



UNIVERZITET U NIŠU
GRAĐEVINSKO-ARHITEKTONSKI
FAKULTET



**TEORIJSKA I EKSPERIMENTALNA ANALIZA
ARMIRANOBETONSKIH LINIJSKIH NOSAČA SA
POLUKRUTIM VEZAMA**

THEORETICAL AND EXPERIMENTAL ANALYSIS OF
REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURES WITH
SEMI-RIGID CONNECTIONS

Kandidat:

mr **Dragan ZLATKOV**, dipl. građ. inž.

Doktorska disertacija

Mentor:

dr **Slavko ZDRAVKOVIĆ**, red. prof.

Niš, 2015. godina

REZIME

U klasičnoj Teoriji konstrukcija prilikom usvajanja "**idealizovanog modela konstrukcije**" veze između štapova linijskih sistema najčešće se usvajaju kao **idealno zglobne** ili **apsolutno krute**. Idealno zglobna veza štapova je veza koja težištima sučeljenih preseka ne dozvoljava da se relativno pomeraju, dok preseki mogu slobodno i nezavisno da se obrću. Kruta veza štapova je veza koja sučeljenim presecima ne dozvoljava ni relativno pomeranje ni relativno obrtanje.

Mnogobrojna istraživanja, zasnovana na eksperimentalnim rezultatima i numeričkim simulacijama, koja su sprovedena u poslednjih četrdesetak godina, ukazuju da se veliki broj veza štapova u čvorovima linijskih sistema ne može svrstati ni u idealno zglobne ni u apsolutno krute.

U **prvom delu doktorske disertacije** izvršena je sistematizacija dosadašnjih rezultata naučno-istraživačkog, teorijskog i eksperimentalnog rada iz ove oblasti kod nas i u svetu, posebno u oblasti armiranobetonskih linijskih sistema.

U **poglavlju 1** su prikazana uvodna razmatranja kao i pregled razvoja metoda analize linijskih nosača, dok su u **poglavlju 2** detaljno analizirani rezultati međunarodnog projekta **COST C1 "Semi-Rigid Behaviour"** i to posebno u sklopu radnih grupa za prethodno napregnute i armiranobetonske konstrukcije i za aseizmičko projektovanje.

Poseban doprinos izučavanju ove problematike u našoj zemlji dat je brojnim teorijskim i eksperimentalnim radovima tima istraživača sa **Građevinskog fakulteta u Nišu** pod rukovodstvom **prof. dr Milića Milićevića**. U tim radovima detaljno je analiziran teorijski pristup proračuna konstrukcija sa polukrutim vezama štapova primenom klasične formulacije metode deformacije čiji pregled je dat u **poglavlju 3**. Imajući u vidu da se savremena analiza naponsko-deformacijskog stanja složenih inženjerskih konstrukcija ne može zamisliti bez matrične formulacije i primene elektronskih računara, u istom poglavlju je prikazana i matrična formulacija analize sistema sa polukruto vezanim štapovima, koja otvara široke mogućnosti za relativno brzu i jednostavnu analizu ovih sistema savremenim metodama proračuna konstrukcija.

Varijaciona formulacija određivanja matrice krutosti i vektora ekvivalentnog opterećenja prikazana je u **poglavlju 4**, dok je primena računara u analizi konstrukcija sa polukrutim vezama data u **poglavlju 5**.

Rezultati eksperimentalne analize ponašanja montažnih armiranobetonskih konstrukcija sa polukrutim vezama na novoprojektovanim i izvedenim objektima **Minoma i Hladnjača Lovopromet** u Nišu u prirodnoj veličini pri statičkom opterećenju prikazani su u **poglavlju 6**.

U **poglavlju 7** prikazano je eksperimentalno određivanje dinamičkih karakteristika konstrukcija metodom ambijent vibracija koje je izvedeno na objektima konstruktivnih sistema **Minoma i Amont** u Nišu.

U **drugom delu doktorske disertacije** prikazana su eksperimentalna istraživanja, koja su izvedena u saradnji sa **Institutom za zemljotresno inženjerstvo i inženjersku seizmologiju** Univerziteta Sveti Kiril i Metodij, Skoplje, Republika Makedonija, realizovana u sklopu atestiranja statičke i dinamičke stabilnosti tipskog modula programa hala montažnog AB konstruktivnog sistema "**AMONT**", analiza dobijenih rezultata, numeričko modeliranje i proračun armiranobetonskih linijskih nosača u tom sistemu sa realnim karakteristikama veza.

Skoro svi zemljotresi koji su se dogodili u svetu poslednjih decenija izazivali su teška oštećenja ili totalna rušenja objekata izvedenih od prefabrikovanih armiranobetonskih nosača sa polukrutim vezama (industrijske hale i drugi različiti objekti različite spratnosti i različitih tipologija u osnovi).

Najvažnije je da prilikom ovih oštećenja ne bude ljudskih žrtava, ali rušenje ovih objekata prilikom dejstva zemljotresa izaziva ogromne gubitke. Pored gubitaka u vidu ekonomske vrednosti samog objekta, rušenje najčešće izaziva i uništenje veoma skupe industrijske opreme. Moderne tehnološke linije u savremenoj industriji mogu biti pet do deset puta skuplje od vrednosti samog objekta.

Ako se uzmu u obzir i dugoročne ekonomske posledice izazvane obustavljanjem procesa proizvodnje, jasno je da je seizmička sigurnost industrijskih hala od vitalne važnosti u svakom seizmički ugroženom regionu, u kakve spada i teritorija Srbije.

U ovom delu disertacije su prikazani dobijeni rezultati na osnovu izvršenih obimnih teorijskih i eksperimentalnih istraživanja sa ciljem da se da adekvatan doprinos u oblasti realnog sagledavanja prisutnih problema, kako bi se definisali konstruktivni uslovi i mere za unapređenje seizmičke otpornosti ovih specifičnih konstruktivnih sistema.

U tu svrhu najpre su proučeni realni fenomeni i uzroci oštećenja i rušenja sličnih objekata prilikom dejstva jakih zemljotresa (**poglavlje 8**).

Na osnovu odabranog karakterističnog prototipa industrijske hale, koji je široko zastupljen u Srbiji, realizovan je veoma obiman program eksperimentalnih istraživanja. Ova istraživanja su obezbedila originalne rezultate i nova saznanja realnog ponašanja konstruktivnih veza ispitivanjem izgrađenih fizičkih modela u prirodnoj veličini pod dejstvom simuliranih cikličnih opterećenja do loma (**poglavlje 9**).

Koristeći eksperimentalne rezultate formulisana je unapređeni metodološki koncept za nelinearnu analizu objekata sa polukrutim vezama primenom modela zasnovanog na nelinearnoj analizi (**poglavlje 10**).

U **poglavlju 11** formulisana je i izložena konzistentna teoretska procedura primenljiva za detaljnu nelinearnu analizu seizmičkog odgovora sistema sa polukrutim vezama. U **poglavlju 12** je u najkraćem izložen metodološki koncept razvijenog kompjuterskog softvera korišćenog za detaljnu analizu nelinearnog seizmičkog odgovora odabranog prototipskog objekta.

Analitički deo predmetnih specifičnih istraživanja obuhvata realizaciju obimnih analiza nelinearnog seizmičkog odgovora odabranog karakterističnog prototipskog objekta industrijske hale, sa ciljem da se pokaže praktična primenljivost formulisano analitičkog modela i teoretske procedure za nelinearnu analizu.

U **poglavlju 13** izložen je koncept formulisano totalno nelinearno matematičkog modela, a u **poglavlju 14** i **poglavlju 15** prikazani su najznačajniji rezultati izvršenih analiza nelinearnog seizmičkog odgovora u poprečnom i podužnom pravcu objekta prilikom dejstva realnih registrovanih zemljotresa.

U **poglavlju 16** izložena su osnovna saznanja do kojih se došlo na osnovu izvršenih kompleksnih analitičkih istraživanja. Formulirane i sprovedene detaljne nelinearne analize omogućavaju unapređeno projektovanje i široku praktičnu primenu tipskih industrijskih hala i drugih objekata ovog vida u seizmičkim zonama različitih intenziteta.

Na bazi rezultata teorijskih, eksperimentalnih i analitičkih istraživanja, u **poglavlju 17** su sumirani adekvatni zaključci i date su odgovarajuće preporuke za projektovanje i dalja istraživanja.

Ključne reči: armiranobetonske konstrukcije, polukrute veze, linearna analiza, nelinearna analiza, eksperimenti, ambijent vibracije, frekvencija, prigušenje, seizmička otpornost, histerezisno ponašanje

ABSTRACT

Choosing "an idealized model of the structure" in the classical theory of structures, connections between the members of the linear systems are usually adopted as ideally pinned or absolutely rigid. Ideally pinned connection does not allow relative displacement of interfaced sections foci, while sections can freely and independently rotate. The rigid connection does not allow both relative displacement and relative rotation.

Numerous studies based on experimental results and numerical simulations, which were conducted over the last forty years, indicate that a large number of the node connections of members of linear systems can be classified neither as an ideally pinned nor as absolutely rigid.

Systematization of recent results of scientific research, both theoretical and experimental work in this field in our country and worldwide, especially in the field of reinforced concrete linear systems, is performed in **the first part of this doctoral thesis**.

The Chapter 1 presents an introductory discussion and an overview of the development of methods for analysis of linear girders, while in the **Chapter 2** the results of the international project **COST C1 "Semi-Rigid behavior"** are analyzed in details, especially within the working groups for prestressed and reinforced concrete structures and seismic design.

A special contribution to the study of this problem in our country is given by numerous theoretical and experimental works of the team of researchers from the **Faculty of Civil Engineering in Niš under the leadership of Prof. Dr. Milić Milicević**. The theoretical approach to the design of structures with semi-rigid connections using the classical formulation of deformation method was analyzed in these works in details which an overview is given in the **Chapter 3**. Bearing in mind that the contemporary analysis of stress-strain state of complex engineering structures can not be imagined without a matrix formulation and implementation of electronic computers, the matrix formulation of structural analyzes of systems with semi-rigid connections is presented in the same chapter, which opens wide opportunities for relatively quick and simple analysis of these systems by use of modern methods of structural analysis.

Variation formulation of the stiffness matrix and the equivalent load vector determination is shown in the **Chapter 4**, while the use of computers in the analysis of structures with semi-rigid connections is given in the **Chapter 5**.

The results of the full size experimental analysis of a behavior of prefabricated reinforced concrete structures with semi-rigid connections carried out on the newly designed and constructed buildings Minoma and cold storage Lovopromet in Nis under static load are presented in the **Chapter 6**.

In Chapter 7 is shown the experimental determination of the dynamic characteristics of structures by ambient vibration method which is performed on buildings constructed in structural systems Minoma and Amont in Nis.

In the second part of the doctoral thesis experimental study is shown, which was realized in cooperation with the "Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology" of the University St. Cyril and Methodius, Skopje, Republic of Macedonia, as a part of the static and dynamic stability attesting project of the standardized modulus of prefabricated RC halls program of structural system "AMONT", including analysis of obtained results, numerical modeling and calculation of reinforced concrete linear structures constructed in this system taking into account the real characteristics of connections.

Almost all earthquakes that have occurred in the world in recent decades have caused severe damage or total demolition of precast reinforced concrete structures with semi-rigid connections (industrial

halls and other various structures which differ in number of floors and ground floor typology). The most important is to provide that there are no human casualties during this damage, but the demolition of these buildings during the earthquake causes huge losses. In addition to the losses in terms of the economic value of the building itself, demolition most often has caused destruction of the very expensive industrial equipment. Modern technological lines in contemporary industry may be five to ten times more expensive than the value of the building itself. If the long-term economic consequences of the termination of the production process are taken into account, it is clear that the seismic safety of industrial halls is of vital importance in any seismically vulnerable region, which includes the territory of Serbia.

In the second part of the doctoral thesis original results obtained on the basis of extensive theoretical and experimental research are presented with the aim to give adequate contribution in the field of real observation of present problems, in order to define the structural conditions and measures to improve the seismic safety of these specific structural systems.

For this purpose primarily real phenomena and causes of damage and demolition of similar buildings during earthquake action are studied (**Chapter 8**).

Based on the selected characteristic prototype of an industrial hall, which is widely present in Serbia, very extensive program of experimental research was carried out. These studies have provided original results and new insights into the real behavior of structural connections based on constructed full size physical models testing under the simulated cyclic load to the point of failure (**Chapter 9**).

Improved methodological concept for nonlinear analysis of integral facilities with semi-rigid connections is formulated on the base of the experimental results by use of totally non-linear mathematical model (**Chapter 10**).

A consistent theoretical procedure applicable for a detailed analysis of nonlinear seismic response of the systems with semi-rigid connections has been formulated and presented in the **Chapter 11**. The methodological concept of developed computer software used for detailed analysis of nonlinear seismic response of the selected prototypical building is presented in the shortest in the **Chapter 12**.

The analytical part of the specific research includes the realization of extensive analysis of nonlinear seismic response of the selected characteristic prototypical industrial hall, with the aim to show the practical applicability of formulated analytical model and theoretical procedure for nonlinear analysis.

The concept of formulated totally nonlinear mathematical model is shown in the **Chapter 13**, while in the **Chapter 14** and the **Chapter 15** the most significant results of the performed analysis of nonlinear seismic response of the building in transversal and longitudinal direction due to the effect of real registered earthquakes are presented.

The fundamental facts that have been reached on the basis of completed complex analytical research are stated in the **Chapter 16**. Formulated and implemented detailed nonlinear analyzes enable improved design and wide practical application of standardized industrial halls and other facilities of this type in seismic zones of various intensity. Based on the results of completed integral theoretical, experimental and analytical studies, adequate conclusions and appropriate recommendations for further experimental and analytical research are summarized in the **Chapter 17**.

Key words: RC structures, semirigid connections, linear analysis, nonlinear analysis, experiments, ambient vibrations test, frequency, damping, seismic resistance, hysteretic behaviour

MOTO*

Prvi korak u analizi konstrukcija predstavlja izbor takozvanog idealizovanog modela kojim se aproksimira data konstrukcija. Modelom se idealizuje geometrija konstrukcije, način oslanjanja, opterećenje, kao i mehanička svojstva materijala u konstrukciji. Idealizovani model za analizu neke konstrukcije nije jednoznačno određen. Njegov izbor je ostavljen inženjerskom sudu i proceni. Pri tome, uvek se nastoji da idealizovani model zadovolji sledeća dva uslova: 1) da što bolje aproksimira stvarnu konstrukciju i 2) da je što jednostavniji i pogodan za praktičnu primenu. Ova dva uslova su obično u suprotnosti, tako da je izbor idealizovanog modela neka vrsta kompromisa između ta dva uslova. Predmet analize su, prema tome, idealizovani modeli, a ne stvarne konstrukcije.

* Dr Miodrag Sekulović, *Matrična analiza konstrukcija*, Građevinska knjiga, Beograd, 1991. godine

Zahvalnost

Nemoguće je pomenuti sve one koji su mi na različite načine pomogli u izradi doktorske disertacije, ali osećam potrebu da se posebno zahvalim:

Profesoru dr Miliću Milićeviću, na dugogodišnjoj podršci, usmeravanju i saradnji pri istraživanju problema obrađenih u disertaciji.

Mentoru i predmetnom nastavniku, profesoru dr Slavku Zdravkoviću, na pomoći prilikom koncipiranja osnovne ideje disertacije, stručnoj i moralnoj podršci, strpljenju i angažovanju pri izradi disertacije.

Profesoru dr Danilu Ristiću, na nesebičnoj pomoći prilikom realizacije eksperimentalnog dela, analizi i diskusiji rezultata, kao i pri nelinearnoj analizi problema obrađenih u disertaciji.

Profesoru emeritusu dr Radomiru Foliću, na iskazanoj brizi, korisnim sugestijama i posebno na upustvima u primeni metodološkog koncepta pri izradi disertacije.

Kolegama iz Instituta za zemljotresno inženjerstvo i inženjersku seizmologiju IZIIS iz Skoplja koji su mi pomagali pri realizaciji eksperimenata.

Kolektivima Morava prefabrikacije, Putinženjering i Lovopromet iz Niša, koji su kao izvođači radova odnosno kao investitor pomagali pri realizaciji eksperimenata.

Kolektivu Građevinsko-arhitektonskog fakulteta u Nišu i svim koleginicama i kolegama, koji su mi pomogli pri izradi disertacije.

Koleginicama i kolegama iz Projektinženjeringa i Projektinženjering Tima iz Niša, koji su mi pomagali pri tehničkoj obradi disertacije.

Porodici, na strpljenju i moralnoj podršci.

mr Dragan Zlatkov, dipl. građ. inž.

Sadržaj:

REZIME.....	i
MOTO.....	v
Zahvalnost.....	vi

DEO I – LINEARNA ANALIZA NOSAČA SA POLUKRUTIM VEZAMA

1	UVODNE NAPOMENE	1-1
1.1	O modelima i modeliranju.....	1-1
1.2	Istorijski razvoj proračuna konstrukcija sa polukrutim vezama.....	1-2
1.3	Predmet i problem naučnog istraživanja	1-7
1.4	Cilj naučnog istraživanja	1-8
1.5	Hipoteze i polazišta	1-9
1.6	Naučne metode koje su primenjene u radu.....	1-9
1.7	Postignuti rezultati.....	1-10
1.8	Opšte o vezama.....	1-11
1.9	Razvoj proračuna konstrukcija sa polukrutim vezama u našoj zemlji	1-12
2	ISTRAŽIVANJE VEZA PREMA PROJEKTU COST C1.....	2-1
2.1	Uvodna razmatranja.....	2-1
2.2	Ciljevi projekta COST C1	2-1
2.3	Generalni naučni izveštaj i zaključci	2-2
2.4	Veze u betonskim konstrukcijama.....	2-3
2.4.1	Oblast rada radne grupe (WG 1).....	2-3
2.4.2	Strukturna analiza kod okvira sa polukrutim vezama	2-5
2.4.3	Numerički i analitički rad	2-5
2.4.4	Eksperimentalno ispitivanje	2-8
2.4.5	Zaključci o rezultatima radne grupe WG1	2-12
2.5	Veze pri seizmičkom opterećenju	2-12
2.5.1	Oblast rada radne grupe (WG5).....	2-12
2.5.2	Proračun baziran na performansama (PBSD-performance based seismic design)	2-13
2.5.3	Zaključci o rezultatima radne grupe WG5	2-15
3	PRORAČUN LINIJSKIH SISTEMA SA POLUKRUTIM VEZAMA ŠTAPOVA METODOM DEFORMACIJE	3-1
3.1	Klasična formulacija metode deformacija.....	3-1
3.2	Teorijske osnove analize sistema sa polukrutim vezama štapova.....	3-4

3.2.1	Energetska osnova metode deformacija	3-4
3.2.2	Matrična analiza štapova sa polukrutim veza metodom deformacije.....	3-5
3.3	Dinamički proračun konstrukcija sa polukrutim vezama štapova (matrična formulacija)	3-9
3.3.1	Matrični oblik jednačine kretanja.....	3-10
4	VARIJACIONA FORMULACIJA ODREĐIVANJA MATRICE KRUTOSTI I MATRICE MASA	4-1
4.1	Interpolacione funkcije i matrica krutosti štapa	4-1
4.2	Interpolacione funkcije za štap sa polukrutim vezama.....	4-3
4.3	Matrica krutosti štapa sa polukrutim vezama.....	4-7
4.4	Određivanje konzistentne matrice mase varijacionim postupkom.....	4-10
4.4.1	Konzistentna matrica mase kruto uklještenog štapa.....	4-10
4.4.2	Konzistentna matrica mase polukruto uklještenog štapa.....	4-10
5	PRIMENA RAČUNARA U ANALIZI KONSTRUKCIJA SA POLUKRUTIM VEZAMA	5-1
5.1	Opšte.....	5-1
5.2	Programi NAK-2, STABIL, SASS i TOWER-7	5-1
5.2.1	Primena programa za proračun konstrukcija sa polukrutim vezama u čvorovima.....	5-2
5.2.2	Primer seizmičkog proračun okvira sa polukrutim vezama prema EN 1998-1: 2004, objekat Elektrotehna, Niš.....	5-4
5.2.3	Primer proračuna okvira sa polukrutim vezama, objekat Fressenius, Vršac	5-8
6	EKSPERIMENTALNA ISPITIVANJA MONTAŽNIH KONSTRUKCIJA SA POLUKRUTIM VEZAMA	6-1
6.1	Uvod	6-1
6.2	Opis ispitivane konstrukcije MINOMA	6-2
6.2.1	Ispitivanje pri statičkom opterećenju.....	6-3
6.3	Opis ispitivane konstrukcije Hladnjača Lovopromet	6-5
6.3.1	Tok eksperimenta	6-7
6.3.2	Korišćena oprema	6-9
6.3.3	Diskusija rezultata i zaključci.....	6-14
7	EKSPERIMENTALNA ISPITIVANJA DINAMIČKIH KARAKTERISTIKA MONTAŽNIH AB KONSTRUKCIJA MINOMA I AMONT	7-1
7.1	Uvod	7-1
7.2	Opis konstruktivnih sistema ispitivanih objekata.....	7-2
7.2.1	Eksperimenti sa prinudnom harmonijskom pobudom.....	7-5
7.2.2	Eksperimenti sa slobodnim vibracijama.....	7-5
7.3	Primenjena oprema i rezultati ispitivanja	7-6

7.3.1	Eksperimenti sa prinudnim i slobodnim oscilacijama.....	7-6
7.3.2	Eksperiment sa harmonijskom poremećajnom silom.....	7-7
7.3.3	Eksperimentalno određivanje dinamičkih karakteristika konstrukcije metodom ambijent vibracija	7-8
7.4	Diskusija rezultata	7-18

DEO II – NELINEARNA ANALIZA NOSAČA SA POLUKRUTIM VEZAMA

8	OŠTEĆENJA I RUŠENJA MONTAŽNIH OBJEKATA SA POLUKRUTIM VEZAMA I NJIHOVI UZROCI.....	8-1
8.1	Uvodne napomene	8-1
8.2	Oštećenja i rušenja konstruktivnih sistema hala prilikom zemljotresa	8-2
8.3	Oštećenja i rušenja montažnih konstruktivnih elemenata	8-6
8.4	Oštećenja i rušenja konstruktivnih veza	8-7
8.5	Cilj i naučni doprinos eksperimentalnih i analitičkih istraživanja	8-8
9	EKSPERIMENTALNA ISTRAŽIVANJA PONAŠANJA KONSTRUKTIVNIH VEZA U PRIRODNOJ VELIČINI PRI DEJSTVU CIKLIČNIH OPTEREĆENJA DO LOMA.....	9-1
9.1	Program eksperimentalnih ispitivanja modela	9-1
9.2	Procedure nelinearnih cikličnih kvazi-statičkih ispitivanja fizičkih modela konstruktivnih veza do stadijuma loma i dobijeni rezultati	9-4
9.2.1	Eksperimentalno ispitivanje karakteristika nelinearnog ponašanja veze međuspratne grede sa ugaonim stubom.....	9-4
9.2.2	Eksperimentalno ispitivanje kapaciteta nosivosti veze za dejstvo negativnog momenta na mestu oslanjanja koritnica iz dva susedna polja	9-8
9.2.3	Eksperimentalno ispitivanje karakteristika nelinearnog ponašanja veze stuba sa čašicom temeljne stope	9-11
9.2.4	Eksperimentalno ispitivanje karakteristika nelinearnog ponašanja veze oslabljenog stuba na mestu veze sa međuspratnim nosačima	9-13
9.2.5	Eksperimentalno ispitivanje kapaciteta nosivosti nosača međuspratnih konstrukcija koji uključuje oslanjanje međuspratne koritnice	9-16
9.3	Pregled rezultata eksperimentalnih ispitivanja modela	9-18
9.3.1	Rezultati eksperimentalnih ispitivanja modela EM-1 i EM-2	9-19
9.3.2	Rezultati eksperimentalnih ispitivanja modela EM-3 i EM-4	9-20
9.3.3	Rezultati eksperimentalnog ispitivanja modela EM-5.....	9-20
9.3.4	Rezultati eksperimentalnog ispitivanja modela EM-6.....	9-21
9.3.5	Rezultati eksperimentlanog ispitivanja modela EM-7.....	9-21

10	FORMULISANJE UNAPREĐENOG KONCEPTA ZA NELINEARNU ANALIZU SEIZMIČKOG ODGOVORA HALA SA POLUKRUTIM VEZAMA	10-1
10.1	Uvodne napomene	10-1
10.1.1	Specifičnosti konstruktivnog sistema	10-2
10.1.2	Specifičnosti montažnih konstruktivnih elemenata	10-2
10.1.3	Specifičnost karakteristika konstruktivnih veza	10-3
10.2	Specifičnosti koje se odnose na namenu hale	10-4
10.3	Formulisanje analitičkog modela za realnu simulaciju nelinearnog ponašanja osnovnih konstruktivnih elemenata.	10-4
10.4	Formulisanje analitičkih modela za realnu simulaciju nelinearnog ponašanja karakterističnih konstruktivnih veza.	10-5
10.5	Osnovne karakteristike formulisanog unapređenog metodološkog koncepta za projektovanje seizmički sigurnih industrijskih hala sa polukrutim vezama ...	10-6
11	FORMULISANJE MODELA NELINEARNE ANALIZE SEIZMIČKOG ODGOVORA OKVIRA SA POLUKRUTIM VEZAMA	11-1
11.1	Osnovni postupak u analizi AB okvira primenom MKE	11-1
11.2	Inkrementalna jednačina statičke ravnoteže za konstruktivne sisteme pod dejstvom spoljašnjeg opterećenja zavisnog od vremena	11-3
11.3	Inkrementalna jednačina dinamičke ravnoteže za konstruktivne sisteme izložene seizmičkom dejstvu	11-4
11.4	Matrica masa i matrica prigušenja	11-6
11.5	Numeričke metode za rešavanje inkrementalnih jednačina kretanja	11-6
11.6	Nelinearna dinamička analiza	11-11
11.7	Određivanje inicijalnih dinamičkih karakteristika	11-14
12	METODOLOŠKI KONCEPT RAZVIJENOG KOMPJUTERSKOG SOFTVERA ZA DETALJNU ANALIZU SEIZMIČKOG ODGOVORA KOMPLEKSNIH SISTEMA KORISTEĆI PREDNOSTI NELINEARNIH MODELA	12-1
12.1	Kompjuterski program NORA 2005 za nelinearnu seizmičku analizu kompleksnih konstrukcija	12-1
12.2	Programirane opcije kompjuterskog programa NORA 2005 za nelinearnu seizmičku analizu kompleksnih konstrukcija	12-1
13	PRIMENA FORMULISANOG NELINEARNOG ANALITIČKOG MODELA ZA ANALIZU SEIZMIČKOG ODGOVORA PROTOTIPA HALE SA POLUKRUTIM VEZAMA	13-1
13.1	Prototip hale za realizaciju analitičkih istraživanja i karakteristike granične nosivosti poprečnih preseka	13-1
13.1.1	Opis prototipa hale za realizaciju analitičkih istraživanja	13-1
13.1.2	Karakteristike granične nosivosti poprečnih preseka	13-3

13.2	Formulisane nelinearnog matematičkog modela prototipa hale za poprečni pravac i analiza dinamičkih karakteristika sistema.....	13-14
13.3	Formulisane nelinearnog matematičkog modela prototipa hale za podužan pravac i analiza dinamičkih karakteristika sistema.....	13-17
14	ANALIZA NELINEARNOG SEIZMIČKOG ODGOVORA TIPSKE HALE ZA DEJSTVO ZEMLJOTRESA RAZLIČITIH INTENZITETA U POPREČNOM PRAVCU	14-1
14.1	Analiza dejstva zemljotresa Ulcinj-Albatros u poprečnom pravcu	14-2
14.2	Analiza dejstvo zemljotresa El-Centro u poprečnom pravcu	14-19
15	ANALIZA NELINEARNOG SEIZMIČKOG ODGOVORA TIPSKE HALE ZA DEJSTVO ZEMLJOTRESA RAZLIČITIH INTENZITETA U PODUŽNOM PRAVCU	15-1
15.1	Analiza dejstva zemljotresa Ulcinj-Albatros u podužnom pravcu	15-1
15.2	Analiza dejstva zemljotresa El-Centro u podužnom pravcu	15-19
16	DISKUSIJA REZULTATA DOBIJENA NA OSNOVU IZVRŠENIH ANALITIČKIH ISTRAŽIVANJA NELINEARNOG SEIZMIČKOG ODGOVORA HALE SA POLUKRUTIM VEZAMA	16-1
16.1	Nelinearno ponašanje sistema za $PGA=0,10g$	16-3
16.2	Nelinearno ponašanje sistema za $PGA=0,20 g$	16-5
16.3	Nelinearno ponašanje sistema za $PGA=0,40 g$	16-8
16.4	Analiza spratnih pomeranja sistema za poprečni i podužni pravac dejstva zemljotresa.....	16-10
17	ZAVRŠNE NAPOMENE.....	17-1
17.1	Zaključci	17-1
17.2	Preporuke za projektovanje	17-4
17.3	Preporuke za dalja istraživanja	17-5
18	LITERATURA	18-1
18.1	Spisak objavljenih radova relevantnih za temu doktorske disertacije.....	18-1
18.2	Bibliografija.....	18-3

- DEO I -

**LINEARNA ANALIZA NOSAČA
SA POLUKRUTIM VEZAMA**

1 UVODNE NAPOMENE

1.1 O modelima i modeliranju

Ova doktorska disertacija je nastavak istraživanja realizovanih prilikom izrade mog magistarskog rada "Analiza linijskih sistema sa polukrutim vezama štapova u čvorovima" [150], koji je urađen i odbranjen na Građevinskom fakultetu u Nišu, iz koga su preuzete neke analize.

Predmet analize ponašanja inženjerskih konstrukcija je iznalaženje odgovora konstrukcije na dejstvo statičkog i dinamičkog opterećenja i drugih spoljašnjih dejstava. Odgovor konstrukcije opisuje se stanjem napona i stanjem deformacija, kao i proverom sistema kao celine i njegovih pojedinih delova.

U skladu sa pretpostavkama klasične Teorije linijskih nosača, naponsko-deformacijsko stanje linijskih nosača je poznato kada su poznate sile i pomeranja. Na taj način zadatak analize se svodi na određivanje sila i pomeranja linijskih sistema usled spoljašnjih dejstava.

U okviru Teorije linijskih nosača razvijene su posebne metode za određivanje sila i pomeranja. Po svojoj prirodi te metode su diskretne, pošto se za sile i pomeranja ne traže analitička rešenja već samo diskretne vrednosti u izabranim tačkama ose nosača.

U analizi konstrukcije odnosno sistema kao celine polazi se od veza između sila i pomeranja koje važe za pojedine njegove elemente. Na osnovu tih relacija formiraju se odgovarajuće jednačine za konstrukciju odnosno sistem kao celinu, uz vođenje računa o vezama u čvorovima, uslovima ravnoteže i načinu oslanjanja konstrukcije.

Pri analizi konstrukcije neophodno je da se ona transformiše u model koji će najrealnije oslikavati njeno ponašanje. Modeli mogu biti materijalni i proračunski. Materijalni modeli se koriste relativno retko jer iziskuju znatne troškove. Njihova upotreba je opravdana u slučaju velikih netipičnih konstrukcija ili kada se izvodi velika serija istih konstrukcija, pa se na jednom modelu može utvrditi ponašanje čitave serije.

Materijalni modeli se koriste i prilikom eksperimentalne analize konstrukcija u sklopu naučnih istraživanja i to na modelima u prirodnoj veličini, kada se eksperimenti

1. Uvodne napomene

izvode "*in situ*" i na modelima u odgovarajućoj razmeri, kada se eksperimenti uglavnom izvode u laboratorijskim uslovima, a kasnije se na osnovu sličnosti modela dobijeni rezultati mogu koristiti pri analizi stvarne konstrukcije.

Proračunski modeli predstavljaju skup međusobno povezanih elemenata koji čine konstrukciju. Da bi se jedna realna konstrukcija aproksimirala proračunskim modelom moraju se učiniti izvesne idealizacije.

Prvi korak u analizi konstrukcija predstavlja izbor takozvanog idealizovanog proračunskog modela kojim se aproksimira data konstrukcija. Modelom se idealizuje geometrija konstrukcije, način oslanjanja, veze između štapova, opterećenje, kao i mehanička svojstva materijala u konstrukciji. Idealizovani model za analizu neke konstrukcije nije jednoznačno određen. Za analizu nekog problema može se definisati beskonačno mnogo modela.

Pri tome, uvek se nastoji da idealizovani model što bolje aproksimira stvarnu konstrukciju i da je što jednostavniji i pogodan za praktičan proračun konstrukcije. Ova dva uslova su obično u suprotnosti, tako da je izbor idealizovanog modela neka vrsta kompromisa između ta dva uslova.

1.2 Istorijski razvoj proračuna konstrukcija sa polukrutim vezama

Još 1917. godine Wilson, Moor i Batho su sprovedli prva eksperimentalna istraživanja na čeličnim konstrukcijama kako bi definisali analitičku vezu između momenta i rotacije kod veza u zakovanoj izradi i ukazali na razlike u ponašanju ovakvih veza u odnosu na veze u zavarenoj izradi.

Slična ispitivanja izveli su u toku 1930. godine Rowan i Rathbun. Tek 1963. godine na osnovu rezultata prethodno sprovedenih ispitivanja u ovoj oblasti Monforton i Wu su vezu između momenta i rotacije definisali kao linearnu, sa koeficijentom proporcionalnosti koji predstavlja krutost veze. Na osnovu takve relacije isti autori su izveli matrice krutosti za elemente sa polukrutim vezama.

Ruski naučnik Denkievič [24] 1967. godine bavi se proučavanjem armiranobetonskih ramova sa "popustljivim" čvorovima. Ova proučavanja se mogu smatrati početkom izučavanja armiranobetonskih (AB) linijskih nosača sa polukrutim vezama.

Kasnije su (1969. godine) Lionberger i Weaver nastavili istraživanja u oblasti čeličnih konstrukcija, nadovezujući se na pretpostavke koje su definisali Monforton i Wu.

1. Uvodne napomene

Oni su ponašanje polukrutih veza aproksimirali elastičnim oprugama smeštenim na krajevima elementa, a otišli su i korak dalje, pa su vezu moment-rotacija pretpostavili kao bilinearnu, što je bliže realnom ponašanju ovakvih veza. Lightfoot i Le Messurier 1974. i Botizan 1978. godine su proširili ova razmatranja na prostorne elemente i definisali polukrute veze imajući u vidu aksijalno naprezanje, savijanje, smicanje i torziju. Ova razmatranja su više teorijskog nego praktičnog značaja.

Približno u isto vreme ruski naučnik Šapiro [120], 1974. godine objavljuje rad o uticaju popustljivosti čvorova kod armiranobetonskih ramova pri horizontalnom opterećenju.

Probleme stabilnosti okvirnih konstrukcija sa polukrutim vezama prvi su obradili Romstad (1970), Suko (1971) i Ackroyd (1983).

U poslednjih četrdesetak godina u svetu je publikovan veliki broj radova iz oblasti polukrutih veza. Mnogi autori su predložili metode pomoću kojih se mogu uvesti uticaji ovakvih veza na globalnu analizu konstrukcije. Rezultati koji su dobijeni uglavnom se podudaraju i odgovaraju realnom ponašanju konstrukcija. Polje istraživanja je prošireno sa elastične na plastičnu oblast, pa se pri plastičnoj analizi polukrute veze mogu aproksimirati sa svojim, generalno nelinearnim karakteristikama.

U klasičnoj Teoriji konstrukcija prilikom usvajanja "idealizovanog modela konstrukcije" veze između štapova linijskih sistema najčešće se usvajaju kao idealno zglobne ili apsolutno krute. Na kraju zglobno vezanog štapa ne može da se javi moment savijanja, a transverzalne sile u linearnoj teoriji odnosno u Teoriji prvog reda se javljaju samo ako je štap opterećen transverzalnim opterećenjem.

U Teoriji drugog reda, ukoliko se štap obrće i u njemu postoje normalne sile, u polju štapa se, bez obzira što isti nije opterećen transverzalnim opterećenjem, mogu javiti i momenti savijanja, što bi dovelo do pojave transverzalnih sila na krajevima zglobno vezanih štapova. Na kraju kruto vezanog štapa mogu da se jave momenti, normalne i transverzalne sile.

Prilikom analize konstrukcije u dobijenim sistemima jednačina nepoznati su parametri u čvorovima konstrukcije. Ti parametri mogu da budu generalisane sile (sile i momenti) ili generalisana pomeranja (pomeranja i obrtanja).

U zavisnosti od načina izbora ovih parametara kao osnovnih nepoznatih veličina u analizi, razvijene su tri osnovne metode analize: metoda sila, metoda deformacije i mešovita metoda.

1. Uvodne napomene

U metodi sila osnovne nepoznate su statičke veličine (sile i momenti), u metodi deformacije kinematičke veličine (pomeranja i obrtanja čvorova), a u mešovitoj metodi delom statičke, a delom kinematičke veličine.

Metoda sila u svojoj klasičnoj formulaciji ima čestu primenu pri analizi ravnih linijskih konstrukcija, jer kod velikog broja sistema obim proračuna po ovoj metodi je značajno manji od istog po metodi deformacije, što je pogodno za manuelni proračun ili proračun uz pomoć malih kalkulatora. Pored ovoga, kao nepoznate u analizi se javljaju generalisane sile (momenti savijanja, transversalne i normalne sile) koje se direktno koriste za dimenzionisanje konstrukcije, ukoliko deformacije nisu od posebnog interesa.

Međutim, sistemi uslovnih algebarskih jednačina iz kojih se određuju nepoznate generalisane sile i obim računskih operacija u direktnoj je zavisnosti od izbora osnovnog (najčešće statički određenog) sistema, koji se odabire na početku proračuna. Za izbor racionalnog osnovnog sistema neophodna je intuicija i iskustvo, što značajno narušava automatizam proračuna i čini ovu metodu manje atraktivnom kada su u pitanju savremeni metodi proračuna primenom elektronskih računara.

Metoda deformacije spada u savremene metode Teorije konstrukcija i danas je njena osnovna metoda. Kao i u metodi sila i ovde se analiza sprovodi u osnovnom sistemu koji se bira kao kinematički određen (sprečena su sva pomeranja i obrtanja čvorova sistema).

Postoji, međutim, samo jedna jedina mogućnost za ograničavanje stepeni slobode čvorova sistema, čime se dobija jedinstven osnovni kinematički određen sistem, te se u velikoj meri proračun automatizuje, a to daje značajnu prednost primeni ove metode prilikom analize konstrukcija primenom savremenih računskih sredstava.

Sve intenzivniji razvoj računara bitno doprinosi i razvoju postupaka i metoda koje se koriste u Teoriji konstrukcija, čime se omogućava realnije i pouzdanije numeričko modeliranje složenih građevinskih objekata kako sa stanovišta kompleksnosti geometrijskih oblika, tako i sa stanovišta realnog modeliranja ponašanja materijala, veza i opterećenja.

U prvoj fazi primene računara u analizi konstrukcija obično su klasične metode proračuna prevođene u matrični oblik, a kompjuteri su ubrzavali i olakšavali postupak rešavanja velikog broja jednačina.

Prvo je Levy prikazao osnovne jednačine metode sila u matričnom obliku, da bi kasnije Lang i Bisplinghof, Langefors, Wehle, Lansing i drugi dalje razradili koncept matrične formulacije metode sila uz primenu računara [124].

1. Uvodne napomene

Levy je takođe prilikom analize konstrukcije aviona, metodom sila i metodom deformacije prvi ukazao na prednost analize metodom deformacije.

Radovi Argirisa i njegovih saradnika objavljeni između 1954. i 1960. godine mogu se smatrati polaznom osnovom za dalji razvoj metoda matrične analize konstrukcija koja se može shvatiti kao specijalan slučaj jednog opšteg metoda numeričke analize konstrukcija poznatog pod nazivom Metod konačnih elemenata.

U klasičnoj analizi linijskih sistema mešoviti metodi nisu našli značajniju primenu. Razvojem matrične analize konstrukcija u poslednje vreme, u prvoj fazi, kod analize dvodimenzionalnih problema, Herrmann, 1965. godine, Prato, 1969. godine, Connor, 1971. godine, a kasnije i kod grednih sistema, Poceski [105], razvijena je metoda kod koje se direktno dobijaju momenti savijanja i pomeranja (mešovite veličine) u bilo kojoj tački sistema, dakle sve ono što je potrebno za dimenzionisanje konstrukcije. Kod složenijih okvirmih sistema ova metoda ipak nije našla širu primenu.

U matričnoj formulaciji metode sila i metode deformacija, osnovu čini štap kao element sistema. Sistem je diskretan, sastavljen od pojedinih štapova-elemenata sistema koji su međusobno vezani u diskretnim tačkama (čvorovima sistema). Matrična formulacija metode sila nije u punoj meri prilagodljiva za izradu kompjuterskih programa za proračun konstrukcija. Iako se u poređenju sa metodom sila u proračunu po metodi deformacije javlja značajno veći broj matričnih operacija, teškoće koje se mogu javiti pri izboru i uspostavljanju osnovnog sistema i ovde su ograničavajući faktor za njegovu masovniju primenu. Ovo u velikoj meri daje prednost metodi deformacije pri kompjuterskoj matričnoj analizi konstrukcija i ona je zbog svoje opštosti, jednostavnosti i značajnog automatizma u proračunu skoro redovno osnova za izradu savremenih kompjuterskih programa za analizu linijskih sistema.

Za analizu i proračun konstrukcija razvijen je veliki broj opštih i posebnih programa koji pokrivaju praktično sva područja analize naponsko-deformacijskog stanja konstrukcija pri statičkim, dinamičkim, termičkim i drugim mogućim spoljašnjim uticajima. Međutim, postojanje programa koji mogu da reše svaki problem istovremeno ne znači da su svi problemi rešeni. Prilikom upotrebe gotovih programa treba biti veoma obazriv. Neophodno je poznavanje teoretskih osnova na kojima je program zasnovan, numeričkog modela i algoritma za dobijanje korektnog rešenja, niza posebnih programskih ograničenja, kao i korektne interpretacije i upotrebe dobijenih rezultata.

1. Uvodne napomene

Zbog toga matrična analiza, posebno metodom deformacije, kao osnova većine savremenih kompjuterskih programa sve više dobija na značaju i njoj će i u ovom delu disertacije biti posvećena posebna pažnja.

Mnogobrojna istraživanja, zasnovana na eksperimentalnim rezultatima i numeričkim simulacijama, koja su sprovedena u poslednjih četrdesetak godina, ukazuju da se veliki broj veza štapova u čvorovima linijskih sistema ne može svrstati ni u idealno zglobne ni u apsolutno krute, te se pri optimalnom dimenzionisanju realnih konstrukcija javlja potreba da se kod proračuna uzima u obzir elastičnost čvornih veza, tj. realna krutost veza između štapova.

Uočeno je da je stepen krutosti ili uklještenja veze od posebnog značaja kod montažnih konstrukcija, kakve su u ovoj disertaciji uglavnom analizirane, jer i mali stepen uklještenja na mestima montažnih veza utiče na preraspodelu statičkih i deformacijskih veličina, veličinu kritičnog opterećenja, dužinu izvijanja štapova i osnovne dinamičke karakteristike konstrukcije.

Aktuelnost ovih problema kako u svetu tako i kod nas potvrđuju brojni naučni skupovi i značajan broj međunarodnih projekata sa istim ili sličnim temama, kao što su: "Tempus", COST Projekt C1 "Semi-rigid behaviour", u okviru koga je održano niz simpozijuma sa tematikom polukrutih veza. U organizaciji IABSE održan je značajan broj tematskih kolokvijuma pod nazivom: "Semi-rigid structural Connections"[21],[22],[23].

U okviru projekta COST C1 formirana je posebna radna grupa za Betonske konstrukcije. Predsedavajući je K. S. Elliot, sa Univerziteta u Notingemu, U.K.

Glavna aktivnost ove radne grupe bila je proučavanje ponašanja spojeva greda i stubova u prefabrikovanom betonu i ramovima livenim "*in situ*". Kod prefabrikovanih spojeva, rad je fokusiran na poboljšanja u projektovanju okvira dobijenih polukrutim vezama, dok je kod spojeva livenih "*in situ*" rad koncentrisan na njihovo post-elastično ponašanje.

U oba slučaja su uzeti u obzir: nelinearno ponašanje materijala, opterećenje do loma, pojava prslina, pukotina i narušavanje veze između armature i betona.

Svi ovi parametri uslovljavaju poznavanje veze moment-krivina, do kojih se dolazi eksperimentalnim ili numeričkim načinom, ili na oba načina, što je urađeno i u ovoj disertaciji.

Na velikom broju međunarodnih skupova, svetskim i evropskim konferencijama, o zemljotresnom inženjerstvu (EECEE, EWCEE) održanim poslednjih godina bilo je više

1. Uvodne napomene

radova posvećenih sistemima sa polukruto vezanim štapovima, posebno u uslovima dinamičkog odnosno seizmičkog opterećenja.

Zajednički evropski propisi, tj. Evrokodovi za konstrukcije (naročito Evrokod 3 [54], Evrokod 4 [55], i Evrokod 8 [53]), proračunu i konstruisanju sistema sa polukrutim vezama štapova posvećuju dužnu pažnju.

1.3 Predmet i problem naučnog istraživanja

U klasičnoj Teoriji konstrukcija, prilikom usvajanja idealizovanog modela konstrukcije veze između štapova linijskih nosača su usvajane kao idealno zglobne ili apsolutno krute.

U analizi konstrukcija mnogi primenjuju savremene programske pakete sa idealizovanim vezama.

Mnogobrojna istraživanja, zasnovana na eksperimentalnim rezultatima i numeričkim simulacijama, koja su sprovedena u poslednjih četrdesetak godina, ukazuju da se veliki broj veza štapova u čvorovima linijskih nosača ne može svrstati ni u idealno zglobne ni u apsolutno krute, već dozvoljavaju u opštem slučaju izvestan stepen relativne pomerljivosti u pravcima svih generalisanih pomeranja.

U disertaciji su pored pregleda stanja dosadašnjih saznanja u ovoj u svetu vrlo aktuelnoj i značajnoj naučnoj oblasti, ista dopunjena eksperimentalnim i numeričkim modelima, sa posebnim akcentom na teorijsku, eksperimentalnu i numeričku analizu AB linijskih nosača sa polukrutim vezama.

Predmet rada je sistematizacija dosadašnjih rezultata naučno-istraživačkog teorijskog i eksperimentalnog rada iz ove oblasti kod nas i u svetu u oblasti AB konstrukcija, kao i prikaz sopstvene matrične formulacije analize nosača sa polukruto vezanim štapovima, koja otvara široke mogućnosti za relativno brzu i jednostavnu analizu ovih nosača savremenim metodama proračuna konstrukcija.

Sopstvena istraživanja su realizovana na objektu Hladnjača Lovopromet u Nišu, a ostala istraživanja su realizovana u saradnji sa Institutom za zemljotresno inženjerstvo i inženjersku seizmologiju Univerziteta Sv. Kiril i Metodij, Skoplje, Republika Makedonija u sklopu projekta atestiranja statičke i dinamičke stabilnosti tipskog montažnog AB konstruktivnog sistema AMONT- Projekt IZIIS-91/300.

1.4 Cilj naučnog istraživanja

Postoji veliki interes investitora i građevinskih preduzeća za primenu montažnih sistema, što je od posebnog značaja za našu zemlju, kako bi se obnovila i unapredila tradicija montažne gradnje AB konstrukcija i izvršila supstitucija uvoza ovih konstrukcija iz zemalja u okruženju. Imajući u vidu ekonomske efekte koji se očekuju, a zbog povećanja njihove konkurentne sposobnosti, ova preduzeća su spremna da se aktivno bave proizvodnjom montažnih AB konstrukcija i da određena sredstva izdvoje za teorijsku i eksperimentalnu analizu istih.

Ovo se posebno odnosi na projektovanje i građenje montažnih AB seizmički otpornih objekata, jer su se neki slični objekti loše pokazali prilikom zemljotresa koji su se događali u regionu i šire. Zemljotres Friuli koji se dogodio 1976 godine u Severnoj Italiji, izazvao je znatna oštećenja industrijskih hala ili njihovo potpuno rušenje. Industrija u tim regionima pretrpela je ogromne gubitke.

Cilj rada je ostvaren kroz sagledavanje realnih karakteristika veza i njihovog uticaja na preraspodelu statičkih i deformacijskih veličina i osnovne dinamičke karakteristike konstrukcija, sa posebnim akcentom na eksperimentalnu i numeričku analizu AB linijskih nosača sa polukrutim vezama.

Konstruktivni sistemi programa montažnih AB hala razvijali su se u našoj zemlji, između ostalog, pod snažnim uticajem sličnih sistema iz Severne Italije. Poznata firma "Vegrad" iz Velenja u Sloveniji, svoj konstruktivni sistem je "prekopirala" upravo iz Severne Italije. Pod njenim direktnim uticajem svojevremeno je razvijen sistem firme "Binačka Morava" iz Gnjilana, čija je radna jedinica do osamostaljenja bila "Morava" iz Kruška kod Niša, sada "Morava prefabrikacije". Većina novijih konstruktivnih sistema u Srbiji i regionu ("Putinženjering" iz Niša, "Asha" iz Velike Plane, italijanska firma "Balkan prefabrikacije" sa pogonima u Bugarskoj i Rumuniji i mnoge druge) razvijeni su sa vrlo sličnim karakterističnim elementima i vezama.

Zbog toga su dobijeni rezultati od značaja za formulisanje realnijih proračunskih modela AB linijskih nosača kako pri statičkim, tako i pri dinamičkim i seizmičkim dejstvima. To se pre svega odnosi na obavezu verifikacije i atestacije pojedinih montažnih sistema koji se masovnije koriste u svetu, a pre svega u našoj zemlji.

1.5 Hipoteze i polazišta

Metode zasnovane na klasičnoj Teoriji konstrukcija se sa adekvatnim modifikacijama mogu koristiti za analizu ponašanja konstrukcija zgrada i hala sa popustljivim vezama (uobičajeni naziv polukrute veze).

Moguće je formulisati modifikovane matrične metode u analitičkoj i numeričkoj formi (MKE), kojim se uspešno opisuje ponašanje konstrukcija sa polukrutim vezama u visokogradnji pod statičkim i dinamičkim opterećenjem.

Za verifikaciju ovakvog modela su korišćena eksperimentalna istraživanja na modelima veza montažnih AB konstrukcija pri kvazi statičkom opterećenju do loma i na izvedenim montažnim AB objektima u prirodnoj veličini pri statičkom i dinamičkom opterećenju.

1.6 Naučne metode koje su primenjene u radu

U istraživanju su korišćene kombinacije eksperimenatalne analize i numeričkog modeliranja.

Neophodni parametri za određivanje krutosti veze određeni su eksperimentalnim i numeričkim načinom.

Eksperimentalni deo je realizovan kroz tri celine:

- 1) Eksperimentalno ispitivanje AB konstrukcija izvedenih montažnih objekata u prirodnoj veličini pri statičkom opterećenju.
- 2) Eksperimentalno određivanje dinamičkih karakteristika izvedenih objekata metodom ambijent vibracija na objektima u prirodnoj veličini, sa posebnim osvrtom na uticaj krutosti veza i krutosti ispune kod ramovskih armiranobetonskih konstrukcija.
- 3) Kvazi statičko ispitivanje do stadijuma loma, sa određivanjem karakteristika nosivosti i deformabilnosti veza nosača u prirodnoj veličini u laboratorijskim uslovima.

1. Uvodne napomene

Numeričko modeliranje je urađeno na osnovu teorijski i eksperimentalno određenih karakteristika veza i to:

- 1) Statička i seizmička analiza objekata u linearnoj oblasti je analizirana primenom kompjuterskih programa na bazi konačnih elemenata, kao što su STABIL, SASS, TOWER7, SAP2000 i drugi. Seizmička otpornost objekata je analizirana prema EC8.
- 2) Nelinearna analiza dinamičkog ponašanja objekata na dejstvo realnih zemljotresa realizovana je primenom kompjuterskog programa NORA (Nonlinear Response Analysis)

1.7 Postignuti rezultati

Rezultati koji su ostvareni detaljno su prikazani u zaključku disertacije, a ovde se pominju najvažniji:

Ukratko je prikazana matrična formulacija analize sistema sa polukruto vezanim štapovima, koja je prilagođena za relativno brzu i jednostavnu analizu ovih sistema savremenim metodama proračuna konstrukcija. Rezultati istraživanja su pokazali da ponašanje veza mora biti uzeto u proračun prilikom najranije faze projektovanja konstrukcije. Da bi se obuhvatilo ponašanje veza mnogi postojeći programski paketi za proračun konstrukcija pored već poznatih konačnih elemenata mogu se dopuniti elementima sa konstitutivnim jednačinama koje uzimaju u obzir realno ponašanje veza.

Tačnost pojedinih parametara matematičkog modela mora se međutim verifikovati i eksperimentalnim putem. Montažna gradnja zahteva neizbežno proučavanje problema spojnih sredstava i način spajanja montažnih elemenata u konstruktivnu celinu. Zbog toga su u disertaciji rezultati teorijskih odnosno analitičkih rešenja verifikovani eksperimentalnim ispitivanjima na objektima u prirodnoj veličini.

Značajan naučni doprinos predstavljaju rezultati eksperimentalno određenih osnovnih dinamičkih karakteristika metodom ambijent vibracija na većem broju objekata montažnih sistema MINOMA i AMONT u Nišu u prirodnoj veličini, sa posebnim osvrtom na uticaj krutosti veza i krutosti ispune kod ovih AB konstrukcija sa polukrutim vezama.

Pokazano je da su AB linijski nosači, koji su međusobno povezani polukrutim vezama u konstruktivni sistem sa veoma specifičnim naponsko-deformacijskim karakteristikama, a koje su detaljno istražene i potvrđene eksperimentalnim putem, ispitivanjem fizičkih modela u prirodnoj veličini kvazi statičkim opterećenjem do loma. Za

1. Uvodne napomene

najkarakterističnije veze određene su histerezisne veze moment-krivina u cilju pouzdanije praktične primene istih, posebno u seizmički aktivnim područjima.

Analitička i numerička istraživanja izvršena u okviru ove disertacije svojim rezultatima su doprinela formulisanju proračunskih modela koji sagledavanju stvarno nelinearno ponašanje montažnih AB industrijskih hala, posebno pri dejstvu jakih zemljotresa. Primenom kompjuterskog programa NORA sprovedene su obimne nelinearne analize na modelu prototipa objekta, koristeći standardni metod konačnih elemenata, čime je dobijen obiman fond numeričkih rezultata koji imaju izvanredan istraživački značaj.

1.8 Opšte o vezama

Osnovni elementi linijskih nosača su štapovi. Štapovi koji mogu da prime i prenesu samo sile u pravcu svoje ose zovu se prosti štapovi, a štapovi koji mogu da prime i prenesu sile proizvoljnog pravca zovu se gredni štapovi ili grede. Štapovi se međusobno vezuju zgloбно, kruto ili elastično-polukruto. Zglobna veza sučeljenim presecima ne dozvoljava da se relativno translatorno pomeraju, a omogućuje im da se slobodno i nezavisno obrću. Kruta veza dva štapa sučeljenim presecima ne dozvoljava niti relativno pomeranje niti relativno obrtanje i zove se krut ugao.

Ukoliko međusobne veze štapova nisu zglobne ili apsolutno krute, ovi sistemi se ubrajaju u sisteme sa elastičnim-polukrutim vezama (semi-rigid connections) kod kojih se dozvoljava, u opštem slučaju izvestan stepen relativne pomerljivosti u pravcima svih generalisanih pomeranja, što za linijski element u ravni znači: horizontalno i vertikalno pomeranje i obrtanje krajnjih poprečnih preseka štapova u čvorovima.

Prosti štapovi mogu da budu vezani samo zgloбно, a gredni mogu biti vezani zgloбно ili kruto odnosno polukruto.

Štapovi i zglobne, krute, odnosno polukrute veze sprečavaju relativna pomeranja tačaka nosača pa se nazivaju unutrašnji elementi nosača.

Pomeranja tačaka nosača prema stalnim tačkama u prostoru sprečavaju oslonci i uklještenja. Oslonac je element nosača koji oslonjenoj tački sprečava pomeranje i to, ako je oslonac krut, potpuno, a ako je elastičan, delimično. Uklještenje je konstruktivni element nosača koji uklještenom preseku štapa sprečava samo obrtanje, potpuno ako je uklještenje kruto ili delimično ako je uklještenje elastično ili deformabilno. Oslonci i uklještenja nazivaju se spoljašnji elementi nosača.

1. Uvodne napomene

Krajnje tačke štapova, na kojima su štapovi međusobno vezani, oslonjeni ili uklješteni zovu se čvorovi nosača. Svaki štap povezuje samo dva čvora.

Dakle nosači su neslobodni mehanički sistemi, jer njihovo kretanje zavisi od dejstva spoljašnjih veza. Veze koje ograničavaju samo pomeranja tačaka sistema zovu se geometrijske, konačne ili holonomne.

1.9 Razvoj proračuna konstrukcija sa polukrutim vezama u našoj zemlji

Proračunu konstrukcija sa polukrutim vezama u našoj zemlji značajnija pažnja se posvećuje u poslednjih tridesetak godina.

Na prvom jugoslovenskom naučnom skupu INDIS 1976. godine u Novom Sadu akademik prof. dr Milan Đurić u radu "Teorija drugog reda i stabilnost sistema krutih štapova sa elastičnim vezama" [33], verovatno prvi put u našoj zemlji govori o krutosti osnovnih elemenata objekta i krutosti veza kojim se ti elementi spajaju, pri čemu su oslonci i veze elemenata elastični.

Poseban doprinos izučavanju ove problematike u našoj zemlji dat je brojnim teorijskim i eksperimentalnim israživanjima realizovanim na Građevinskom fakultetu u Nišu pod rukovodstvom prof. dr Milića Milićevića.

Pionirski radovi u ovoj oblasti u našoj zemlji su: rad M. Milićevića "Proračun sistema elastično vezanih štapova metodom deformacije" [82], koji je saopšten na XVII Jugoslovenskom kongresu teorijske i primenjene mehanike u Zadru 1986. godine i rad M. Milićevića i S. Zdavkovića "Uticaj stepena krutosti veza na veličinu kritičnog opterećenja i promenu naprezanja u linijskim nosačima" [83], koji je saopšten na Simpozijumu "Nova tehnička regulativa vo gradežnoto konstrukterstvo" u Skoplju iste godine.

Posle toga su usledili i drugi radovi istraživačkog tima u kojima je detaljno analiziran teorijski pristup proračuna konstrukcija sa polukrutim vezama štapova primenom klasične formulacije metode deformacije pri statičkom opterećenju, po Teoriji prvog reda [85] i Teoriji drugog reda [84], problem stabilnosti konstrukcija (određivanje kritičnog opterećenja i dužine izvijanja štapova) [36], kao i proračun pri dinamičkom (posebno seizmičkom) opterećenju [81], [85], [86], [87], [88], [140], [141].

1. Uvodne napomene

U radovima [90] i [143] prikazana je i matrična formulacija analize sistema sa polukruto vezanim štapovima koja otvara široke mogućnosti za relativno brzu i jednostavnu analizu ovih sistema savremenim metodama proračuna konstrukcija primenom elektronskih računara. Pored teorijskih, ova grupa istraživača realizovala je i eksperimentalna ispitivanja na objektima u prirodnoj veličini kako pri statičkim [31], tako i pri dinamičkim [139] opterećenjima, na osnovu kojih su verifikovani rezultati teorijskih odnosno analitičkih rešenja.

Autor ove disertacije je 1998. godine na Građevinskom Fakultetu u Nišu odbranio magistarski rad pod nazivom "Analiza sistema sa polukrutim vezama štapova u čvorovima" [150], u kome je pored sistematizacije dotadašnjih teorijskih i eksperimentalnih istraživanja u ovoj oblasti dat poseban doprinos primeni matrične analize sistema sa polukrutim vezama štapova variacionom formulacijom metode deformacije.

Značajan doprinos u savladavanju ove materije u oblasti AB konstrukcija u našoj zemlji dao je prof. dr Radomir Folić, sa Fakulteta tehničkih nauka u Novom Sadu, koji je još 1979. godine [61], sledeći metodologiju Denkeviča i Šapiroa, ukazao na mogućnost proračuna montažnih AB visokih zgrada sa "popustljivim" čvorovima primenom metode sila i metode deformacije. Prikazana analiza proračuna metodom sila je po svoj prilici jedinstvena u literaturi. U radovima novijeg datuma, koje je objavio zajedno sa svojim saradnicima [102], [60] ove metode su, saglasno opštem trendu razvoja proračuna konstrukcija primenom elektronskih računara osavremenjene, a razvijen je i program za proračun armiranobetonskih ramova sa "popustljivim" čvorovima.

U radu D. Zenunovića i R. Folića [146] su prikazane komparativne analize eksperimentalnih i numeričkih rezultata istraživanja armirano-betonskih veza između montažne ploče i monolitnog zida, kao i između monolitne ploče i monolitnog zida. Predloženi su i matematički modeli kako bi se analizirala oba tipa veze, na osnovu tačne metode pomeranja i metode konačnih elemenata. Matrica krutosti je modifikovana uvođenjem parametra krutosti veze.

Ova dva istraživačka tima uspostavila su i značajnu međusobnu saradnju u ovoj oblasti, što je rezultiralo radovima [88], [140], [89].

U oblasti proračuna drvenih konstrukcija sa polukrutim vezama u našoj zemlji značajan doprinos dali su prof. dr D. Bašić i E. Mešić sa Građevinsko-arhitektonskog fakulteta u Prištini i prof. dr D. Stojić sa Građevinskog fakulteta u Nišu [7]. U [80] 1993. godine je prikazan proračun ramovskih sistema od lameliranog drveta uzimajući u obzir

1. Uvodne napomene

realne krutosti veza. Analizirana je deformabilnost veze kao posledica pomerljivosti mehaničkih spojnih sredstava veze. Za generisanje matrice krutosti korišćen je princip jediničnih pomeranja krajeva štapa u pravcima generalisanih pomeranja. Izvedeni su izrazi za interpolacione polinome i vektore ekvivalentnog opterećenja za najkarakterističnije slučajeve opterećenja. Njihovi kasniji radovi obrađuju značajnu problematiku dinamičkog proračuna ramova od lameliranog drveta sa polukrutim vezama [5], odnosno mogućnost određivanja prigušenja kod dinamičkog proračuna ovakvih konstrukcija [6].

Značajni radovi vezani za polukrute veze u oblasti metalnih konstrukcija objavljeni su od strane autora iz inostranstva na Internacionalnoj konferenciji o čeličnim konstrukcijama koja je održana u Budvi oktobra 1986. godine, [8], [14], [25], [69], [93],.

U oblasti proračuna čeličnih konstrukcija pojavom Evrokoda 3 [54] koji predstavlja moderan i inovativan standard, pre svega u datim metodama računske analize, tretmanu stabilnosti konstrukcija i analizi okvirnih konstrukcija, razvoj proračuna otpornosti štapova, proračuna veza, računske metode za polu-krute veze i proračun delimično otpornih veza, podstaknuti su i u našoj zemlji.

U radu Z. Markovića [76] sa Građevinskog fakulteta u Beogradu obuhvaćena je problematika vezana za polukrute veze i njihovo ponašanje u okviru nosećih čeličnih konstrukcija. Izvedene su matrice krutosti za elemente sa polukrutim vezama u čvorovima, pomoću kojih se mogu uzeti u obzir uticaji polukrutih veza na globalnu analizu konstrukcije. Ovaj uticaj je uveden u proračun pomoću sekantne krutosti veze koja se može odrediti na osnovu krive moment-rotacija. Date su metode pomoću kojih se za različite tipove veza mogu definisati krive moment - rotacija.

Klasifikacija i proračun veza dati su u skladu sa Evrokodom 3. Izvedeni su i izrazi za interpolacione funkcije i vektor ekvivalentnog opterećenja. Dotaknuta je i problematika delimično otpornih veza sa stanovišta plastične globalne analize.

S. Živković sa Građevinsko-ArHITEKTONSKOG Fakulteta u Nišu je u [149] izveo matricu krutosti štapa sa elastičnim vezama koristeći rotacione krutosti štapa. U svom radu on je uspostavio vezu između ovako izvedene matrice krutosti i matrica krutosti datih u [76], [80].

M. Gligorijević je u [62] razmatrao problematiku modeliranja spojeva montažnih grednih mostova, koja se u suštini svodi na problem polukrutih veza. U istom radu su detaljno obrađena eksperimentalna istraživanja armiranobetonskih kontinualnih nosača na

1. Uvodne napomene

dva polja Portland Cement Asocijacije iz Ilinoisa u SAD, gde je ostvareni kontinuitet nad srednjim osloncem iskazan procentualno (na konkretnim primerima od 86,8% do 92,3%), slično stepenima uklještenja koje je uveo M. Milićević u [82].

U prvom delu disertacije je izvršena sistematizacija dosadašnjih rezultata naučno-istraživačkog, teorijskog i eksperimentalnog rada iz ove oblasti u svetu i kod nas, posebno u oblasti armiranobetonskih linijskih sistema.

Imajući u vidu da se savremena analiza naponsko-deformacijskog stanja složenih inženjerskih konstrukcija ne može zamisliti bez matrične formulacije i primene elektronskih računara, u disertaciji je ukratko prikazana i matrična formulacija analize sistema sa polukruto vezanim štapovima, koja otvara široke mogućnosti za relativno brzu i jednostavnu analizu ovih sistema savremenim metodama proračuna konstrukcija, a koja je detaljno data u [150].

Značajna istraživanja u ovoj oblasti su realizovana u sklopu procesa projektovanja, izvođenja i eksperimentalnih ispitivanja na većem broju realnih montažnih armiranobetonskih konstrukcija, u čijoj je realizaciji kandidat direktno učestvovao kao odgovorni projektant konstrukcije ili nosilac projekta preko Agencije za projektovanje, inženjering, konsalting i nekretnine "Projektiinženjering" iz Niša, a odnose se na objekte: Hladnjača Lovopromet u Nišu, Fabrika LOT-3 na lokaciji Grošnica u sklopu kompanije Fiat automobili Srbija u Kragujevcu, Fabrika za proizvodnju medicinskih sredstava Fresenius u Vršcu, Novi hotel Tami trade u Nišu i drugi.

Ispitivanja ponašanja montažnih armiranobetonskih konstrukcija sa polukrutim vezama na novoprojektovanim i izvedenim objektima u prirodnoj veličini pri statičkom opterećenju izvršena su na objektima Minoma i Hladnjača Lovopromet u Nišu.

Na objektima montažnog sistema Amont u Nišu izvršeno je eksperimentalno određivanje dinamičkih karakteristika izvedenih objekata metodom dinamičkih-ambijent vibracija na objektima u prirodnoj veličini, sa posebnim osvrtom na uticaj krutosti veza i krutosti ispune kod AB konstrukcija.

Ova istraživanja sprovedena su po programima istraživanja u oblasti tehnološkog razvoja koja su finansirana od strane Ministarstva za nauku i tehnološki razvoj Republike Srbije u sklopu kojih je kandidat angažovan kao istraživač saradnik i to za period 2008-2010. godine u sklopu istraživačkog projekta 16001 "Eksperimentalna i teorijska istraživanja realnih veza AB i spregnutih konstrukcija pri statičkom i dinamičkom opterećenju", čiji je rukovodilac bila prof. dr M. Mijalković i 2011-2015. godine u sklopu

1. Uvodne napomene

istraživačkog projekta TR36016 "Eksperimentalna i teorijska istraživanja linijskih i površinskih sistema sa polukrutim vezama sa aspekta teorije drugog reda i stabilnosti", čiji je rukovodilac prof. dr S. Zdravković. Realizatori projekata bili su Građevinsko-ArHITEKTONSKI Fakultet u Nišu i Departman za građevinarstvo Državnog univerziteta u Novom Pazaru, a korisnici istraživanja i participanti su građevinska preduzeća iz Niša i jugoistočne Srbije koja su izvodila neke od ovih objekata.

Statička i seizmička analiza objekta u linearnoj oblasti analizirana je primenom kompjuterskih programa na bazi konačnih elemenata, sa matricama krutosti i vektorima opterećenja koji su u teorijskom delu izvedeni za štapove sa polukrutim vezama, kao što su STRESS, STABIL, SASS, TOWER7 i SAP2000. Seizmička stabilnost objekta je analizirana metodom ekvivalentnog statičkog opterećenja prema Pravilniku za proračun objekata visokogradnje u seizmičkim područjima [107], kao i prema EC 8 [53].

Problemi Teorije konstrukcija, kao i Mehanike kontinuuma uopšte, u strogoj formulaciji, po svojoj prirodi su nelinearni.

Konstitutivne veze su nelinearne. Ravnoteža između unutrašnjih i spoljašnjih sila se uspostavlja na deformisanoj konfiguraciji sistema te su uslovi ravnoteže nelinearni. Veze između deformacija i pomeranja su takođe nelinearne. Prva grupa jednačina karakteriše materijalnu ili fizičku, a druge dve grupe jednačina geometrijsku nelinearnost konstrukcija.

U opštem slučaju, materijalna i geometrijska nelinearnost su simultane, ali se često, kada njihovi efekti nisu veličine istog reda, pa prema tome ni od istog praktičnog značaja, mogu razmatrati odvojeno.

U okviru opštih nelinearnih teorija materijalne i geometrijske nelinearnosti uvođenjem dodatnih pretpostavki mogu se dobiti posebni oblici nelinearnih teorija. U okviru materijalne nelinearnosti Teorija plastičnosti, a u okviru geometrijski nelinearne analize Teorija drugog reda. Ove teorije imaju poseban praktičan značaj u analizi ponašanja građevinskih konstrukcija.

Materijali inženjerskih konstrukcija imaju svojstvo elastičnosti samo do određenog intenziteta opterećenja, odnosno do takozvane granice proporcionalnosti, do kada se može uzeti da važi Hooke-ov zakon. Na osnovu tog zakona veze između deformacijskih veličina, temperaturnih promena i sila u preseku su linearne. Zbog toga se pretpostavka iskazana ovim zakonom naziva pretpostavka o fizičkoj linearnosti.

1. Uvodne napomene

Iza granice proporcionalnosti ponašanje ovih materijala je nelinearno, sa pojavom trajnih plastičnih deformacija, te je za izučavanje ponašanja ovih konstrukcija neophodna plastična globalna analiza koja je specijalna oblast opšte nelinearne analize.

Pomeranja, obrtanja i deformacijske veličine štapa često su tako male da je opravdano njihove kvadrate i više stepene, kao i kvadrate i više stepene njihovih izvoda zanemariti. Ova pretpostavka se naziva pretpostavka o malim deformacijama ili pretpostavka o geometrijskoj linearnosti, jer se na osnovu nje dobijaju linearne veze između deformacija i pomeranja.

U drugom delu disertacije su prikazana eksperimentalna istraživanja, koja su u saradnji sa Institutom za zemljotresno inženjerstvo i inženjersku seizmologiju Univerziteta Sveti Kiril i Metodij, Skoplje, Republika Makedonija, realizovana u sklopu projekta atestiranje statičke i dinamičke stabilnosti tipskog modula programa hala montažnog AB konstruktivnog sistema "AMONT", analiza dobijenih rezultata i numeričko modeliranje i proračun armiranobetonskih linijskih nosača u tom sistemu sa realnim karakteristikama veza [113], [114], [115], [116], [117].

Cilj ovih istraživanja je sagledavanje realnih karakteristika veza i njihovog uticaja na preraspodelu statičkih i deformacijskih veličina i osnovne dinamičke karakteristike konstrukcije sa posebnim akcentom na eksperimentalnu i nelinearnu numeričku analizu AB linijskih nosača sa polukrutim vezama pri dejstvu seizmičkih sila.

Kao metoda naučnog istraživanja korišćena je kombinacija eksperimenatalne analize i numeričkog modeliranja. Eksperimentalni deo se sastoji iz kvazi-statičkog ispitivanja do stadijuma loma, sa određivanjem karakteristika nosivosti i deformabilnosti veza nosača u laboratorijskim uslovima. Numeričko modeliranje je urađeno na osnovu eksperimentalno određenih realnih karakteristika veza.

Nelinearna analiza dinamičkog ponašanja objekta na dejstvo realnih zemljotresa realizovana je primenom nelinearnog modela i originalnog kompjuterskog programa NORA (Nonlinear Response Analysis) razvijenog u IZIIS-u u Skoplju čiji je autor prof. dr Danilo Ristić [109].

Sistematizovana teorijska i eksperimentalna istraživanja i dobijeni rezultati u ovoj oblasti praćena su adekvatnim primerima, a rezultati proračuna su prikazani grafički i tabelarno.

1. Uvodne napomene

Dobijeni rezultati su omogućili formulisanje realnijih proračunskih modela posebno montažnih AB linijskih nosača sa polukrutim vezama kako pri statičkom tako i pri dinamičkom i posebno seizmičkom opterećenju.

To se prvenstveno odnosi na obavezu verifikacije i atestacije pojedinih montažnih sistema koji se masovnije koriste u svetu, a pre svega u našoj zemlji.

Pokazano je da se do neophodnih parametara za određivanje krutosti veze najsigurnije dolazi eksperimentalnim i numeričkim putem, što je primenjeno i u ovoj disertaciji.

Disertacija je podeljena u dve celine. U prvom delu je prikazana linearna, a u drugom delu nelinearna analiza nosača sa polukrutim vezama. Kratak sadržaj rada dat je u rezimeu disertacije.

2 ISTRAŽIVANJE VEZA PREMA PROJEKTU COST C1¹

2.1 Uvodna razmatranja

Koncepcija polukrutih veza prvi put je uvedena u Evropske propise preko Evrokoda 3 u verziji iz 1984. godine. U to vreme ona nije upotrebljavana u praksi. Publikovano je nekoliko teoretskih referata [64] i izveštaja [41], ali na osnovu dostupnog materijala nije bilo moguće uraditi potpun proračun konstrukcije. Evropska konferencija za čelične konstrukcije ECCS (European Convention for Constructional Steelwork) 1987. godine osnovala je posebnu tehničku radnu grupu (TWG 8-2) koja je proučavala cele konstrukcije (pomerljive i nepomerljive) uzimajući u obzir ponašanje čvorova i 1992. godine sastavila izveštaj [36]. Ova grupa istraživača uradila je dokument o sistemu klasifikacije koji je ugrađen u EC3 i istakla potrebu za detaljnijim proučavanjima lokalnih napona i lokalnih deformacija čvorova. Oformljena je nova tehnička radna grupa (TWG 10-2), pri relevantnom tehničkom odboru u okviru ECCS, posvećena vezama. Uprkos ovom napretku, u pogledu znanja i sadržine EC3, mnogi istraživači su nerado koristili polukrutu koncepciju, a izraženo je i dosta rezervi i kritika u tom pogledu.

2.2 Ciljevi projekta COST C1

Realizacija projekta COST C1 je počela 1991 [21]. Neke zemlje su tada tražile jedinstven pristup modeliranju veza i spojeva u građevinarstvu. Razlozi za razvoj ovog projekta su bili: da se detaljno analiziraju troškovi izgradnje i da tema privuče pažnju prilikom donošenja Predstandarda i Standarda.

Dugo vremena je proračun spojeva između elemenata koji čine konstrukciju rađen posle proračuna uticaja i dimenzionisanja elemenata, jer nije uspostavljena interakcija između ponašanja elemenata i ponašanja veze. Pretpostavljano je da su veze idealne. One su tretirane ili kao idealno zglobove (pinned) ili kao apsolutno krute (rigid). Pojedinačni proračun elemenata je zatim dopunjavan proračunom veza između elemenata.

¹ Ovo poglavlje je obrađeno prema COST Action C1, 1999 *Control of semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections*, Final report, Luxembourg [20].

2. Istraživanje veza prema projektu COST1

Projekat COST C1 uvodi novi koncept. Ponašanje veze je razmatrano kao sastavni deo ponašanja celokupne konstrukcije koje ne može biti zanemareno u analizi celokupnog sistema. Evropski istraživači su se dogovorili da koriste krivu moment-rotacije ($M-\phi$) koja karakteriše ponašanje veze. Koristeći nova saznanja o ponašanju veza inženjer projektant može sprovedi globalnu analizu konstrukcije uzimajući u obzir uticaj krutosti veza. Ovaj koncept "Dizajna integrisanim sa spojevima" je predložio dr. J.P. Jaspart (Liege, Belgija) i osnovna je ideja COST-a C1.

Rezultati laboratorijskih eksperimenata na vezama u prirodnoj veličini su pokazali, bez obzira na izabrani materijal (na primer čelik, prednapregnuti ili armirani beton, spregnute konstrukcije čelik-beton, drvo ili polimerni kompoziti) sličnost u nelinearnoj vezi krive moment-rotacija.

2.3 Generalni naučni izveštaj i zaključci

Rad na projektu je u početnoj fazi podeljen u 7 radnih grupa da bi se pokrilo celokupno delovanje građevinske struke. Neke radne grupe su orijentisane na materijale: beton, čelik i kompoziti, drvo, polimerni materijali. Druge su bile orijentisane na pronalaženju metoda za baze podataka, seizmički dizajn, numeričke simulacije. Proučavani su svi građevinski materijali kao i sva vezna sredstva za formiranje veza.

Organizovane su konzistentne grupe istraživača, kako bi bila omogućena potpuna saradnja između radnih grupa, razvoj zajedničkih koncepata i metoda.

Tri glavne karakteristike mehaničkog ponašanja veze su: početna krutost, nosivost materijala i kapacitet deformabilnosti veze. Ipak većina istraživača koncentrisala je svoje aktivnosti na prve dve karakteristike. Kapacitet deformabilnosti je počevši od 1995. godine postao jedna od glavnih karakteristika, pre svega zbog seizmičkih zahteva, ali i zbog toga što su nova saznanja i nove metode proračuna postali dostupni.

Eksperimentalna istraživanja predstavljaju sigurno najobimniji deo istraživanja. Ispitivani su delovi konstrukcije uključujući i veze, kao što su delovi greda i delovi stubova.

Analitička istraživanja su prilično razvijena, naročito na početku projekta. U isto vreme očekivano je da se dobije veći broj krivih moment-rotacija korišćenjem jednostavnih jednačina koje opisuju ovaj fizički fenomen. Unutrašnji mehanizmi deformacije veza su veoma složeni i interaktivni, naročito kod spregnutih konstrukcija, tako da konstitutivne jednačine veza ne mogu biti prikazane na jednostavan način.

2. Istraživanje veza prema projektu COST1

Numeričke simulacije su jedan od relevantnih alternativa kada analitička rešenja nisu moguća. Ova istraživanja su dovela do razvoja programskih paketa na bazi konačnih elemenata koji omogućavaju veoma kompleksne numeričke analize. Pored eksperimentalnih istraživanja, numeričke simulacije predstavljaju najveće dostignuće projekta COST C1 [22].

Veze od različitih materijala su ispitivane na ciklično opterećenje da bi se bolje razumelo i ocenilo njihovo ponašanje pri dejstvu seizmičkog opterećenja, kao i seizmička otpornost celokupne konstrukcije.

Kroz ovaj istraživački program pokazano je da ponašanje veza predstavlja značajan aspekt ponašanja konstrukcije kao celine. Poslednji rezultati istraživanja su pokazali da ponašanje veza mora biti uzeto u proračun prilikom najranije faze projektovanja konstrukcije. Da bi se obuhvatilo ponašanje veza mnogi postojeći programski paketi za proračun konstrukcija pored već poznatih konačnih elemenata dopunjeni su elementima sa konstitutivnim jednačinama koje uzimaju u obzir realno ponašanje veza.

2.4 Veze u betonskim konstrukcijama

2.4.1 Oblast rada radne grupe (WG 1)

Glavne aktivnosti u radnoj grupi WG1 su usmerene na izučavanje ponašanja veza kod montažnih i klasičnih AB konstrukcija i formiranje modela i jednačina za korišćenje u analizi okvira koji proizilaze iz ponašanja veza. Glavni tipovi veza koje su izučavane prikazane su na sl. 2.1. Eksperimentalni rad na vezama greda i stubova u skeletnim okvirima je organizovan na univerzitetu u Notingemu u Velikoj Britaniji i na CERIB-u u Francuskoj, kao i na tehničkom univerzitetu u Tampari u Finskoj. Veze temelja i stubova su proučavane na Chalemers Univerzitetu, Getenborg u Švedskoj.

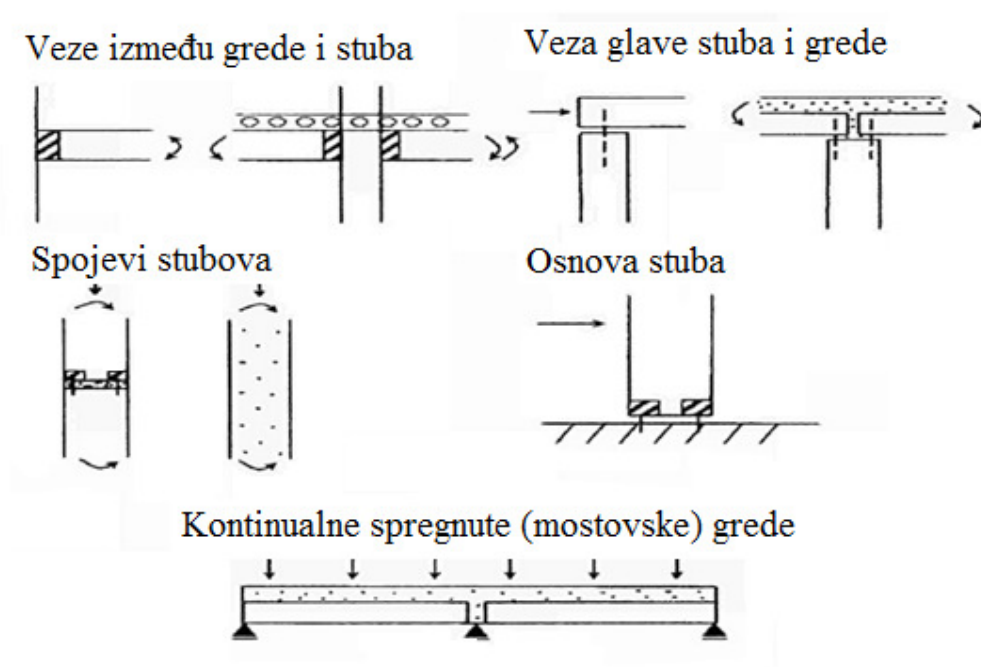
Experimentalni rad na CERIB-u i na Univerzitetu Coimbra u Portugalu je usmeren na izučavanje ponašanja unutrašnjih oslonaca kontinualnih prefabrikovanih armirano betonskih greda kod mostovskih konstrukcija.

Ciljevi eksperimentalnog istraživanja u prefabrikovanom i klasičnom armiranom betonu su sasvim različiti. Istraživanja na prefabrikovanim vezama zahtevaju poboljšanja u proračunu okvira jer se do toga dolazi na osnovu ispitivanja polukrutih veza, dok su istraživanja na klasičnim AB vezama *"in situ"* koncentrisana na njihovo post-elastično ponašanje. Podaci za veze moment-rotacija ($M-\phi$) su određeni za kompletnu skalu eksperimentalnih ispitivanja na prefabrikovanim armiranobetonskim vezama.

2. Istraživanje veza prema projektu COST1

Zbog visoke cene i ograničenih mogućnosti primene eksperimentalnog ispitivanja i numeričkog (sa konačnim brojem elemenata) modelovanja, prvi zadatak je bio da se pronade kompjuterski metod koji bi pomagao pri interpretaciji rezultata ispitivanja i da se proširi baza podataka. Ovo je postignuto korišćenjem:

- a) RC tehnike modeliranja zvana “modeliranje orijentisano elementima” koje je usavršeno na tehničkom univerzitetu u Gracu, Austrija.
- b) značajno savijanje, nelinearna 3-D analiza okvira programom zvanim SWANSA, na gradskom univerzitetu u UK.
- c) značajno savijanje, linearna elastična 2-D programska analiza okvira, na Nottingham Univerzitetu u UK.
- d) Matematička tehnika modeliranja za RC spojnice zvana MC-FLEX, na univerzitetu u Sofiji, Bugarska.



Sl. 2.1 Tipovi ramovskih i mostovskih veza elemenata istraživanih u WG1

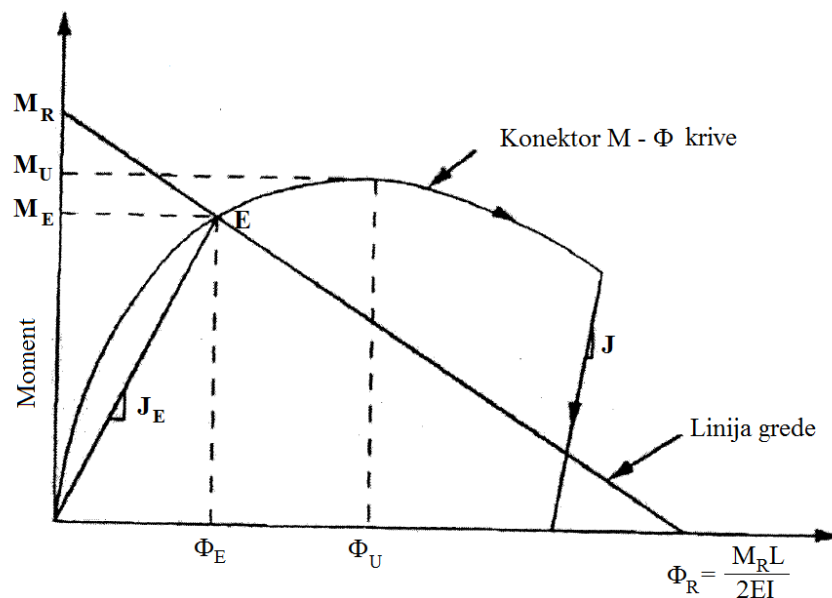
Metode (a) i (b) posmatraju realno polu-kruto ponašanje veza i realne vrednosti moment-krivina u elementima, kako bi se dobila $M-\phi$ relacija pri eksperimentalnom ispitivanju. Metod (c) koristi linearne elastične podatke veze da bi se odredila samo maksimalna naprezanja u ramovima. On zahteva samo pojedinačne vrednosti iz baze podataka moment-rotacije. Metod (d) pojednostavljuje nelinearno ponašanje da bi se ustanovila grupa konstitutivnih parametara. Rezultati iz (c) daju približne vrednosti za efektivne dužine izvijanja stuba i korišćeni su za proračun po Teoriji drugog reda kako bi se proverila

2. Istraživanje veza prema projektu COST1

pogodnost korišćenja polukrutih veza pri proračunu okvira. Rezultati metode (c) su upoređeni sa tačnijom analizom koja se može dobiti koristeći program SWANSA.

2.4.2 Strukturna analiza kod okvira sa polukrutim vezama

Strukturne veze u prefabrikovanim betonskim ramovima ponašaju se kao polukrute veze prilikom izvijanja. Zona uticaja van samog mesta veze približno je jednaka dimenzijama poprečnih preseka susednih greda i stubova [3]. U ovom kontekstu veoma je važno da su veze tako napravljene da odgovaraju zahtevima susednih spojenih elemenata. Metod linijske grede pokazan na sl. 2.2 je korišćen da se numerički odrede karakteristike veze. Utvrđeno je da inicijalna tangentna krutost (tangent stiffness) (J_E na sl. 2.2) jeste geometrijska funkcija. Konačna nosivost veze (M_u) zavisi najviše od nosivosti kritičnih materijala u vezi. Rotacioni kapacitet (ϕ_0) je uglavnom funkcija duktilnosti armiranobetonskog preseka, ali i geometrija ima veliki značaj naročito ako je veza armirana.



Sl. 2.2 Definicije moment-rotacija i linije grede korišćenih u interpretaciji podataka

2.4.3 Numerički i analitički rad

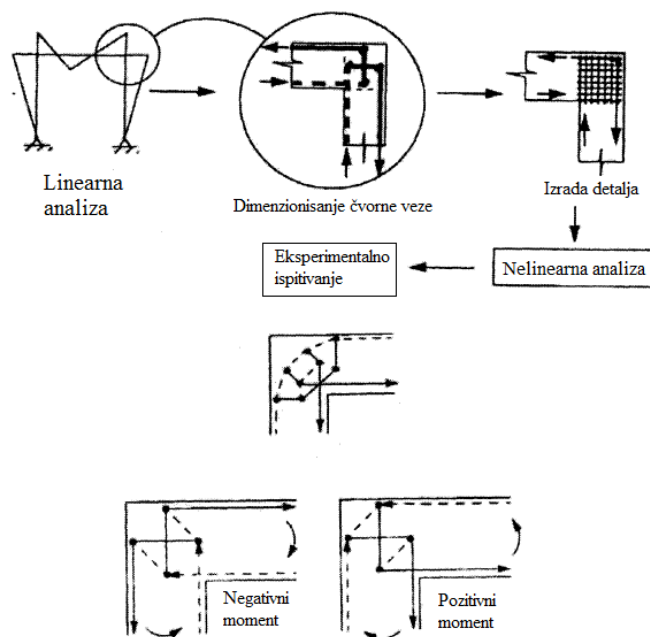
2.4.3.1 Modeliranje veza betoniranih "in situ"

Na tehničkom univerzitetu u Gracu (Austrija) ovaj metod je korišćen za razvijanje kompjuterskog programa za proračun RC ugaonih čvorova okvira [13]. Metod može biti lako prilagođen za analizu ugaonih čvorova u montažnim konstrukcijama, i slede jedan tip rada započet od Cook [19].

2. Istraživanje veza prema projektu COST1

Program omogućava da se izabere geometrija u uglu okvira (Sl. 2.3), uključujući položaj armature, žljebove i otvore itd. i da se modelira ponašanje veze prateći preraspodelu uticaja i kontrolu kritičnih napona u betonu i armaturi i rotaciju u vezi. Kompletan okvir mora biti prvo analiziran koristeći program za linernu analizu iz koga se određuju početni momenti i pomeranja. Nelinearna rotaciona krutost veze se sračunava u zavisnosti od modela veze, tako da su zadovoljena i druga ravnotežna stanja.

Rotaciona krutost dozvoljava savijanje i pojavu prslina u materijalu, promene u geometriji itd. što može biti kontrolisano od strane operatera ili može biti automatsko prema nekim ranije predviđenim i ustranovljenim zakonima.



Sl. 2.3 Objektno orijentisano projektovanje armiranobetonskih ugaonih veza [13]

2.4.3.2 Analiza ramova sa polukrutim vezama

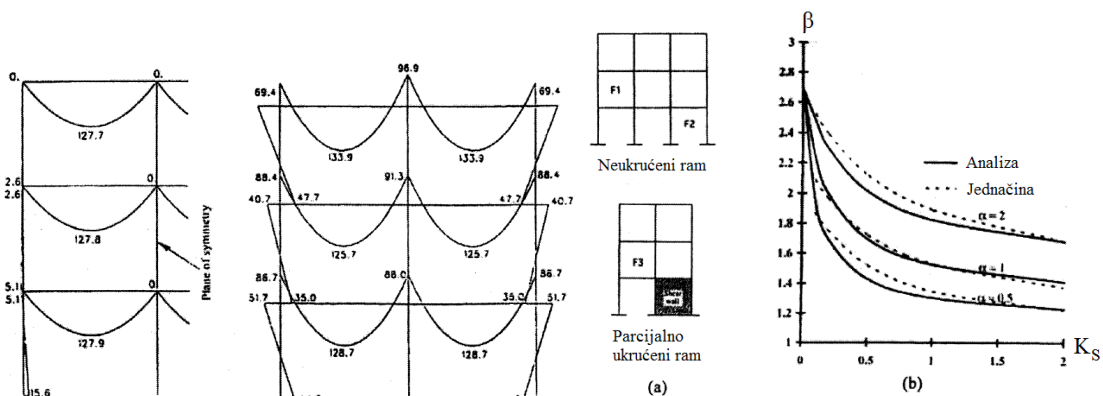
Ponašanje otpornosti veza greda i stubova je analizirano korišćenjem kompijuterskog programa SWANSA (Sway And No Sway Analysis) [108] kojim se može analizirati ponašanje polukrutih veza, uključujući materijalnu i geometrijsku nelinearnost.

Programom SWANSA [108] su analizirane razlike u korišćenju krutih, zglobnih i polukrutih veza greda i stubova. Na sl. 2.4 je pokazana distribuciju momenta savijanja trosprotnog rama podvrgnutog gravitacionom opterećenju. Opterećenja loma u okviru sa polukrutim vezama su i do 4,8 puta veća od onih koja su dobijena u okru zglobnim vezama.

Rezultati dobijeni SWANSA programom su upoređeni sa rezultatima osam testova prefabrikovanih greda i stubova u pravoj veličini koji su prezentovani od strane Elliotta [43].

2. Istraživanje veza prema projektu COST1

Program SWANSA zahteva značajne kapacitete računara, te je na Notingemskom Univerzitetu (UK) urađena posebna studija koja koristi 2D kompjuterski program na bazi geometrijske nelinearnosti odnosno Teorije drugog reda koji su razvili Aksogan i Gorgun [1], kako bi se odredili faktori efektivne dužine izvijanja (β factor) za stubove kod nekoliko tipova jednobrodnih jednospratnih okvira koji su horizontalno pomerljivi [63, 45]. Sl. 2.5 pokazuje proučavane okvire i promenu β u zavisnosti od promene K_s i α za jedan od njih. Jasno je da su za vrednosti $K_s < 2$, β faktori više osetljivi na promene K_s nego α . Ovo je važno otkriće zato što su eksperimenti pokazali da je K_s manje od 2 za tipičnu veličinu greda. Kompletni rezultati su dati u [1].



Sl. 2.4 Zglobno oslonjene ramovske grede (levo) i polukrute ramovske veze (desno)

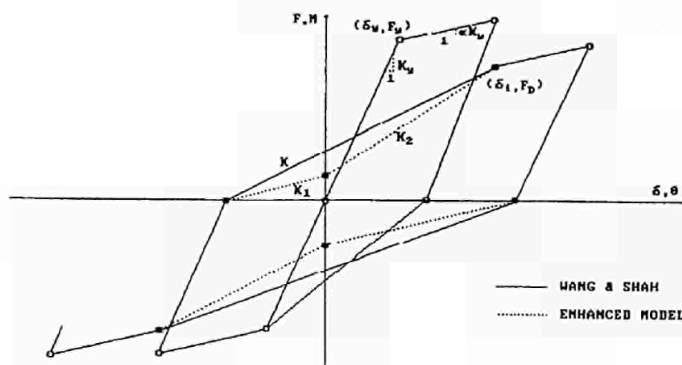
Sl. 2.5 Analizirani ramovi (a), Varijacije β faktora sa koeficijentima α i K_s za ram F3 [1]

2.4.3.3 Numeričko modeliranje histerezisnog ponašanja RC veza

Najviše eksperimenata je urađeno primenom monotnog opterećenja, ali je proučavano i ponašanje pri cikličnom opterećenju. Jedan od glavnih problema pri cikličnom opterećenju je kako da se pojednostave podaci, tako da oni mogu biti korišćeni u analizi okvira. Na univerzitetu u Sofiji (Bugarska) je razvijena tehnika matematičkog modeliranja nazvana MC-FLEX koja smanjuje komplikovane ciklične $M-\phi$ podatke na set od šest parametara, [133,64].

Promena krivine je aproksimirana pravim linijama, kao što je pokazano na sl. 2.6, gde je stvarno ciklično ponašanje RC veze prikazano sa 6 parametara. Ovo omogućava lakše izračunavanje disipacije energije i dobijanje inicijalne i post-elastične vrednosti krutosti za korišćenje u analizama okvira.

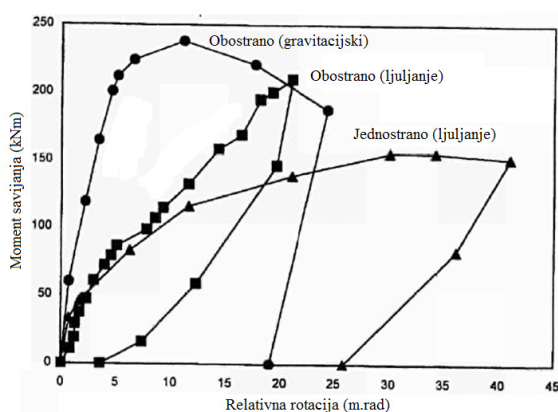
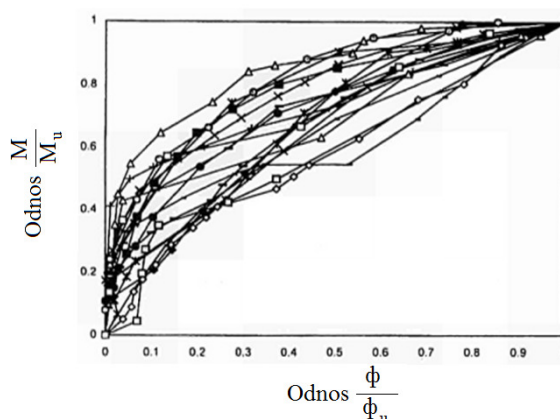
2. Istraživanje veza prema projektu COST1

Sl. 2.6 Pojednostavljeno ponašanje veze ($F-\delta$), ($M-\phi$) koristeći program MC-FLEX

2.4.4 Eksperimentalno ispitivanje

2.4.4.1 Veza grede za stub u skeletnim konstrukcijama

Prefabrizovane veze su naročito kompleksne, zato što često uključuju čelične elemente, zavarene ploče, šrafove i navrtke (Sl. 2.1). Ispitivanjem na Nottingham Univerzitetu i Građevinskom Univerzitetu (UK) su određene polukrute $M-\phi$ karakteristike za neke od ovih veza. Mahdi [75,44] i Ragupathy [108] su testirali okvire pod cikličnim opterećenjem. Gorgun [63,41,42] je testirao delove okvira podvrgnute konzolnom opterećenju. Izvođenje oba seta eksperimenata je bilo neophodno kako bi se odredile razlike u ponašanju kod pozitivnih i negativnih momenata savijanja. Sl. 2.7 pokazuje razlike prema režimu opterećenja - ciklično opterećenje izaziva momente i krivine u stubu koje smanjuju nosivost i krutost veze.

Sl. 2.7 Razlike u podacima sa $M-\Phi$ krive usled geometrije montažnog AB ramaSl. 2.8 Odnos momenata M/M_u i rotacija ϕ/ϕ_u kod montažne AB veze

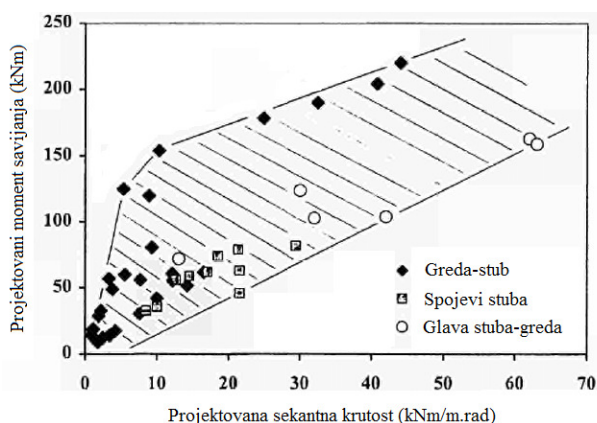
$M-\phi$ podaci su prikazani na sl. 2.8, gde je dat momentni kapacitet veze (M/M_u) u odnosu na (ϕ/ϕ_u). Odgovarajuća kriva se zasniva na modelu Jasperta:

2. Istraživanje veza prema projektu COST1

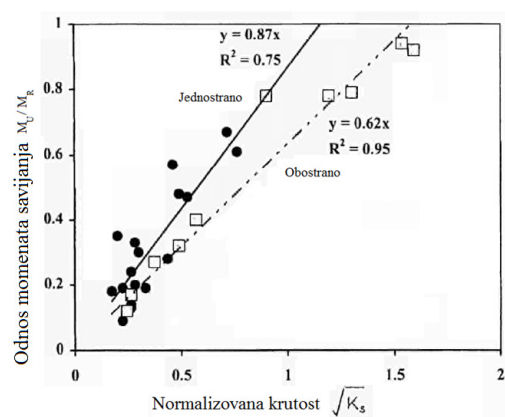
$$\frac{M}{M_U} = \frac{(K_1 - K_2)\phi / \phi_U}{[1 + \frac{(K_1 - K_2)\phi / \phi_U}{M_1 / M_U}]^{1/C}} + K_2\phi / \phi_U < 1,0 \quad (1)$$

Gde su K_1 i K_2 i pseudo-plastični koeficijent otpornosti. Krive odgovaraju konstanti $C=2.5$ do 3.0 za 95% rezultata testa.

Koncept povezivanja moment-rotaciono ponašanje veze prikazan je na sl.2.9. Rezultati za ME i JE su prikazani za jednostranu i dvostranu vezu. Rezultat pokazuje široko razdvajanje između nosivosti i krutosti, kada su podaci normalizovani uočava se zadovoljavajuća koleracija koja je prikazana na sl. 2.10.



Sl.2.9 Odnos između projektovanog momenta savijanja M_E i krutosti I_E kod montažnih veza



Sl.2.10 Varijacije u odnosu M_U/M_R sa normalizovanom krutošću K_S u montažnim vezama

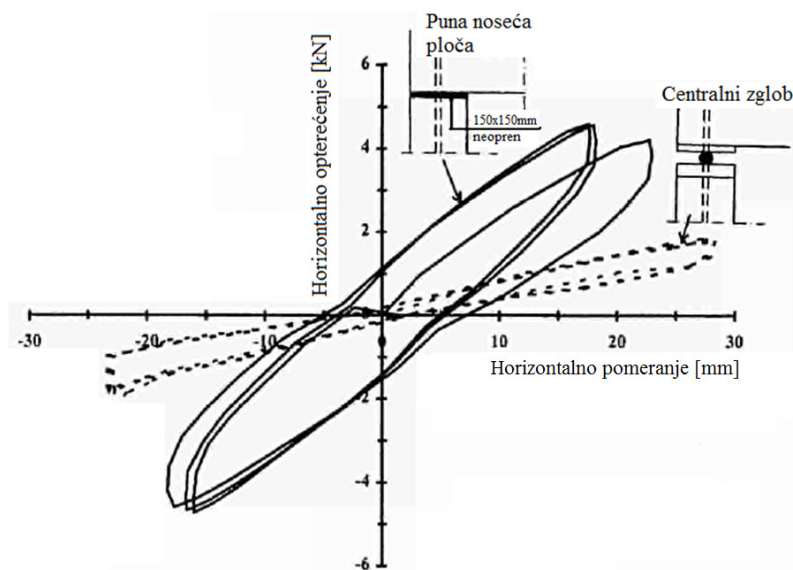
2.4.4.2 Veze glave stuba sa gredama kod portalnih okvira

Postoje mnoge situacije gde su veze između grede i stuba formirane u oslonačkom delu kao što je to pokazano na sl. 2.11. Obzirom da su stubovi prekinuti u vezi, slobodni prostor iznad greda omogućava kontinuitet u armiranju, te je moguće izvesti veze značajne krutosti i nosivosti.

U Tampereu u Finskoj je ispitivanjem portalnih okvira korišćenih za industrijske zgrade ustanovljeno da polukrute veze stuba i grede povećavaju krutost okvira i smanjuju momente savijanja stuba u nivou temelja [74,72]. Do sličnih rezultata se došlo i ispitivanjem AB montažne konstrukcije MINOMA, čiji rezultati su prikazani u poglavlju 6 disertacije [31].

Sl. 2.11 pokazuje poređenje cikličnih testova za slučaj pune širine nosećeg oslonca (puna linija) i centričnog oslanjanja (isprekidana linija). Zaključak je da značajna ušteda može biti postignuta pri projektovanju portalnih okvira, ako su veze polukrute.

2. Istraživanje veza prema projektu COST1

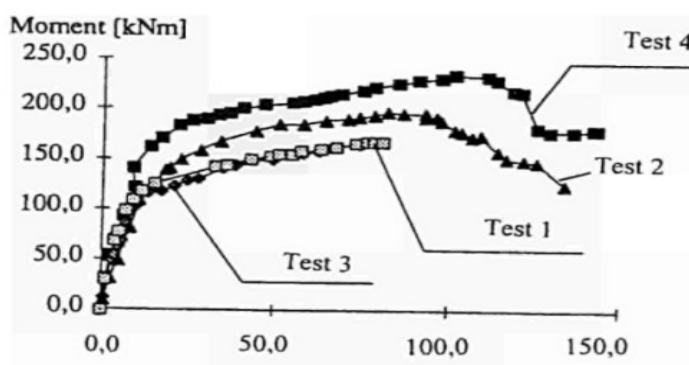


Sl. 2.11 Opterećenje i ugib pri pomeranju u montažnim portalnim AB ramovima

2.4.4.3 Veze prefabrikovanog betonskog stuba i temelja

Veza stuba povezanog zavrtnjevima sa temeljem je izučavana eksperimentalno u Chalmers-u u Švedskoj [51]. Ciljevi eksperimenata su bili da se oceni kako se odvija pojava loma usled dizajniranja detalja i relativnih kapaciteta komponenta veze. Proučavani tip veze je prikazan na sl. 2.1.

Rezultujući $M-\phi$ podaci su pokazani na sl. 2.12. Upoređujući listu podataka i uzimajući u obzir krutost tipskog, 4 metra dugačkog stuba, dobija se da je incijalna krutost jednaka 0.61 do 1.19 od krutosti stuba.



Sl. 2.12 $M-\phi$ podaci za montažnu nožicu AB stuba: Test 1 - 20/20 (debljina ploče=20mm, prečnik ankera=20mm), Test 2 - 20/25, Test 3 - 25/20, Test 4 - 25/25

Koristeći sličnu vrstu čelika za vezu stubova za temelje, u Tamepere su spovedeni eksperimenti polukruto vezanih stubova i monolitnih (referentnih) stubova, sa ili bez aksijalnog opterećenja. Ovaj rad su saopštili Keronen i Hietal.

2. Istraživanje veza prema projektu COST1

2.4.4.4 Analiza okvira korišćenjem programa SWANSA, 2-D programa i pojednostavljenih jednačina

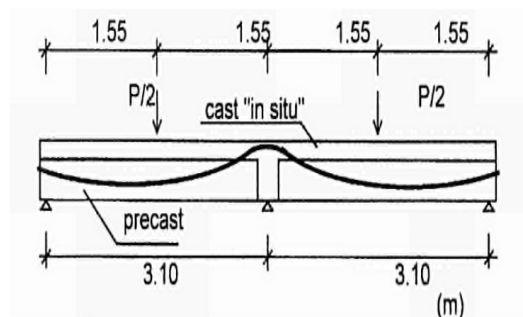
Da bi se potvrdila jednačina (2.1) za određivanje efektivne dužine izvijanja i pristup linijske-grede predložene od Gorgun-a trospratni četvorobrodni skeletni okvir je analiziran korišćenjem 3D kompjuterskog programa SWANSA i 2-D programa Gorgun-a [1]. Izabrana je zglobova i polu-kruta veza stuba za gredu. Okvir je analiziran i korišćenjem parametarske jednačine date od strane Gorguna [63,45]. Momenti savijanja po Teoriji drugog reda su dobijeni korišćenjem pojednostavljenih jednačina BS8110. Rezultati analize su dati u Tabeli 2.1 i upoređeni su sa rigoroznom analizom SWANS-e. Sa izuzetkom vrednosti momenata savijanja na prvom spratu, oba 2-D programa, u kojima su jednačine pojednostavljene, daju dobro slaganje sa SWANS-om.

Tabela 2.1 Poređenje vrednosti momenata savijanja stuba (kNm) za polukrute analize rama

Floor level	SWANS A output	2-D program by Gorgun	Ratio of 2-D program to SWANSA	BS8110 method with β factors by Gorgun	Ratio of BS8110 to SWANSA
3 rd floor	+82	+81	0.99	+81	0.99
2 nd floor above	-71	-85	1.20	-90	1.27
2 nd floor below	+84	+102	1.21	+101	1.20
1 st floor above	-77	-100	1.41	-118	1.53
1 st floor below	+86	+87	1.01	+86	1.00
Foundation	-81	-61	0.75	-82	1.01

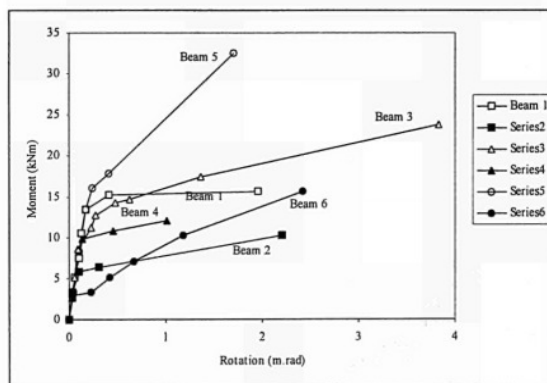
2.4.4.5 Polukrute veze kod spregnutih mostovskih greda

Kod mostovskih konstrukcija prefabrikovane grede, ako konstrukcija ima više od dva oslonca, mogu biti projektovane tako da na licu mesta budu naknadno kontinuirane nad srednjim osloncima (sl. 2.13). Ovakvi testovi su izvedeni u CERIB i na univerzitetu Coimbra od strane deCHEfdibien i Lopez [26]. Iako je glavni fokus rada bio na elastično-plastičnoj redistribuciji momenata u polju, analizirana je i rotacija veze. Rotacija veze je merena nezavisno od deformacija, a $M-\phi$ karakteristike su prikazane na sl. 2.14.



Sl. 2.13 Geometrija montažne spregnute AB mostovske grede

2. Istraživanje veza prema projektu COST1

Sl. 2.14 $M-\phi$ podaci za montažne spregnute AB mostovske grede

2.4.5 Zaključci o rezultatima radne grupe WG1

Rezultati COST C1 radne grupe WG1 i njene aktivnosti su pokazali sve mogućnosti korišćenja polukrutih karakteristika veza greda-stub, stub temelj i stub-stub kod montažnih konstrukcija od prefabrikovanog armiranog betona. Iako je ovo glavno dostignuće grupe, važno je naglasiti da su dobijeni i rezultati za ostale tipove veza, na primer kod spojeva, spregnutih mostovskih greda koje imaju slične karakteristike i ponašanja i stoga su kompatibilne sa vezama kod okvirnih konstrukcija.

Može se zaključiti da uprkos velikim razlikama u proračunu veza, geometriji, materijalima, karakteristikama opterećenja i metodama merenja koje su korišćene u eksperimentima na vezama od prefabrikovanog betona, polukruto ponašanje može da bude racionalizovano korišćenjem pristupa linijske grede.

2.5 Veze pri seizmičkom opterećenju

Ovde će ukratko biti prikazan rad COST-C1–radne grupe za aseizmičko projektovanje. Cilj radne grupe je bio da se ustanove poboljšane seizmičke performanse konstrukcija sa polukrutim vezama. Iz perspektive seizmičkog inženjerstva pronađene su metode i procedure za eksplicitnu evaluaciju ponašanja konstrukcija pri cikličnom opterećenju. Značajan doprinos proučavanju ove oblasti dat je u [9], [10] i [57].

2.5.1 Oblast rada radne grupe (WG5)

Generalni ciljevi COST-C1 seizmičke radne grupe (WG5) su bili da se prouči ciklično ponašanje polukrutih veza i da se odrede seizmičke performanse inženjerskih konstrukcija koje imaju polukrute veze.

2. Istraživanje veza prema projektu COST1

Rad profesora Plumier (Plumier 1998) [104] koncentrisan je na proračun spregnutih konstrukcija. Posebno su predstavljeni i analizirani rezultati cele skale kompozitnih (čelično-betonskih) konstrukcija testiranih u ELSA Laboratoriji (Sl. 2.16). Naglašena je potreba da se u Eurokod 8 (ENV 1998-1, 1996) uključi odeljak posvećen kompozitnim konstrukcijama.



Sl. 2.16 Spregnuta (čelik betons) konstrukcija testirana pseudo-dinamički u ELSA

Profesor Dubina (Dubina 1998) [32] u radu "Da li su višespratni okviri sa polukrutim vezama odgovarajući za zgrade u seizmičkim područjima?", obrazlaže da ne postoji definitivni zaključak po ovom pitanju. Postoje mnogi faktori koji treba da se uzmu u obzir kao što su bezbednost ljudi i ekonomski aspekti (incijalna cena i očekivana cena oštećenja) kod primene konstrukcija sa polukrutim vezama u seizmičkim područjima.

2.5.2 Proračun baziran na performansama (PBSD-performance based seismic design)

U radu Hamburgera (1996) [65] "Iskustvo u prethodnim zemljotresima u Kaliforniji, uključujući 1989 Loma Prieta i 1994 Norridge zemljotres", ukazuje se da odredbe modernih pravilnika u zonama jake seizmičke aktivnosti jesu relativno pouzdane u izbegavanju oštećenja građevina pri ovim zemljotresima koji su imali veliku magnitudu i epicentar u blizini naseljenih mesta, a bilo je manje od 100 žrtava. Slična situacija je bila i u Japanu posle Kobe zemljotresa. Procenjeno je da cena sanacija oštećenih objekata iznosi i do 150 milijardi dolara, što ukazuje na potrebu za novim istraživanjima koja treba da omoguće povećanje seizmičke otpornosti objekata.

2.5.2.1 Krive Performansi konstrukcije

Kriva Performansi konstrukcije može biti određena korišćenjem metoda i procedura za analizu pouzdanosti konstrukcija pod zemljotresnim opterećenjem (Pinto, 1997) koji zahteva eksplicitnu definiciju seizmičkih otpornosti.

Važan korak u ovoj proceduri je da se dobiju funkcije osetljivosti (povezujući ulazni intezitet sa važnim zahtevima) koje su ilustrovane na sl. 2.17) za konvencionalne i polukrute konstrukcije.

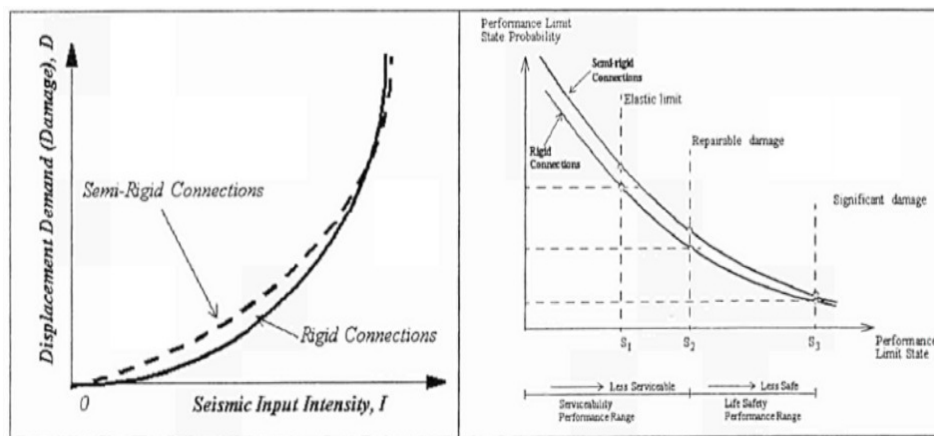
Cilj ovakvog proračuna trebalo bi da osigura da željena kriva zadovolji najmanje ključne tačke, kao što su one koje su šematski date na slici, koje odgovaraju granici elastičnosti, šteti koja može da se popravi i značajnijoj šteti. Proračun baziran na takvoj proceduri, je predložen od strane Wen-a (1994) [136] i može voditi ka optimalnoj konstrukciji za seizmički performans.

Zahtev da se izbegnu štete, je zadovoljen ukoliko konstrukcija tokom zemljotresa ostane u zoni elastičnosti. Da bi se ispunio zahtev da budu izbegnuta oštećenja nekonstruktivnih elemenata i bezbednost stanovnika neophodno je da se obezbedi odgovarajuća krutost, kako bi se izbegle značajnije deformacije.

Konačno stanje zgrade u seizmičkim situacijama može biti posmatrano ili kao stanje bez oštećenja ili granično stanje kolapsa. Granično stanje oštećenja dozvoljava neka manja oštećenja na nekonstruktivnim elementima zahvaljujući velikoj lokalnoj deformaciji u određenim zonama. Granično stanje kolapsa odnosi se na veoma retke pokrete zemlje u kojima su oštećenja očekivana i na nosećim i na nenosećim elementima, ali bezbednost stanovnika mora da bude garantovana. Štaviše, konstrukcija bi trebalo da apsorbuje i da disipira veliku količinu energije zamljotresa.

Zbog toga je potrebno da preporuke uključene u proračunske pravilnike napravljene s namerom da zaštite nove zgrade od kolapsa pri jakom zemljotresu, ali i ostali kriterijumi ponašanja treba da se uzmu u obzir da bi se izbegla prevelika šteta i drugi direktni i indirektni troškovi.

2. Istraživanje veza prema projektu COST1



Sl. 2.17 Tipična povredljivost (levo) i krive konstrukcijskih performansi (desno) za konstrukcije sa krutim i polukrutim vezama

Ciljane pouzdanosti zavise od sledećih parametara: zemljotresna opasnost na lokaciji konstrukcije, mogućnost očekivane štete konstrukcije od potencijalnih zemljotresa i cene konstrukcije prema potencijalnim gubicima prilikom oštećenja konstrukcije ili kolapsa.

Paulay i Priestly (1992 [100]) su ukazali da ekonomija postaje najvažniji element i on zavisi od brojnih faktora. Neki od njih su merljivi, a neka očigledno nisu. Ključni nemerljivi faktor je vrednost ljudskog života, koji je subjektivan i kontraverzan. Generalna metodologija za ocenu cene životnog ciklusa konstrukcija u seizmičkim područjima, predložena je u istraživačkim radovima (Ang i De Leon 1996 [2]), a primenjena je i od strane Pinto-a (1998 [103]).

2.5.3 Zaključci o rezultatima radne grupe WG5

Upotreba polukrutih ili zglobnih veza u konstrukcijama izloženim seizmičkim opterećenjima je pitanje kontraverze. Poznato je da ovakve konstrukcije mogu da dovedu do većih oštećenja kod nekonstruktivnih elemenata, ali njihova povećana fleksibilnost može zaštititi ove konstrukcije prihvatajući manje seizmičke sile. Postojeće norme (EN 1998) ne omogućuju njihovo potpuno sigurno korišćenje u zonama sa visokim stepenom seizmičke aktivnosti. Potrebna su dodatna istraživanja ukoliko je potrebno da se ocene proračunske mogućnosti za takav tip konstrukcije i iste prilagode kako bi bile uključene u seizmičke norme.

3 PRORAČUN LINIJSKIH SISTEMA SA POLUKRUTIM VEZAMA ŠTAPOVA METODOM DEFORMACIJE

3.1 Klasična formulacija metode deformacija

Na prvom jugoslovenskom naučnom skupu INDIS 1976. godine u Novom Sadu u radu M. Đurića [33] korišćena je klasična formulacija metode deformacije za rešavanje problema stabilnosti koju je prilagodio u obliku u kome su je izučavale generacije građevinskih inženjera u našoj zmlji [35]. U rezimeu rada se govori o krutosti osnovnih elemenata objekta i krutosti veza kojim se ti elementi spajaju, pri čemu su oslonci i veze elemenata elastični, a sistem je tretiran kao potpuno krut.

U radu M. Milićevića [82], koji je saopšten na XVII Jugoslovenskom kongresu teorijske i primenjene mehanike u Zadru 1986. godine prvi put su izložene osnovne postavke proračuna linijskih nosača sa polukrutim vezama štapova u čvorovima primenom klasične formulacije metode deformacije, a kasnije su usledili i drugi radovi istraživačkog tima, u kojima je detaljno analiziran teorijski pristup proračuna konstrukcija sa polukrutim vezama štapova u čvorovima primenom klasične formulacije metode deformacije pri statičkom opterećenju, po Teoriji prvog i Teoriji drugog reda, problem stabilnosti konstrukcija (određivanje kritičnog opterećenja i dužine izvijanja štapova), kao i proračun pri dinamičkom (posebno seizmičkom) opterećenju. Sledeći taj princip, u najkraćim crtama će biti prikazane najneophodnije veze i izrazi koji su dati u [82], [83], [85], a detaljno su sistematizovani i analizirani u [150].

Za štapove koji su na krajevima vezani polukruto, M. Milićević je u [82] izveo izraze za momente na krajevima štapova i uslovne jednačine metode deformacije po Teoriji prvog reda uvodeći oznake:

$$\mu_{ik} = \varphi_{ik}^* / \varphi_i \quad \mu_{ki} = \varphi_{ki}^* / \varphi_k \quad (3.1)$$

gde su " φ_i " i " φ_k " uglovi obrtanja čvora " i " odnosno " k ", " φ_{ik}^* " i " φ_{ki}^* " uglovi obrtanja krajnjih poprečnih preseka štapa " ik ", a " μ_{ik} " i " μ_{ki} " stepeni uklještenja štapa " ik " u čvorovima " i " i " k ", tada izrazi za momente na krajevima tako vezanih štapova izraženi preko uglova obrtanja krajnjih poprečnih preseka prema [82] glase:

3. Proračun linijskih sistema sa polukrutim vezama štapova metodom deformacije

$$M_{ik} = a_{ik} \varphi_i^* + b_{ik} \varphi_k^* - c_{ik} \psi_{ik} + m_{ik}^{(o)*} + m_{ik}^{(\Delta t)*} \quad (3.2a)$$

$$M_{ki} = b_{ik} \varphi_i^* + a_{ki} \varphi_k^* - c_{ki} \psi_{ik} + m_{ki}^{(o)*} + m_{ki}^{(\Delta t)*} \quad (3.2b)$$

ili preko uglova obrtanja čvorova " φ_i, φ_k ":

$$M_{ik}^* = a_{ik}^* \varphi_i + b_{ik}^* \varphi_k - c_{ik}^* \psi_{ik} + m_{ik}^{(o)*} + m_{ik}^{(\Delta t)*} \quad (3.3a)$$

$$M_{ki}^* = b_{ik}^* \varphi_i + a_{ki}^* \varphi_k - c_{ki}^* \psi_{ik} + m_{ki}^{(o)*} + m_{ki}^{(\Delta t)*} \quad (3.3b)$$

Konstante štapa " $a_{ik}^*, b_{ik}^*, c_{ik}^*, c_{ki}^*$ ", kao i početni momenti polukruto uklještenog štapa mogu se prema [82], izraziti preko odgovarajućih veličina potpuno kruto uklještenog štapa i stepena uklještenja, na sledeći način:

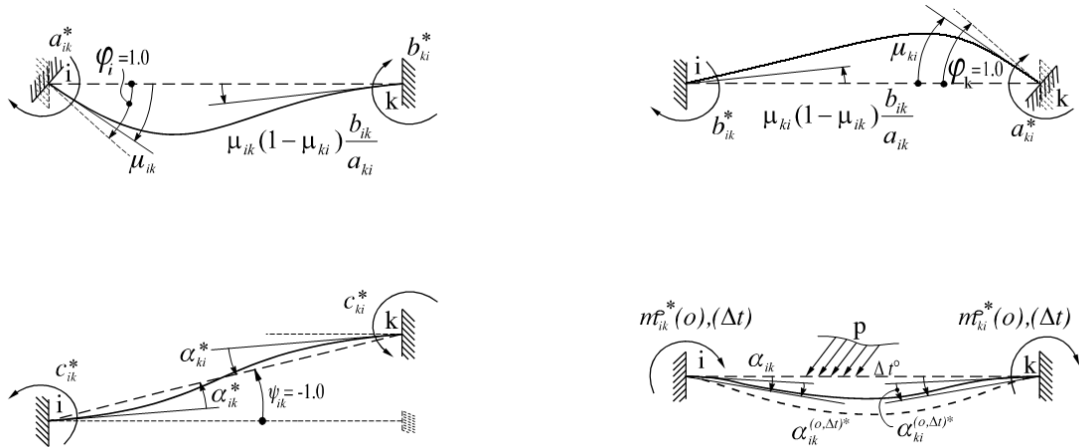
$$a_{ik}^* = \mu_{ik} \left[a_{ik} - (1 - \mu_{ki}) \frac{b_{ik}}{a_{ki}} b_{ik} \right] \quad b_{ik}^* = b_{ki}^* = \mu_{ik} \mu_{ki} \quad (3.4a,b)$$

$$c_{ik}^* = \mu_{ik} \left[c_{ik} - (1 - \mu_{ki}) \frac{b_{ik}}{a_{ki}} c_{ki} \right] \quad c_{ki}^* = \mu_{ki} \left[c_{ki} - (1 - \mu_{ik}) \frac{b_{ik}}{a_{ik}} c_{ik} \right] \quad (3.4c,d)$$

$$a_{ki}^* = \mu_{ki} \left[a_{ki} - (1 - \mu_{ik}) \frac{b_{ik}}{a_{ik}} b_{ik} \right] \quad (3.4e)$$

$$m_{ik}^* = \mu_{ik} \left[m_{ik} - (1 - \mu_{ki}) \frac{b_{ik}}{a_{ki}} m_{ki} \right] \quad m_{ki}^* = \mu_{ki} \left[m_{ki} - (1 - \mu_{ik}) \frac{b_{ik}}{a_{ik}} m_{ik} \right] \quad (3.5a,b)$$

Fizičko značenje konstanti " $a_{ik}^*, b_{ik}^*, c_{ik}^*, c_{ki}^*$ ", kao i početni momenti polukruto uklještenog štapa prikazani su na sl.3.1.



Sl. 3.1 Fizičko značenje konstanti štapova i početnih momenata polukruto uklještenog štapa

Uslovne jednačine metode deformacije (jednačine obtanja čvorova i jednačine pomeranja sistema) iz kojih se određuju nepoznati uglovi obrtanja i parametri pomeranja po Teoriji prvog i Teoriji drugog reda prikazani su u [150].

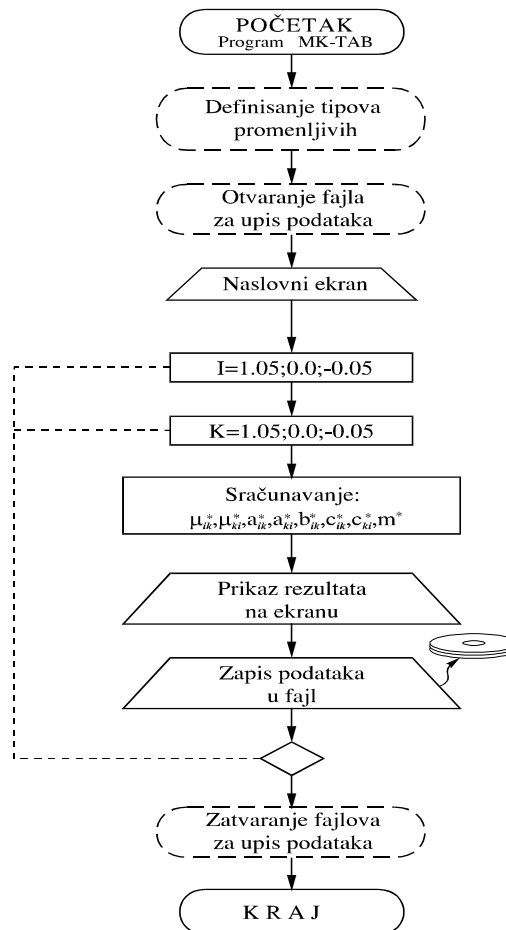
3. Proračun linijskih sistema sa polukrutim vezama štapova metodom deformacije

Konačni izrazi za momente savijanja na krajevima polukruto uklještenog štapa " M_{ik}^* " i " M_{ki}^* " posle određivanja nepoznatih uglova obrtanja φ_i ($i=1,2,...,m$) i parametara pomeranja Δ_j ($j=1,2,...,n$) mogu se ispisati u obliku:

$$M_{ik}^* = a_{ik}^* \varphi_i + b_{ik}^* \varphi_k - c_{ik}^* \sum_{j=1}^n \psi_{ik}^{(j)} \Delta_j + m_{ik}^* \quad (3.6a)$$

$$M_{ki}^* = b_{ki}^* \varphi_i + a_{ki}^* \varphi_k - c_{ki}^* \sum_{j=1}^n \psi_{ki}^{(j)} \Delta_j + m_{ki}^* \quad (3.6b)$$

Za sračunavanje konstanti štapova sa konstantnim poprečnim presekom za različite stepene uklještnja " μ_{ik} " i " μ_{ki} " [150] sastavljen je kompjuterski program MK-TAB čija je blok šema prikazana na sl.3.2



Sl. 3.2 Blok šema kompjuterskog programa MK-TAB

U radovima [83], [85], [84], [87], [150], na numeričkim primerima proračuna okvira detaljno je prikazano sračunavanje vrednosti momenata savijanja, po Teoriji prvog i Teoriji drugog reda, kao i proračun kritičnog opterećenja i dužine izvijanja štapova za različite stepene uklještenja.

3.2 Teorijske osnove analize sistema sa polukrutim vezama štapova

3.2.1 Energetska osnova metode deformacija

Potencijalna energija elastičnog sistema može se prema [70] predstaviti kao rad spoljašnjih generalisanih sila na elastičnim generalisanim pomeranjima, te izraz za potencijalnu energiju glasi:

$$V = \frac{I}{2} \sum_{(i)} Q_i \cdot q_i \quad (3.7)$$

Veza između sila i pomeranja data je generalisanim Hukovim zakonom u obliku:

$$Q_i = \sum_{(k)} k_{ik} q_k \quad (i=1,2,3,...n) \quad (3.8)$$

Uvodeći (3.8) u (3.7), izraz za potencijalnu energiju može se pisati u obliku dvostruke sume:

$$V = \frac{I}{2} \sum_{(i)} \sum_{(k)} k_{ik} q_i q_k \quad (3.9)$$

Drugi oblik prikazivanja gornjih izraza je u matričnom obliku koji će nadalje biti korišćen, te se (3.7), (3.8) i (3.9) mogu izraziti na sledeći način:

$$V = \frac{I}{2} \{q\}^T \{Q\}, \quad (3.10)$$

$$\{Q\} = [k] \{q\} \quad (3.11)$$

$$V = \frac{I}{2} \{q\}^T [k] \{q\} \quad (3.12)$$

gde je:

$$\{q\}^T = \{q_1, q_2, \dots, q_n\} \quad - \text{vektor generalisanih pomeranja} \quad (3.13)$$

$$Q^T = \{Q_1, Q_2, \dots, Q_n\} \quad - \text{vektor generalisanih sila} \quad (3.14)$$

$$k = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \dots & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & \dots & k_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{n1} & k_{n2} & \dots & k_{nn} \end{bmatrix} \quad - \text{matrica krutosti štapa} \quad (3.15)$$

Prema (3.9) ili (3.12) potencijalna energija elastičnog sistema izražena je kao kvadratna funkcija ili u matričnom obliku kao kvadratna forma po

pomeranjima, a njen prvi parcijalni izvod za proizvoljno pomeranje može se prikazati u obliku:

$$\frac{\partial V}{\partial q_i} = Q_i \quad (3.16)$$

Ovaj izraz predstavlja prvu Kastiljanovu (Castigliano) teoremu koja predstavlja polaznu osnovu za formulisanje metode deformacija u matričnom obliku.

Kao što je poznato, minimumu potencijalne energije odgovara ravnotežno stanje sistema, i to stabilno ravnotežno stanje. Uslov ekstremuma potencijalne energije glasi:

$$\frac{\partial V}{\partial q_i} = 0, \quad (3.17)$$

Da se radi o stabilnom ravnotežnom stanju, ekstremumu funkcije potencijalne energije mora odgovarati minimum, što znači da drugi parcijalni izvod mora biti pozitivan.

$$\sum_{k=1}^m k_{ik} q_k + Q_{ip} = 0 \quad (i = 1, 2, \dots, m) \quad (3.18)$$

Isto se u matričnoj formi može napisati kao:

$$[k]\{q\} + \{Q_p\} = 0 \quad (3.19)$$

Sistem jednačina metode deformacija (3.19) može se postaviti i direktno iz uslova ravnoteže, bez potrebe korišćenja i obrade potencijalne energije sistema.

3.2.2 Matrična analiza štapova sa polukrutim veza metodom deformacije

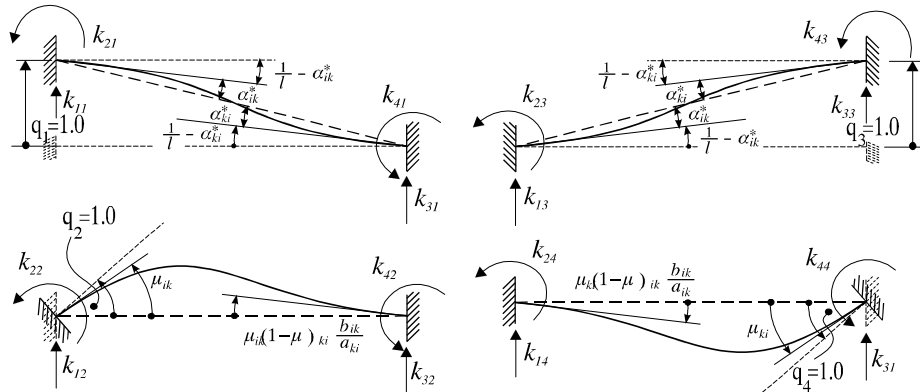
Za analizu i proračun konstrukcija razvijeno je više opštih i posebnih programa koji pokrivaju praktično sva područja analize naponsko-deformacijskog stanja konstrukcija. Prilikom upotrebe gotovih programa treba međutim biti veoma obazriv. Neophodno je poznavanje teoretskih osnova na kojima je program zasnovan, numeričkog modela i algoritma za dobijanje korektnog rešenja. Zbog toga matrična analiza, posebno metodom deformacije, kao osnova ogromne većine savremenih kompjuterskih programa sve više dobija na značaju. Zbog toga će u nastavku ukratko biti prikazana matrična formulacija analize sistema sa elastično uklještenim štapovima u čvorovima, koja je detaljno analizirana u [150].

3.2.2.1 Matrica krutosti polukruto uklještenog štapa

Na osnovu [124] polazeći od bazne matrice krutosti polukruto uklještenog štapa "ik" izloženog savijanju u ravni "xoy" ukoliko se zanemari uticaj normalnih sila na deformaciju matrica krutosti polukruto uklještenog štapa može se prikazati u sledećem obliku:

$$k^* = \begin{bmatrix} \frac{c_{ik}^* + c_{ki}^*}{l^2} & \frac{c_{ik}^*}{l} & -\frac{(c_{ik}^* + c_{ki}^*)}{l^2} & \frac{c_{ki}^*}{l} \\ & a_{ik}^* & -\frac{c_{ik}^*}{l} & b_{ik}^* \\ & & \frac{c_{ik}^* + c_{ki}^*}{l^2} & -\frac{c_{ki}^*}{l} \\ "s" & & & a_{ki}^* \end{bmatrix} \quad (3.20)$$

Fizičko značenje elemenata ovako određene matrice krutosti štapa dato je na sl.3.3.



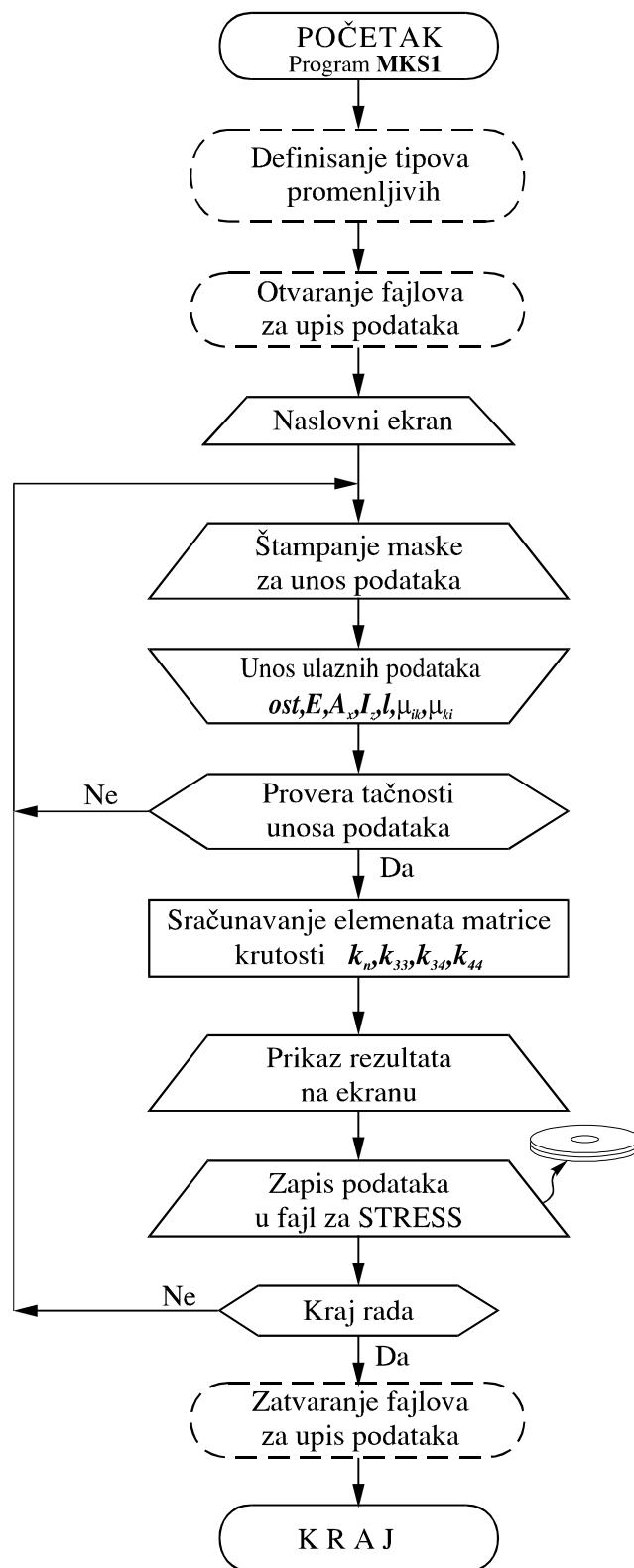
Sl. 3.3 Fizičko značenje elemenata matrice krutosti polukruto uklještenog štapa

Ukoliko se u obzir uzme i uticaj normalnih sila na deformaciju matrica krutosti polukruto uklještenog štapa se može prikazati u sledećem obliku:

$$k^* = \begin{bmatrix} \frac{EF}{l} & 0 & 0 & \frac{EF}{l} & 0 & 0 \\ & \frac{c_{ik}^* + c_{ki}^*}{l^2} & \frac{c_{ik}^*}{l} & 0 & -\frac{c_{ik}^* + c_{ki}^*}{l^2} & \frac{c_{ki}^*}{l} \\ & & a_{ik}^* & 0 & -\frac{c_{ik}^*}{l} & b_{ik}^* \\ & & & \frac{EF}{l} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{c_{ik}^* + c_{ki}^*}{l^2} & -\frac{c_{ki}^*}{l} \\ "s" & & & & & a_{ki}^* \end{bmatrix} \quad (3.21)$$

Za sračunavanje elemenata matrice krutosti sastavljen je kompjuterski program MKS1, čija je blok šema data je na sl. 3.4. Za različite stepene uklještenja sračunavaju se

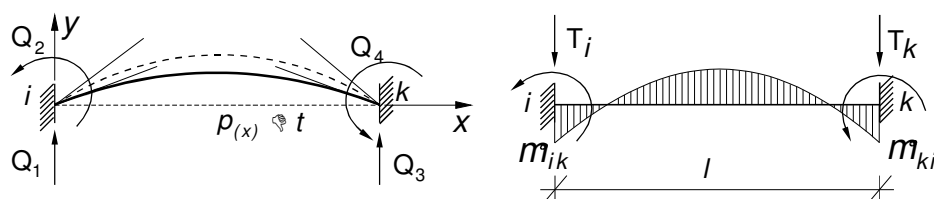
elementi matrice krutosti prema (3.21) i štampaju u obliku u kome se isti mogu koristiti u programu STRESS, što je detaljnije prikazano u [150]



Sl. 3.4 Blok šema kompjuterskog programa MKS1

3.2.2.2 Vektor ekvivalentnog opterećenja polukruto uklještenog štapa

U matricnoj analizi konstrukcija spoljašnji uticaji koji deluju duž pojedinih štapova zamenjuju se koncentrisanim opterećenjem u čvorovima, odnosno na krajevima pojedinih štapova. U slučaju savijanja u ravni komponente vektora opterećenja prikazane su na sl.3.5 i jednake su negativnim vrednostima reakcija elastično uklještenog štapa usled zadatih spoljašnjih uticaja koji mogu da budu opterećenje upravno na osu štapa i temperaturna razlika između temperature na gornjoj i donjoj strani štapa.



Sl. 3.5 Vektor ekvivalentnog opterećenja polukruto uklještenog štapa

$$Q^* = \begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} T_i^* \\ M_{ik}^* \\ T_k^* \\ M_{ki}^* \end{bmatrix}_{(o)} - \begin{bmatrix} T_i^* \\ M_{ik}^* \\ T_k^* \\ M_{ki}^* \end{bmatrix}_{(\Delta t)} \quad (3.22)$$

3.2.2.3 Jednačine sistema polukruto vezanih štapova

Sve do sada prikazane jednačine odnose se na lokalni koordinatni sistem štapa. Za analizu sistema međusobno povezanih štapova, kao celine, neophodno je definisati položaj svakog štapa u odnosu na globalni koordinatni sistem, te se sve veličine moraju transformisati u odnosu na globalni sistem. Ako se jednačina napiše za sistem štapova u globalnom koordinatnom sistemu dobija se:

$$K^* q^* = S^* \quad (3.23)$$

gde su:

K^* - matrica krutosti sistema

q^* - vektor generalisanih pomeranja

S^* - vektor slobodnih članova

$$S^* = P^* + Q^* \quad (3.24)$$

gde su:

P^* - vektor zadatih spoljašnjih sila u čvorovima sistema

Q^* - vektor ekvivalentnog opterećenja sistema

Određivanje matrice krutosti sistema i vektora opterećenja sistema kada su poznate matrice krutosti i vektori opterećenja pojedinih štapova može se izvesti na primer metodom kodnih brojeva, koja je detaljno prikazana u [124], odnosno [127].

Ako se pomeranja i obrtanja slobodnih čvorova koja su nepoznata, grupišu i prikažu kao komponente vektora " q_s^* ", a poznata pomeranja i obrtanja oslončkih čvorova kao komponente vektora " q_o^* ", sistem jednačina (3.23) prikazan je u dekomponovanom obliku:

$$\begin{bmatrix} K_{ss}^* & K_{so}^* \\ K_{os}^* & K_{oo}^* \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} q_s^* \\ q_o^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} S_s^* \\ S_o^* \end{bmatrix} \quad (3.25)$$

iz koga se mogu odrediti vektor generalisanih pomeranja slobodnih čvorova sistema

$$q_s^* = (S_s^* - K_{so}^* \cdot q_o^*) \quad (3.26)$$

a zatim uz vođenje računa o tome da je

$$S_o^* = R_o^* + Q_o^* \quad (3.27)$$

i vektor reakcija oslonaca

$$R_o^* = K_{os}^* \cdot q_s^* + K_{oo}^* \cdot q_o^* - Q_o^* \quad (3.28)$$

Kada su određena pomeranja čvorova sistema sile na krajevima pojedinih štapova mogu se odrediti uz prethodnu transformaciju vektora " q^* " iz globalnog u lokalni koordinatni sistem

$$q_j = T_j \cdot q_j^* \quad (3.29)$$

gde je T_j -matrica transformacije štapa.

3.3 Dinamički proračun konstrukcija sa polukrutim vezama štapova (matrična formulacija)

Za razliku od statičke analize u kojoj su spoljašnji uticaji, a samim tim i sve ostale naponsko-deformacijske veličine nezavisne od vremena, u dinamičkoj analizi spoljašnji uticaji su funkcija vremena. Pored osnovnih parametara koji su neophodni za prikazivanje statičkog ponašanja nekog sistema, u dinamici konstrukcija vreme se pojavljuje kao novi dodatni parametar koji znatno komplikuje analizu. Veoma je mali broj zadataka iz područja dinamičke analize realnih konstrukcija za koje se mogu naći analitička rešenja. Zbog toga numeričke metode, pomoću kojih se dobijaju približna rešenja zadovoljavajuće tačnosti, u dinamici konstrukcija imaju naročiti značaj. Matrični oblik kao metod analize konstrukcija, a u poslednje vreme posebno metod konačnih elemenata (MKE) nalazi široku primenu u dinamičkoj analizi konstrukcija u različitim oblastima inženjerskog konstrukterstva.

3.3.1 Matrični oblik jednačine kretanja

Polazeći od D'Alembert-ovog principa ravnoteže, matrična formulacija jednačina kretanja štapa može se prikazati u sledećem obliku:

$$m \ddot{q}_e + c \dot{q}_e + k q_e = Q_e \quad (3.30)$$

Na osnovu jednačina kretanja za jedan štap na uobičajeni način formiraju se jednačine kretanja za sistem štapova (konstrukciju).

$$M \ddot{q} + C \dot{q} + K q = Q \quad (3.31)$$

gde su:

- M - matrica masa sistema štapova
- C - matrica prigušenja
- K - matrica krutosti
- Q - vektor generalisanih sila u čvorovima

3.3.1.1 Sopstvene vrednosti i sopstveni vektori

U slučaju slobodnih neprigušenih vibracija sistema diferencijalna jednačina kretanja sistema ima oblik:

$$M \ddot{q} + K q = 0 \quad (3.32)$$

Ukoliko se vektor generalisanih parametara pomeranja u čvorovima sistema prikaže u obliku

$$q = \bar{q} e^{i\omega t} \quad (3.33)$$

matrična jednačina (3.32) postaje

$$(K - \omega^2 M) \bar{q} = 0 \quad (3.34)$$

Jednačina (3.34) predstavlja standardni problem svojstvenih vrednosti i ima rešenja različita od trivijalnog samo ako je determinanta sistema jednaka nuli tj.

$$|K - \omega^2 M| = 0 \quad (3.35)$$

Pošto su " K " i " M " pozitivno definitne matrice, svi koreni karakterističnog polinoma su realni pozitivni brojevi i predstavljaju svojstvene vrednosti ili frekvencije sistema. Svako sopstvenoj vrednosti " ω_i " odgovara po jedan svojstveni vektor " $\bar{q}_i$ " koji predstavlja svojstvenu formu, mod ili ton vibracije.

Za određivanje svojstvenih vrednosti i svojstvenih vektora diskretnih struktura razvijen je niz postupaka o kojima se opširnije može videti u [34], [121], [92].

4 VARIJACIONA FORMULACIJA ODREĐIVANJA MATRICE KRUTOSTI I MATRICE MASA

4.1 Interpolacione funkcije i matrica krutosti štap

Pored direktnog postupka određivanja matrice krutosti i vektora ekvivalentnog opterećenja, na osnovu jasnog geometrijskog i fizičkog značenja njihovih pojedinih elemenata, u matričnoj analizi se vrlo često koristi i varijaciona formulacija [124], [127] koja se zasniva na stacionarnosti funkcionala potencijalne energije štap.

U slučaju savijanja pravog štap u ravni veza između pomeranja $\vartheta(x)$ u bilo kojoj tački ose štap i parametara pomeranja na krajevima štap najlakše se dobija polazeći od homogene diferencijalne jednačine savijanja:

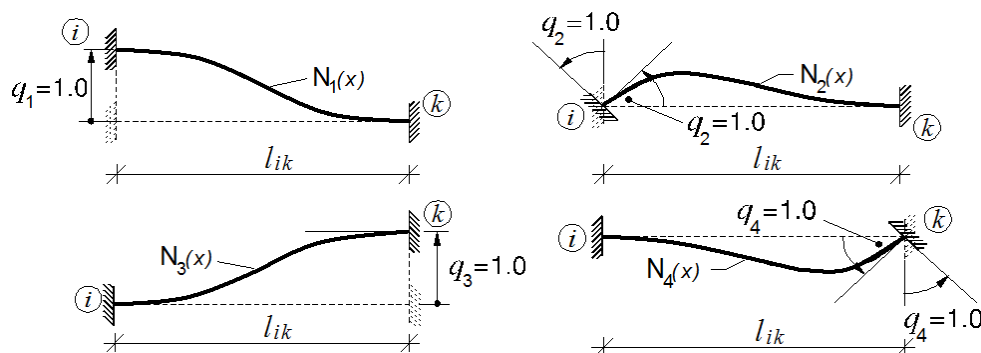
$$EI \frac{d^4 \vartheta}{dx^4} = 0 \quad (4.1)$$

čije opšte rešenje može da se napiše u obliku polinoma trećeg stepena:

$$\vartheta(x) = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 x^2 + \alpha_4 x^3 \quad (4.2)$$

odnosno u matričnom obliku:

$$\vartheta(x) = \begin{bmatrix} 1 & x & x^2 & x^3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \end{Bmatrix} = A\alpha \quad (4.3)$$



Sl. 4.1 Interpolacione funkcije (funkcije oblika) obostrano uklještenog štap

Koeficijenti α_i , $i=1, 2, 3, 4$, određuju se iz graničnih uslova na krajevima štap, nakon čega se dobijaju dobro poznate interpolacione funkcije koje su prikazane na sl. 4.1.

$$N = \begin{bmatrix} N_1(x) & N_2(x) & N_3(x) & N_4(x) \end{bmatrix}$$

$$\begin{aligned} N_1(x) &= 1 - \frac{3}{\ell^2}x^2 + \frac{2}{\ell^3}x^3 & N_2(x) &= x - \frac{2}{\ell}x^2 + \frac{1}{\ell^2}x^3 \\ N_3(x) &= \frac{3}{\ell^2}x^2 - \frac{2}{\ell^3}x^3 & N_4(x) &= -\frac{1}{\ell}x^2 + \frac{1}{\ell^2}x^3 \end{aligned} \quad (4.4)$$

Kada su poznate interpolacione funkcije elementi matrice krutosti obostrano potpuno kruto uklještenog štapa mogu da se odrede na osnovu poznate jednačine

$$k_{mn} = EI \int_0^{\ell} N_m''(x) \cdot N_n''(x) \cdot dx \quad (4.5)$$

$$[K] = EI \int_0^{\ell} \begin{bmatrix} N_1''(x) \\ N_2''(x) \\ N_3''(x) \\ N_4''(x) \end{bmatrix} \cdot [N_1''(x) \quad N_2''(x) \quad N_3''(x) \quad N_4''(x)] \cdot dx \quad (4.6)$$

Posle izvršenih diferenciranja, matričnih množenja i integracija dobija se dobro poznati oblik matrice krutosti obostrano potpuno kruto uklještenog štapa:

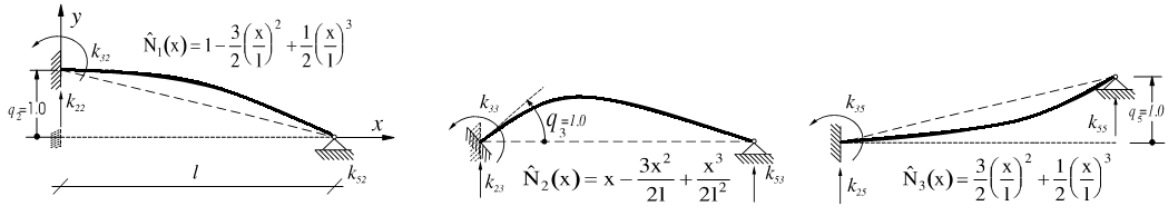
$$k = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} \end{bmatrix} = EI \begin{bmatrix} \frac{12}{\ell^3} & \frac{6}{\ell^2} & -\frac{12}{\ell^3} & \frac{6}{\ell^2} \\ & \frac{4}{\ell} & -\frac{6}{\ell^2} & \frac{2}{\ell} \\ & & \frac{12}{\ell^3} & -\frac{6}{\ell^2} \\ & & & \frac{4}{\ell} \end{bmatrix} \quad (4.7)$$

simetricno

Matrica N je matrica interpolacionih funkcija ili matrica funkcija oblika (shape functions) za obostrano potpuno kruto uklješten štapa. Interpolacione funkcije date izrazom (4.4) predstavljaju Hermite-ove polinome prvog reda.

U slučaju štapa koji je na kraju "i" vezan potpuno uklješteno, a na suprotnom kraju "g" vezan zglobo (štapa tipa "g") interpolacione funkcije prikazane su na sl.4.2:

$$\begin{aligned} \hat{N} &= [\hat{N}_1(x) \quad \hat{N}_2(x) \quad \hat{N}_3(x)] = \\ &= \left[1 - \frac{3}{2\ell^2}x^2 + \frac{1}{2\ell^3}x^3 \quad x - \frac{3}{2\ell}x^2 + \frac{1}{2\ell^2}x^3 \quad \frac{3}{2\ell^2}x^2 - \frac{1}{2\ell^3}x^3 \right] \end{aligned} \quad (4.8)$$



Sl. 4.2 Interpolacione funkcije (funkcije oblika) štapa tipa "g"

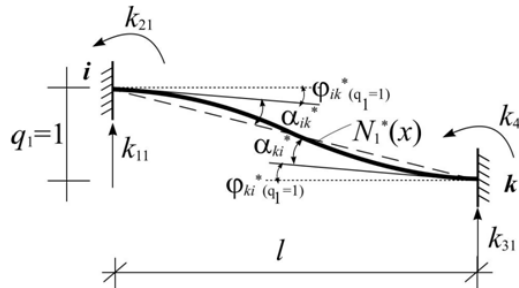
dok se matrica krutosti u skladu sa procedurom (4.6) uvođenjem (4.8) dobija u obliku:

$$\hat{k} = EI \begin{bmatrix} \frac{3}{\ell^3} & \frac{3}{\ell^2} & -\frac{3}{\ell^3} \\ & \frac{3}{\ell} & -\frac{3}{\ell^2} \\ \text{simetricno} & & \frac{3}{\ell^3} \end{bmatrix} \quad (4.9)$$

Na sličan način se za različita opterećenja mogu odrediti i vektori ekvivalentnog opterećenja ovakvog štapa.

4.2 Interpolacione funkcije za štap sa polukrutim vezama

U slučaju štapa sa polukrutim vezama na krajevima "i" i "k" mogu se polazeći od diferencijalne jednačine (4.1) i graničnih uslova izvesti elementi matrice interpolacionih funkcija (4.4).


 Sl. 4.3 Stanje pomeranja $q_1=1,0$

U slučaju zadavanja štapa jediničnog translatorskog pomeranja $q_1 = 1$ čvora "i" dok su sva ostala generalisana pomeranja jednaka nuli, prema [82], sl.4.3 može se napisati:

$$\alpha_{ik}^* = \left[\mu_{ik} - (1 - \mu_{ik}) \cdot \mu_{ki} \cdot \frac{b_{ik}}{a_{ik}} \right] \cdot \frac{1}{\ell} \quad \alpha_{ki}^* = \left[\mu_{ki} - (1 - \mu_{ki}) \cdot \mu_{ik} \cdot \frac{b_{ik}}{a_{ki}} \right] \cdot \frac{1}{\ell} \quad (4.10)$$

U graničnom slučaju za potpuno kruto uklješten štap na krajevima "i" i "k" su $\mu_{ik} = \mu_{ki} = 1$ te izrazi (4.10) postaju:

$$\lim_{\substack{\mu_{ik} \rightarrow 1 \\ \mu_{ki} \rightarrow 1}} \alpha_{ik}^* = \lim_{\substack{\mu_{ik} \rightarrow 1 \\ \mu_{ki} \rightarrow 1}} \alpha_{ki}^* = \frac{1}{\ell} \quad (4.11)$$

Za štap tipa g su $\mu_{ik} = 1; \mu_{ki} = 0$ te za štapove sa konstantnim momentom inercije duž ose izrazi (4.10) postaju:

$$\lim_{\substack{\mu_{ik} \rightarrow 1 \\ \mu_{ki} \rightarrow 0}} \alpha_{ik}^* = \frac{1}{\ell}; \quad \lim_{\substack{\mu_{ik} \rightarrow 1 \\ \mu_{ki} \rightarrow 0}} \alpha_{ki}^* = -\frac{1}{2\ell} \quad (4.12)$$

Grafični uslovi za štap sa polukrutim vezama na krajevima "i" i "k" iz kojih se određuju koeficijenti α_i , $i=1, 2, 3, 4$, u izrazima (4.2) odnosno (4.3) mogu da se napišu u obliku:

$$\begin{cases} x=0 \\ x=\ell \end{cases} \begin{cases} \vartheta(x) = \vartheta_i = \alpha_1 = 1 \\ \varphi(x) = \varphi_i = \alpha_2 = -(\frac{1}{\ell} - \alpha_{ik}^*) \\ \vartheta(x) = \vartheta_k = 1 + \alpha_2 \ell + \alpha_3 \ell^2 + \alpha_4 \ell^3 = 0 \\ \varphi(x) = \varphi_k = \alpha_2 + 2\alpha_3 \ell + 3\alpha_4 \ell^2 = -(\frac{1}{\ell} - \alpha_{ki}^*) \end{cases} \quad (4.13)$$

Rešavanjem sistema jednačina (4.13) određuju se koeficijenti α_i , $i=1, 2, 3, 4$:

$$\alpha_1 = 1; \quad \alpha_2 = -(\frac{1}{\ell} - \alpha_{ik}^*); \quad \alpha_3 = -\frac{2\alpha_{ik}^* + \alpha_{ki}^*}{\ell}; \quad \alpha_4 = \frac{\alpha_{ik}^* + \alpha_{ki}^*}{\ell^2} \quad (4.14)$$

a zatim prema (4.2) i prvi element matrice interpolacionih funkcija (4.4):

$$\vartheta(x) = N_1^*(x) = 1 - (\frac{1}{\ell} - \alpha_{ik}^*)x - \frac{2\alpha_{ik}^* + \alpha_{ki}^*}{\ell}x^2 + \frac{\alpha_{ik}^* + \alpha_{ki}^*}{\ell^2}x^3 \quad (4.15)$$

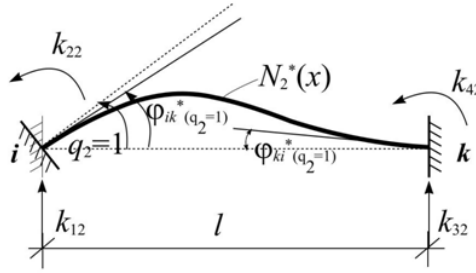
U graničnom slučaju za potpuno kruto uklješten štap na krajevima "i" i "k" su $\mu_{ik} = \mu_{ki} = 1$ te izraz (4.15) postaje:

$$\lim_{\substack{\mu_{ik} \rightarrow 1 \\ \mu_{ki} \rightarrow 1}} N_1^*(x) = 1 - \frac{3}{\ell^2}x^2 + \frac{2}{\ell^3}x^3 = N_1(x) \quad (4.16)$$

Za štap tipa g su $\mu_{ik} = 1; \mu_{ki} = 0$ te za štapove sa konstantnim momentom inercije duž ose izraz (4.15) postaje:

$$\lim_{\substack{\mu_{ik} \rightarrow 1 \\ \mu_{ki} \rightarrow 0}} N_1^*(x) = 1 - \frac{3}{2\ell^2}x^2 + \frac{1}{2\ell^3}x^3 = \hat{N}_1(x) \quad (4.17)$$

što je u potpunoj saglasnosti sa izrazima (4.4) odnosno (4.8).


 Sl. 4.4 Stanje pomeranaja $q_2=1,0$

U slučaju zadavanja štapu jedinične rotacije $q_2 = 1$ čvora "i" dok su sva ostala generalisana pomeranja jednaka nuli, prema sl.4.4 uz vođenje računa da se na osnovu izraz (4.10) može napisati da je:

$$\mu_{ki}(1 - \mu_{ik}) \frac{b_{ik}}{a_{ik}} = \mu_{ik} - \alpha_{ik}^* \ell \quad \mu_{ik}(1 - \mu_{ki}) \frac{b_{ik}}{a_{ki}} = \mu_{ki} - \alpha_{ki}^* \ell \quad (4.18)$$

te se granični uslovi mogu napisati u obliku:

$$\begin{aligned} x=0 \left\{ \begin{aligned} \vartheta(x) &= \vartheta_i = \alpha_1 = 0 \\ \varphi(x) &= \varphi_i = \mu_{ik} \end{aligned} \right. \\ x=\ell \left\{ \begin{aligned} \vartheta(x) &= \vartheta_k = \mu_{ik}\ell + \alpha_3\ell^2 + \alpha_4\ell^3 = 0 \\ \varphi(x) &= \varphi_k = \mu_{ik} + 2\alpha_3\ell + 3\alpha_4\ell^2 = -(\mu_{ki} - \alpha_{ki}^*\ell) \end{aligned} \right. \end{aligned} \quad (4.19)$$

Rešavanjem sistema jednačina (4.19) određuju se koeficijenti $\alpha_i, i=1, 2, 3, 4$:

$$\alpha_1 = 0; \quad \alpha_2 = \mu_{ik}; \quad \alpha_3 = -\frac{2\mu_{ik} - \mu_{ki} + \alpha_{ki}^*\ell}{\ell}; \quad \alpha_4 = \frac{\mu_{ik} - \mu_{ki} + \alpha_{ki}^*\ell}{\ell^2} \quad (4.20)$$

a zatim prema (4.2) i drugi element matrice interpolacionih funkcija (4.4):

$$\vartheta(x) = N_2^*(x) = \mu_{ik}x - \frac{2\mu_{ik} - \mu_{ki} + \alpha_{ki}^*\ell}{\ell}x^2 + \frac{\mu_{ik} - \mu_{ki} + \alpha_{ki}^*\ell}{\ell^2}x^3 \quad (4.21)$$

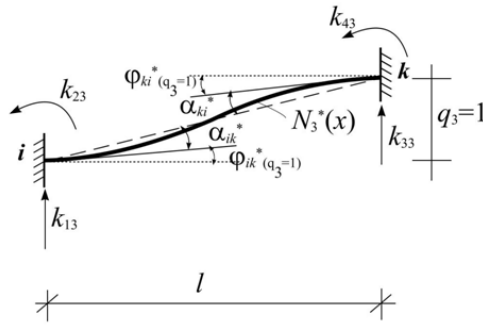
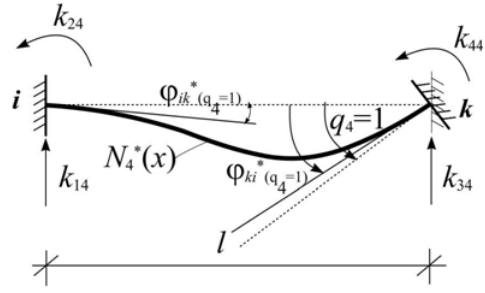
U graničnom slučaju za potpuno kruto uklješten štap na krajevima "i" i "k" su $\mu_{ik} = \mu_{ki} = 1$ te izraz (4.21) postaje:

$$\lim_{\substack{\mu_{ik} \rightarrow 1 \\ \mu_{ki} \rightarrow 1}} N_2^*(x) = x - \frac{2}{\ell}x^2 + \frac{1}{\ell^2}x^3 = N_2(x) \quad (4.22)$$

Za štap tipa g su $\mu_{ik} = 1; \mu_{ki} = 0$ te za štapove sa konstantnim momentom inercije duž ose izraz (4.21) postaje:

$$\lim_{\substack{\mu_{ik} \rightarrow 1 \\ \mu_{ki} \rightarrow 0}} N_2^*(x) = x - \frac{3}{2\ell}x^2 + \frac{1}{2\ell^2}x^3 = \hat{N}_2(x) \quad (4.23)$$

što je u potpunoj saglasnosti sa izrazima (4.4) odnosno (4.8).


 Sl. 4.5 Stanje pomeranja $q_3=1,0$

 Sl. 4.6 Stanje pomeranja $q_4=1,0$

U slučaju zadavanja štapu jediničnog translatornog pomeranja $q_3 = 1$ (Sl. 4.5) odnosno jedinične rotacije $q_4=1$ (Sl. 4.6) čvora tako da se slično kao u (4.4) matrica interpolacionih funkcija može prikazati u obliku:

$$N^* = \begin{bmatrix} N_1^*(x) & N_2^*(x) & N_3^*(x) & N_4^*(x) \end{bmatrix} \quad (4.24)$$

gde su:

$$\begin{aligned} N_1^*(x) &= 1 - \left(\frac{1}{\ell} - \alpha_{ik}^* \right) x - \frac{2\alpha_{ik}^* + \alpha_{ki}^*}{\ell} x^2 + \frac{\alpha_{ik}^* + \alpha_{ki}^*}{\ell^2} x^3 \\ N_2^*(x) &= \mu_{ik} x - \frac{2\mu_{ik} - \mu_{ki} + \alpha_{ki}^* \ell}{\ell} x^2 + \frac{\mu_{ik} - \mu_{ki} + \alpha_{ki}^* \ell}{\ell^2} x^3 \\ N_3^*(x) &= \left(\frac{1}{\ell} - \alpha_{ik}^* \right) x + \frac{2\alpha_{ik}^* + \alpha_{ki}^*}{\ell} x^2 - \frac{\alpha_{ik}^* + \alpha_{ki}^*}{\ell^2} x^3 \\ N_4^*(x) &= (\mu_{ik} - \alpha_{ik}^* \ell) x - \frac{2\mu_{ik} + \mu_{ki} - 2\alpha_{ki}^* \ell}{\ell} x^2 + \frac{\mu_{ik} + \mu_{ki} - \alpha_{ki}^* \ell}{\ell^2} x^3 \end{aligned} \quad (4.25)$$

N^* je matrica interpolacionih funkcija ili funkcija oblika za obostrano polukruto uklješten štap. Interpolacione funkcije date izrazom (4.25) predstavljaju Hermite-ove polinome prvog reda, a njihovi dijagrami dati su na sl. 4.3 do sl. 4.6.

Interpolaciona funkcija $N_m^*(x)$ predstavlja elastičnu liniju obostrano polukruto uklještenog štapu usled generalisanog pomeranja $q_m=1$, $m=1, 2, 3, 4$, dok su sva ostala generalisana pomeranja $q_n=0$, $n \neq m$.

4.3 Matrica krutosti štapa sa polukrutim vezama

Na osnovu izraza (4.6) matrica krutosti obostrano polukruto uklještenog štapa dobika se u obliku:

$$k^* = EI \int_0^{\ell} \begin{Bmatrix} N_1''(x) \\ N_2''(x) \\ N_3''(x) \\ N_4''(x) \end{Bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} N_1''(x) & N_2''(x) & N_3''(x) & N_4''(x) \end{bmatrix} \cdot dx$$

$$k^* = \begin{bmatrix} k_{11}^* & k_{12}^* & k_{13}^* & k_{14}^* \\ & k_{22}^* & k_{23}^* & k_{24}^* \\ & \text{simetricno} & k_{33}^* & k_{34}^* \\ & & & k_{44}^* \end{bmatrix} \quad (4.26)$$

Posle izvršenih diferenciranja matrice množenja i integracija dobijaju se elementi matrice krutosti polukruto uklještenog štapa u obliku.

$$\begin{aligned} k_{11}^* &= \frac{4EI}{\ell} [\alpha_{ik}^{*2} + \alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^* + \alpha_{ki}^{*2}] \\ k_{12}^* &= \frac{2EI}{\ell} [2(\alpha_{ik}^* \mu_{ik} + \alpha_{ki}^{*2} \ell - \alpha_{ki}^* \mu_{ki}) - \alpha_{ik}^* \mu_{ki} + \alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^* \ell + \alpha_{ki}^* \mu_{ik}] \\ k_{13}^* &= -\frac{4EI}{\ell} [\alpha_{ik}^{*2} + \alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^* + \alpha_{ki}^{*2}] = -k_{11}^* \\ k_{14}^* &= \frac{2EI}{\ell} [2(\alpha_{ik}^* \mu_{ik} - \alpha_{ki}^{*2} \ell + \alpha_{ki}^* \mu_{ki}) + \alpha_{ik}^* \mu_{ki} - \alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^* \ell + \alpha_{ki}^* \mu_{ik}] \\ k_{22}^* &= \frac{4EI}{\ell} [\mu_{ik}^2 - \mu_{ik} \mu_{ki} + \mu_{ki}^2 + \alpha_{ki}^* \mu_{ik} \ell - 2\alpha_{ki}^* \mu_{ki} \ell + \alpha_{ki}^{*2} \ell^2] \\ k_{23}^* &= -\frac{2EI}{\ell} [2(\alpha_{ik}^* \mu_{ik} + \alpha_{ki}^{*2} \ell - \alpha_{ki}^* \mu_{ki}) - \alpha_{ik}^* \mu_{ki} + \alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^* \ell + \alpha_{ki}^* \mu_{ik}] = -k_{12}^* \\ k_{24}^* &= \frac{2EI}{\ell} [2(\mu_{ik}^2 - \alpha_{ik}^* \mu_{ik} \ell - \mu_{ki}^2 + \alpha_{ki}^* \mu_{ki} \ell) + \alpha_{ik}^* \mu_{ki} \ell + \alpha_{ki}^* \mu_{ik} \ell - \alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^* \ell^2] \\ k_{33}^* &= \frac{4EI}{\ell} [\alpha_{ik}^{*2} + \alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^* + \alpha_{ki}^{*2}] = k_{11}^* \\ k_{34}^* &= -\frac{2EI}{\ell} [2(\alpha_{ik}^* \mu_{ik} - \alpha_{ki}^{*2} \ell + \alpha_{ki}^* \mu_{ki}) + \alpha_{ik}^* \mu_{ki} - \alpha_{ik}^* \alpha_{ki}^* \ell + \alpha_{ki}^* \mu_{ik}] = -k_{14}^* \\ k_{44}^* &= \frac{4EI}{\ell} [\mu_{ik}^2 + \mu_{ik} \mu_{ki} + \mu_{ki}^2 - 2\alpha_{ik}^* \mu_{ik} \ell - \alpha_{ik}^* \mu_{ki} \ell + \alpha_{ik}^{*2} \ell^2] \end{aligned} \quad (4.27)$$

U graničnom slučaju za potpuno kruto uklješten štapa na krajevima "i" i "k" su $\mu_{ik} = \mu_{ki} = l$ te izraz (4.26) postaje:

$$\lim_{\substack{\mu_{ik} \rightarrow 1 \\ \mu_{ki} \rightarrow 1}} k^* = EI \begin{bmatrix} \frac{12}{\ell^3} & \frac{6}{\ell^2} & -\frac{12}{\ell^3} & \frac{6}{\ell^2} \\ & \frac{4}{\ell} & -\frac{6}{\ell^2} & \frac{2}{\ell} \\ & & \frac{12}{\ell^3} & -\frac{6}{\ell^2} \\ \text{simetricno} & & & \frac{4}{\ell} \end{bmatrix} = k \quad (4.28)$$

Za štap tipa "g" su $\mu_{ik} = 1$; $\mu_{ki} = 0$ te za štapove sa konstantnim momentom inercije duž ose izraz (4.26) postaje:

$$\lim_{\substack{\mu_{ik} \rightarrow 1 \\ \mu_{ki} \rightarrow 0}} k^* = EI \begin{bmatrix} \frac{3}{\ell^3} & \frac{3}{\ell^2} & -\frac{3}{\ell^3} \\ & \frac{3}{\ell} & -\frac{3}{\ell^2} \\ \text{simetricno} & & \frac{3}{\ell^3} \end{bmatrix} = \hat{k} \quad (4.29)$$

što je u potpunoj saglasnosti sa izrazima (4.7) odnosno (4.9).

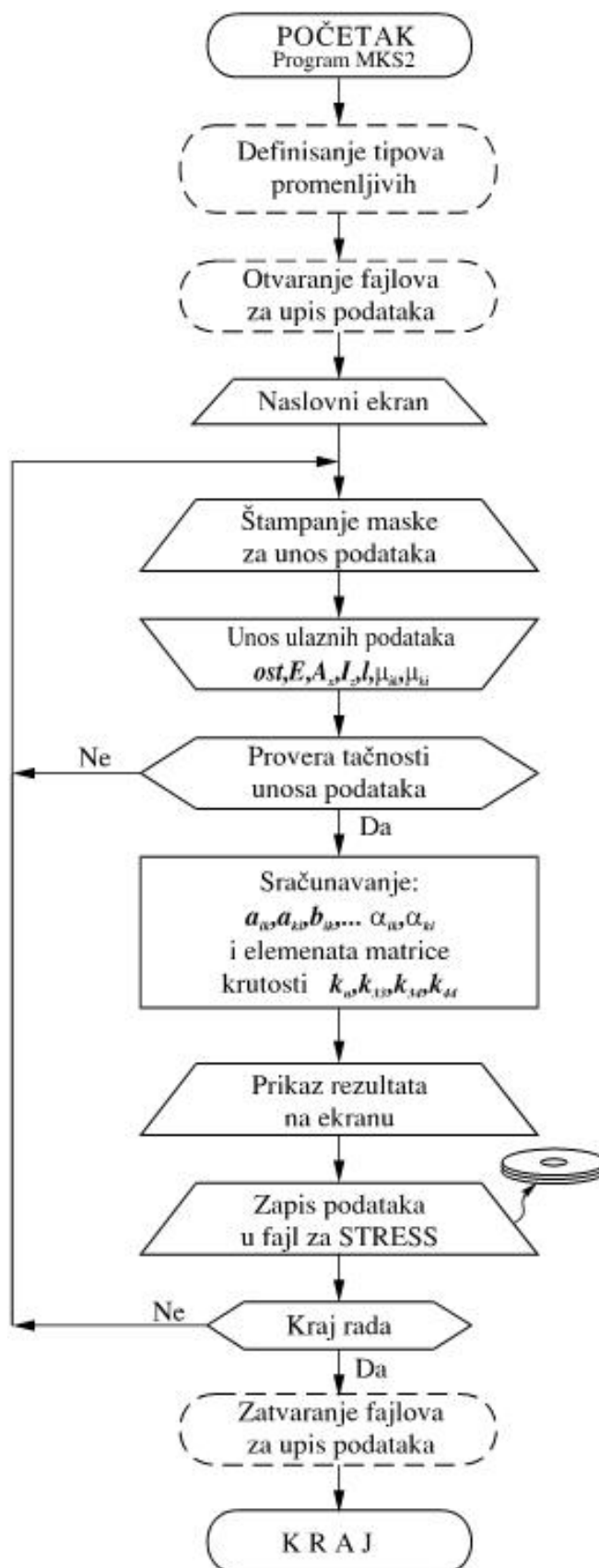
Ukoliko se slično kao u (3.21) uključi i uticaj normalnih sila na deformaciju, matrica krutosti se može prikazati u obliku:

$$k^* = \begin{bmatrix} \frac{EF}{\ell} & 0 & 0 & \frac{EF}{\ell} & 0 & 0 \\ & k_{11}^* & k_{12}^* & 0 & k_{13}^* & k_{14}^* \\ & & k_{22}^* & 0 & k_{23}^* & k_{24}^* \\ & & & \frac{EF}{\ell} & 0 & 0 \\ & & & & k_{33}^* & k_{34}^* \\ \text{"s"} & & & & & k_{44}^* \end{bmatrix} \quad (4.26a)$$

Za sračunavanje elemenata matrice krutosti sastavljen je kompjuterski program MKS2, čija je blok šema prikazana na sl. 4.7. Za različite stepene uklještenja sračunavaju se elementi matrice krutosti prema (4.26a) i štampaju u obliku u kome se isti mogu koristiti u nekom od programskih paketa.

U [150] su detaljno izvedeni izrazi za vektore ekvivalentnog opterećenja za najčešće slučajeve opterećenja uključujući i temperaturnu razliku za štap sa polukrutim vezama.

U istom radu dat je i detaljan prikaz Teorije drugog reda polukruto uklještenih štapova izveden direktnim postupkom, kao i približno rešenje preko geometrijske matrice krutosti, i rešavanje problema stabilnosti za sistem polukruto vezanih štapova.



Sl. 4.7 Blok šema kompjuterskog progrma MKS2

4.4 Određivanje konzistentne matrice mase varijacionim postupkom

Prilikom formiranja jednačine kretanja (3.30), matrica mase štapa može se usvojiti kao konzistentna matrica mase ili kao matrica koncentrisanih masa.

Konzistentna matrica mase je simetrična i pozitivno definitna kvadratna matrica n -tog reda, gde je n broj stepeni slobode štapa. Po svojoj strukturi matrica je ista kao i matrica krutosti i način njenog formiranja će detaljnije biti obrađen u ovom poglavlju.

4.4.1 Konzistentna matrica mase kruto uklještenog štapa

Za štap koji je izložen savijanju u ravni sa parametrima pomeranja " $\vartheta_i, \varphi_i, \vartheta_k, \varphi_k$ " i interpolacionim funkcijama u obliku Hermite-ovih polinoma polazeći od Hamiltonovog principa za konzistentnu matricu mase štapa prema [123] i [121] se dobija:

$$m = \int_v N^T \cdot \rho \cdot N \cdot dv = \rho \cdot F \cdot \ell \cdot \int_0^\ell N^T \cdot N \cdot dx \quad (4.30)$$

gde se pojedini elementi konzistentne matrice masa dobijaju kao

$$m_{ij} = \rho \cdot F \cdot \ell \cdot \int_0^\ell N_i \cdot N_j \cdot dx \quad ; \quad (i, j = 1, 2, 3, 4) \quad (4.31)$$

Posle unošenja izraza (4.4) u (4.31) i izvršenih množenja i integracija dobija se:

$$m = \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & m_{13} & m_{14} \\ m_{21} & m_{22} & m_{23} & m_{24} \\ m_{31} & m_{32} & m_{33} & m_{34} \\ m_{41} & m_{42} & m_{43} & m_{44} \end{bmatrix} = \frac{\rho F \ell}{420} \begin{bmatrix} 156 & 22\ell & 54 & -13\ell \\ & 4\ell^2 & 13\ell & -3\ell^2 \\ & & 156 & -22\ell \\ \text{simetricno} & & & 4\ell^2 \end{bmatrix} \quad (4.32)$$

gde je ρ -gustina materijala.

4.4.2 Konzistentna matrica mase polukruto uklještenog štapa

Polazeći od interpolacionih funkcija polukruto uklještenog štapa koje su prikazane na sl. 4.3 do sl. 4.6 elementi konzistentne matrice masa polukruto uklještenog štapa mogu se analogno izrazima (4.30) odnosno (4.31) izvesti u obliku:

$$m_{mn}^* = \rho \cdot F \cdot \ell \cdot \int_0^\ell N_m^*(x) \cdot N_n^*(x) \cdot dx, \quad m, n = 1, \dots, 4 \quad (4.33)$$

unošenjem (4. 25) u (4.33) posle izvršenih množenja i integracije dobija se:

$$\begin{aligned}
 m_{11}^* &= \frac{\rho F \ell}{420} \left[140 + (42\alpha_{ik}^* - 28\alpha_{ki}^*)\ell + (4\alpha_{ik}^{*2} + 4\alpha_{ki}^{*2} - 6\alpha_{ik}^*\alpha_{ki}^*)\ell^2 \right] \\
 m_{22}^* &= \frac{\rho F \ell}{420} \left[4(\mu_{ik}^2 + \mu_{ki}^2 + \alpha_{ki}^{*2}\ell^2) + 6(\mu_{ik}\mu_{ki} - \mu_{ik}\alpha_{ki}^*\ell) - 8\mu_{ki}\alpha_{ki}^*\ell \right] \ell^2 \\
 m_{33}^* &= \frac{\rho F \ell}{420} \left[140 - (28\alpha_{ik}^* - 42\alpha_{ki}^*)\ell + (4\alpha_{ik}^{*2} + 4\alpha_{ki}^{*2} - 6\alpha_{ik}^*\alpha_{ki}^*)\ell^2 \right] \\
 m_{44}^* &= \frac{\rho F \ell}{420} \left[4(\mu_{ik}^2 + \mu_{ki}^2 + \alpha_{ki}^{*2}\ell^2) + 6(-\mu_{ik}\mu_{ki} + \mu_{ki}\alpha_{ik}^*\ell) - 8\mu_{ik}\alpha_{ik}^*\ell \right] \ell^2 \\
 m_{12}^* &= \frac{\rho F \ell}{420} \left[21\mu_{ik} + 14\mu_{ki} - (14\alpha_{ki}^* - 4\alpha_{ik}^*\mu_{ik} - 3\alpha_{ik}^*\mu_{ki} + 3\alpha_{ki}^*\mu_{ik} + 4\alpha_{ki}^*\mu_{ki})\ell - \right. \\
 &\quad \left. - (3\alpha_{ik}^*\alpha_{ki}^* - 4\alpha_{ki}^{*2})\ell^2 \right] \ell \\
 m_{13}^* &= \frac{\rho F \ell}{420} \left[70 - 7(\alpha_{ik}^* + \alpha_{ki}^*)\ell - (4\alpha_{ik}^{*2} + 4\alpha_{ki}^{*2} - 6\alpha_{ik}^*\alpha_{ki}^*)\ell^2 \right] \\
 m_{14}^* &= \frac{\rho F \ell}{420} \left[21\mu_{ik} - 14\mu_{ki} - (21\alpha_{ik}^* - 4\alpha_{ik}^*\mu_{ik} + 3\alpha_{ik}^*\mu_{ki} + 3\alpha_{ki}^*\mu_{ik} - 4\alpha_{ki}^*\mu_{ki})\ell - \right. \\
 &\quad \left. - (4\alpha_{ik}^{*2} - 3\alpha_{ik}^*\alpha_{ki}^*)\ell^2 \right] \ell \\
 m_{23}^* &= \frac{\rho F \ell}{420} \left[14\mu_{ik} + 21\mu_{ki} - (21\alpha_{ki}^* + 4\alpha_{ik}^*\mu_{ik} + 3\alpha_{ik}^*\mu_{ki} - 3\alpha_{ki}^*\mu_{ik} - 4\alpha_{ki}^*\mu_{ki})\ell - \right. \\
 &\quad \left. - (4\alpha_{ki}^{*2} - 3\alpha_{ik}^*\alpha_{ki}^*)\ell^2 \right] \ell \\
 m_{24}^* &= \frac{\rho F \ell}{420} \left[4(\mu_{ik}^2 - \mu_{ki}^2) - 4(\alpha_{ik}^*\mu_{ik} + 3\alpha_{ik}^*\mu_{ki} + 3\alpha_{ki}^*\mu_{ik} - 4\alpha_{ki}^*\mu_{ki})\ell + 3\alpha_{ik}^*\alpha_{ki}^*\ell^2 \right] \ell^2 \\
 m_{34}^* &= \frac{\rho F \ell}{420} \left[14\mu_{ik} - 21\mu_{ki} - (14\alpha_{ik}^* + 4\alpha_{ik}^*\mu_{ik} - 3\alpha_{ik}^*\mu_{ki} - 3\alpha_{ki}^*\mu_{ik} + 4\alpha_{ki}^*\mu_{ki})\ell + \right. \\
 &\quad \left. + (4\alpha_{ik}^{*2} - 3\alpha_{ik}^*\alpha_{ki}^*)\ell^2 \right] \ell
 \end{aligned} \tag{4.34}$$

te se matrica masa polukruto uklještenog štapa može prikazati u obliku :

$$m^* = \begin{bmatrix} m_{11}^* & m_{12}^* & m_{13}^* & m_{14}^* \\ m_{21}^* & m_{22}^* & m_{23}^* & m_{24}^* \\ m_{31}^* & m_{32}^* & m_{33}^* & m_{34}^* \\ m_{41}^* & m_{42}^* & m_{43}^* & m_{44}^* \end{bmatrix} \tag{4.35}$$

U graničnom slučaju za štap tipa "k" se dobija:

$$\lim_{\substack{\mu_{ik} \rightarrow 1 \\ \mu_{ki} \rightarrow 1}} m^* = m = \frac{\rho F \ell}{420} \begin{bmatrix} 156 & 22\ell & 54 & -13\ell \\ & 4\ell^2 & 13\ell & -3\ell^2 \\ & & \text{simetricno} & 156 & -22\ell \\ & & & & 4\ell^2 \end{bmatrix} \tag{4.36}$$

što je u saglasnosti sa (4.32).

OVAKO izvedena matrica masa (4.35) može se ukorporirati u već gotove programske pakete i koristiti za dinamički i seizmički proračun konstrukcija sa polukrutim vezama štapova.

5 PRIMENA RAČUNARA U ANALIZI KONSTRUKCIJA SA POLUKRUTIM VEZAMA

5.1 Opšte

Numeričke simulacije u Primenjenoj mehanici nisu nešto što postoji samo za sebe, već predstavljaju samo deo ili samo ilustraciju odgovarajuće teorije. Dakle, teorija je osnov i ideja, a numerička simulacija je samo praktična numerička realizacija teorije.

Značaj numeričkih simulacija ne treba da se precenjuje, jer su one ipak rezultat odgovarajućih programa. Prava verodostojnost neke teorije, kao i odgovarajuće numeričke simulacije, postiže se tek nezavisnom eksperimentalnom potvrdom. Ipak, numerički eksperimenti su dragocen izvor informacija. Jednom razvijen i proveren programski paket omogućuje efikasno sprovođenje parametarskih analiza na bazi kojih mogu da se izvode i kvalitativno novi teoretski zaključci. Kod dobro osmišljenog programa moguće su i dopune i izmene u programskim opcijama i mogućnostima u cilju numeričkih eksperimentisanja sa novim teoretskim postavkama.

Razvoj teorije neminovno nameće potrebu za razvijanjem odgovarajućih numeričkih simulacija, ali takođe važi i obrnuto - razvoj numeričkih postupaka inicira dalji razvoj teoretskih postavki. Na osnovu numerički dobijenih rezultata mogu da se izvode i novi teoretski zaključci, kao i da se započne novi način razmišljanja. Teoretska razmišljanja i numerički eksperimenti se nalaze u direktnoj uzajamnoj zavisnosti. Razvoj jedne oblasti stimuliše i utiče na razvoj druge oblasti i obrnuto.

5.2 Programi NAK-2, STABIL, SASS i TOWER-7

Prvi komercijalni program posvećen Teoriji konstrukcija je čuveni program STRESS (STRuctural Engineering Sistem Solver), koji je nastao u periodu 1963-64. godine na univerzitetu MIT (Massachusetts Institute of Tehnology) u Bostonu, USA.

Za analizu linijskih konstrukcija prema geometrijski nelinearnoj teoriji, razvijen je niz posebnih programa koji omogućavaju brze i tačne proračune pomoću računara.

U IRC-u Građevinskog fakulteta u Beogradu prema prethodno izloženoj teoriji je razvijen program NAK-2 koji, slično poznatom programu STRESS za linearnu analizu, omogućava analizu ravanskih linijskih sistema prema Teoriji drugog reda.

Poseban doprinos edukaciji mladih kadrova za korišćenje programa, proučavanju i daljem razvoju programskog paketa STRESS dao je prof. dr Milivoje Stanković sa Građevinskog fakulteta u Nišu. On je na bazi istog razvio program STABIL koji se koristi za proračun linijskih sistema u ravni prema linearizovanoj Teoriji drugog reda [129].

Pojavom Pravilnika za proračun objekata visokogradnje u seizmičkim područjima pred građevinske konstruktore pojavio se problem sračunavanja osnovnih dinamičkih karakteristika, pogotovu složenijih konstrukcija, kao osnove za proračun vrednosti proračunskih seizmičkih sila i uticaja koje one izazivaju u konstrukciji.

M. Stanković je na bazi programa STRESS razvio program SASS za seizmičku analizu konstrukcija prema Pravilniku za proračun objekata visokogradnje u seizmičkim područjima, koji pored sračunavanja osnovnih dinamičkih karakteristika konstrukcije sračunava seizmičke sile i uticaje koje oni izazivaju.

5.2.1 Primena programa za proračun konstrukcija sa polukrutim vezama u čvorovima

Solidno poznavanje matrične formulacije metode deformacije izložene u prethodnim poglavljima omogućava da se bez izmena u strukturi programa isti mogu koristiti za statički proračun konstrukcija sa polukrutim vezama po Teoriji prvog i Teoriji drugog reda, kao i za dinamički odnosno seizmički proračun konstrukcija prema Pravilniku za proračun objekata visokogradnje u seizmičkim područjima.

5.2.1.1 Naredbe sa podacima o štapovima

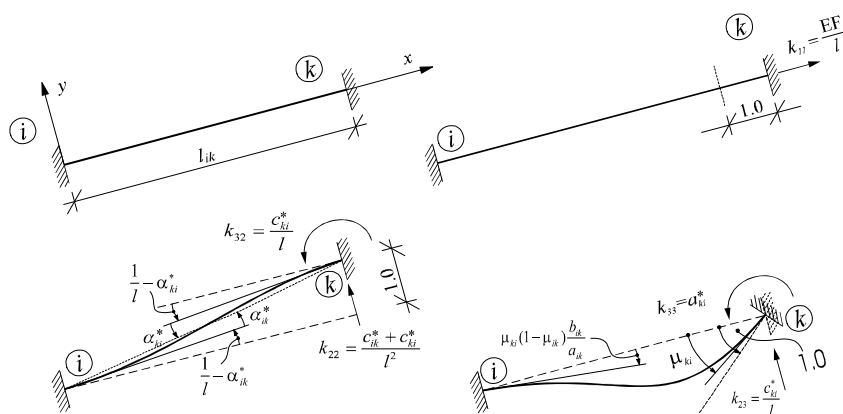
Proračun konstrukcija sa polukrutim vezama primenom navedenih programa razlikuje se od standardne procedure proračuna koja je izložena u upustvu za korišćenje programa [124] jedino u delu naredbi sa podacima o štapovima potrebnim da bi se formirale matrice krutosti štapova. Umesto navođenja karakteristika poprečnih preseka prizmatičnih štapova (površine i momenti inercije u odnosu na glavne centralne ose), podaci o krutosti se mogu zadati direktnim unošenjem elemenata bazne matrice krutosti polukruto uklještenog štapa u svemu prema izrazima (3.21) odnosno (4.26a) za polukruto uklještene štapove.

Ovi podaci unose se posle naredbe MEMBER PROPERTIES i to u obliku tablične naredbe oblika:

M STIFFNESS GIVEN elementi matrice krutosti,

gde se tekstem STIFFNESS GIVEN posle brojne oznake štapa definiše način zadavanja podataka. Vrednosti elemenata matrice krutosti unose se po kolonama odnosno vrstama, što je isto s obzirom na simetriju matrice. Bazna matrica krutosti koja se ovde navodi odnosi se na kraj "k" štapa "ik", odnosno za statički nezavisne veličine štapa su izabrane sile na kraju "k" polukruto uklještenog štapa usled jediničnih generalisanih pomeranja tog kraja, a na osnovu izvedenih matrica krutosti polukruto uklještenog štapa datih u izrazima (3.21) odnosno (4.26a).

$$k^* = \begin{bmatrix} \frac{EF}{\ell} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{c_{ik}^* + c_{ki}^*}{\ell^2} & -\frac{c_{ki}^*}{\ell} \\ 0 & -\frac{c_{ki}^*}{\ell} & a_{ki}^* \end{bmatrix} ; \text{ odnosno } k^* = \begin{bmatrix} \frac{EF}{\ell} & 0 & 0 \\ 0 & k_{33}^* & k_{34}^* \\ 0 & k_{43}^* & k_{44}^* \end{bmatrix}$$



Sl. 5.1 Fizičko značenje elemenata bazne matrice krutosti polukruto uklještenog štapa

U programu se na osnovu date bazne matrice krutosti štapa sračunavaju čvorne matrice krutosti, a potom na uobičajeni način programski formira globalna matrica krutosti sistema. Fizičko značenje elemenata bazne matrice krutosti polukruto uklještenog štapa prikazano je na sl. 5.1.

Prilikom korišćenja ovakvog zadavanja elemenata matrica krutosti na krajevima štapova ne mogu se vršiti oslobađanja veza naredbom MEMBER RELEASES, jer su sva oslobađanja uključena kroz opisane stepene uklještenja polukrutih veza štapova.

Ako su za niz štapova u sistemu obeleženih uzastopnim brojevima stepeni uklještenja na krajevima isti, a samim tim su i njihove matrice krutosti identične, tada se za sve te štapove može upotrebiti zajednička tablična naredba u obliku:

M₁ THRU M_n STIFFNESS GIVEN elementi matrice krutosti,

gde su: " M_l " najniža oznaka i " M_n " najviša oznaka štapa u datoj grupi štapova.

Ukoliko su neki od štapova sistema na oba kraja potpuno kruto uklješteni za njih nije neophodno sračunavanje elemenata bazne matrice krutosti, već se njihove karakteristike poprečnih preseka mogu navesti u tabličnoj naredbi oblika:

M PRISMATIC AX α_1 AY α_2 IZ α_3 ,

gde se posle brojne oznake štapa upisuje reč PRISMATIC kao indikacija da je izabran način zadavanja podataka navođenjem karakteristika poprečnih preseka prizmatičnih štapova, a posle toga se za ravne linijske nosače navode podaci o površinama "AX" i "AY" i momentima inercije "IZ".

5.2.1.2 Naredbe sa podacima o opterećenju štapova

U slučaju ovakvog zadavanja podataka za elemente bazne matrice krutosti štapova, opterećenja duž ose štapa se ne mogu zadavati naredbom MEMBER LOADS, kako je to u standardnom programu STRESS definisano, već se zadaju kao ekvivalentna čvorna opterećenja polukruto uklještenih štapova prethodno sračunata prema (3.23) ali za štapove sa polukrutim vezama prema [150].

Dobijene vrednosti ekvivalentnog čvornog opterećenja se kao koncentrisano opterećenje upisuju posle naredbe: MEMBER END LOADS

korišćenjem naredbe sledećeg oblika:

M START FORCE X α_1 Y α_2 Z α_3 MOMENT X α_4 Y α_5 Z α_6

odnosno:

M END FORCE X α_1 Y α_2 Z α_3 MOMENT X α_4 Y α_5 Z α_6

Primena programa STRESS i SASS za proračun konstrukcija sa polukrutim vezama štapova ilustrovana je na značajnom broju numeričkih primera u [150].

5.2.2 Primer seizmičkog proračun okvira sa polukrutim vezama prema EN 1998-1: 2004, objekat Elektrotehna, Niš

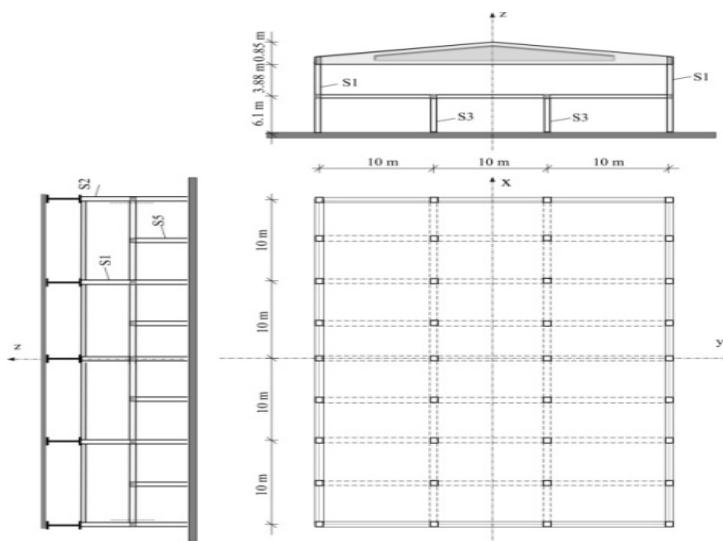
Prema najnovijem evropskom standardu Evrokod 8 [56], kada je u pitanju projektovanje zgrada u seizmičkim područjima, u zavisnosti od konstrukcijskih karakteristika zgrade, preporučena su kao referentna dva tipa linearno-elastične analize: *metoda ekvivalentnih bočnih sila* ili *multimodalna spektralna analiza*. Kao alternativa linearnom pristupu, može se koristiti nelinearni metod, kao što je: *nelinearna statička (pushover) analiza* i *nelinearna (dinamička) analiza vremenskog odgovora*, [15,16,17,126], što je detaljno prikazano u drugom delu disertacije.

Kod zgrada koje zadovoljavaju kriterijume regularnosti u osnovi, ili uslove date u (4.2.3.2) i 4.3.3.1(8) Evrocoda 8, analiza se može sprovesti na modelu sa dva ortogonalna ravna linijska sistema. U seizmičkom proračunu takvih zgrada može se primeniti postupak u kome se uvodi uticaj stepena krutosti veza na odgovor konstrukcije preko matrice krutosti, jer se ovaj postupak odnosi na linijske sisteme u ravni.

Za ilustraciju predloženog načina proračuna u kome se uzima u obzir krutost veza izabrana je konstrukcija realnog objekta industrijske hale, izvedene u montažnom AB konstruktivnom sistemu AMONT, koji je u drugom delu disertacije usvojen kao prototip objekat za kvazi statičko ispitivanje modela karakterističnih veza i nelinearnu analizu.

Ovaj objekat ispunjava kriterijume regularnosti u osnovi, pa se može analizirati sa dva ravanska modela u podužnom i poprečnom pravcu, prema odredbi 4.3.1(5) standarda EN 1998-1:2004.

Na osnovu rezultata laboratorijskih ispitivanja nosivosti i deformabilnosti modela veza u prirodnoj veličini, konstrukcije prikazane na sl. 5.2, primećeno je da se veze uglavnom ponašaju kao polukrute.

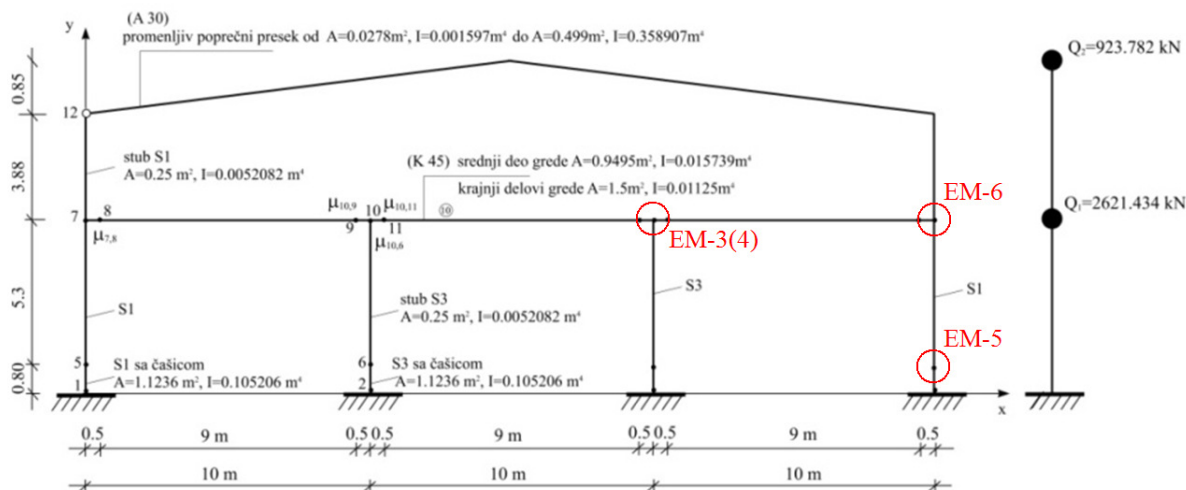


Sl. 5.2 Osnova prizemlja, podužni i poprečni presek konstrukcije industrijske hale Elektrotehna, montažnog sistema "AMONT"

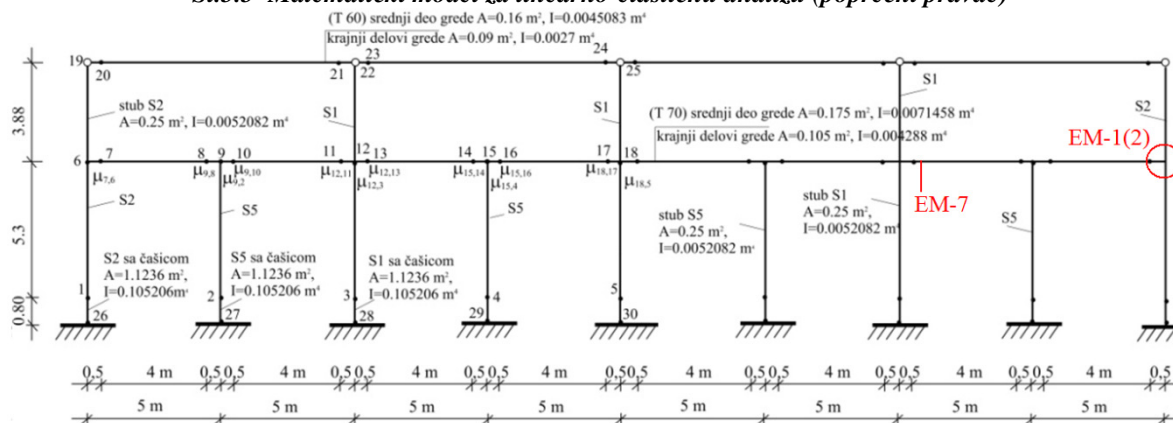
Analizirani okviri u dva ortogonalna pravca su simetrični, tako da su na sl. 5.3 i sl. 5.4 označeni elementi na jednoj polovini nosača. Na osnovu rezultata eksperimentalnih ispitivanja modela može se usvojiti da se veza stuba i temeljne čašice ponaša skoro kao potpuno kruta, tako da je u osloncima 1, 2, 3, 4, 5, u podužnom pravcu, kao i 5 i 6 u poprečnom pravcu, usvojen stepen krutosti veze $\mu_{1-6}=\mu_{2-9}=\mu_{3-12}=\mu_{4-15}=\mu_{5-18}=1$. Veza grede i stuba u nivou krova se ponaša kao zglobova, tako da su u čvorovima 19, 22 i 25 modelirane zglobove veze. Stubovi obeleženi sa S1 i S2 su montažni iz jednog dela, tako da je u

5. Primena računara u analizi konstrukcija sa polukrutim vezama

čvorovima 6, 12 i 18 na stubovima podužnog rama, kao i čvoru 7 poprečnog rama, veza potpuno kruta, pa je i tu usvojeno $\mu_{ik}=1$. Stepenn krutosti ostalih veza je variran od $\mu_{ik}=0$ do $\mu_{ik}=1$ sa ciljem da se odrede dinamičke karakteristike, izračunaju seizmičke sile i uticaji izazvani njima u zavisnosti od stepena krutosti veza.



SL.5.3 Matematički model za linearno-elastičnu analizu (poprečni pravac)



SL.5.4 Matematički model za linearno-elastičnu analizu (podužni pravac)

Dinamičke karakteristike, seizmičke sile i pomeranja su određeni programskim paketom SASS [130]. Usvojeno je projektno ubrazanje tla $a_g=0,1g$ za VII seizmičku zonu, $a_g=0,2g$ za VIII zonu i $a_g=0,4g$ za IX zonu. Usvojen je tip 2 elastičnog spektra odgovora i kategorija tla B. Ukupna masa poprečnog srednjeg okvira je $361,39 \text{ kNs}^2\text{m}^{-1}$, podužnog krajnjeg okvira $517,606 \text{ kNs}^2\text{m}^{-1}$, dok je korekcionni faktor $\lambda=1,0$. Usvojen je faktor ponašanja $q=3,9$ na osnovu EN 1998-1: 2004, 5.2.2.2, za višespratni okvir sa više polja i srednju duktilnost (DCM) prema [56].

U Tabelama 5.1. i 5.2 su, radi upoređenja, prikazani rezultati proračuna prema EC8 i rezultati proračuna iste hale nelinearnom dinamičkom analizom za zemljotresne zapise El Centro i Ulcinj-Albstros koja je detaljno sprovedena u drugom delu ove disertacije.

5. Primena računara u analizi konstrukcija sa polukrutim vezama

Tabela 5.1. Pomeranja prema linearnoj analizi i pomeranja usled projektnog seizmičkog dejstva sračunata prema EC8 za poprečni pravac

		zglobne veze		delimično krute veze				krute veze		nelinearna analiza			
		$\mu=0$		$\mu=0.25$		$\mu=0.5$		$\mu=0.75$		$\mu=1$		$T_1=0,683s$	
		$T_1=1.5119\text{ s}$		$T_1= 1.1811\text{ s}$		$T_1= 1.1242\text{ s}$		$T_1= 1.0945\text{ s}$		$T_1=0.8610\text{ s}$		El Centro	Ulcinj
VII zona $a_g=0,1g$	d_7 (m)	$F_b=22,51\text{ kN}$ $S_d=0,0127\text{ g}$	$d_{e,7}=0,0052$ $d_{s,7}=0,0203$	$F_b=28,86\text{ kN}$ $S_d=0,0162\text{ g}$	$d_{e,7}=0,0040$ $d_{s,7}=0,0156$	$F_b=30,31\text{ kN}$ $S_d=0,0171\text{ g}$	$d_{e,7}=0,0038$ $d_{s,7}=0,0148$	$F_b=31,14\text{ kN}$ $S_d=0,0176g$	$d_{e,7}=0,0036$ $d_{s,7}=0,0140$	$F_b=39,53\text{ kN}$ $S_d=0,0223\text{ g}$	$d_{e,7}=0,0035$ $d_{s,7}=0,0136$	0,01562	0,01895
	d_{12} (m)		$d_{e,12}=0,0135$ $d_{s,12}=0,0527$		$d_{e,12}=0,0107$ $d_{s,12}=0,0417$		$d_{e,12}=0,0104$ $d_{s,12}=0,0406$		$d_{e,12}=0,0102$ $d_{s,12}=0,0398$		$d_{e,12}=0,0060$ $d_{s,12}=0,0234$	0,02632	0,03136
VIII zona $a_g=0,2g$	d_7 (m)	$F_b=45,02\text{ kN}$ $S_d=0,0127\text{ g}$	$d_{e,7}=0,0104$ $d_{s,7}=0,0406$	$F_b=57,72\text{ kN}$ $S_d=0,0162\text{ g}$	$d_{e,7}=0,0080$ $d_{s,7}=0,0312$	$F_b=60,62\text{ kN}$ $S_d=0,0171\text{ g}$	$d_{e,7}=0,0076$ $d_{s,7}=0,0296$	$F_b=62,28\text{ kN}$ $S_d=0,0176g$	$d_{e,7}=0,0072$ $d_{s,7}=0,0281$	$F_b=79,06\text{ kN}$ $S_d=0,0223\text{ g}$	$d_{e,7}=0,0070$ $d_{s,7}=0,0272$	0,03134	0,0388
	d_{12} (m)		$d_{e,12}=0,027$ $d_{s,12}=0,1053$		$d_{e,12}=0,0214$ $d_{s,12}=0,0835$		$d_{e,12}=0,0208$ $d_{s,12}=0,0811$		$d_{e,12}=0,0204$ $d_{s,12}=0,0796$		$d_{e,12}=0,0120$ $d_{s,12}=0,0468$	0,05144	0,0672
IX zona $a_g=0,4g$	d_7 (m)	$F_b=90,04\text{ kN}$ $S_d=0,0127\text{ g}$	$d_{e,7}=0,0208$ $d_{s,7}=0,08011$	$F_b=115,44\text{ kN}$ $S_d=0,0162\text{ g}$	$d_{e,7}=0,0160$ $d_{s,7}=0,0624$	$F_b=121,24\text{ kN}$ $S_d=0,0171\text{ g}$	$d_{e,7}=0,0152$ $d_{s,7}=0,0593$	$F_b=124,56\text{ kN}$ $S_d=0,0176g$	$d_{e,7}=0,0144$ $d_{s,7}=0,0562$	$F_b=158,12\text{ kN}$ $S_d=0,0223\text{ g}$	$d_{e,7}=0,0140$ $d_{s,7}=0,0544$	0,07276	0,0826
	d_{12} (m)		$d_{e,12}=0,0540$ $d_{s,12}=0,2106$		$d_{e,12}=0,0428$ $d_{s,12}=0,1669$		$d_{e,12}=0,0416$ $d_{s,12}=0,1622$		$d_{e,12}=0,0408$ $d_{s,12}=0,1591$		$d_{e,12}=0,0240$ $d_{s,12}=0,0936$	0,1242	0,1539

Tabela 5.2. Pomeranja prema linearnoj analizi i pomeranja usled projektnog seizmičkog dejstva sračunata prema EC8 za podužni pravac

		zglobne veze		delimično krute veze				krute veze		nelinearna analiza [10]			
				μ=0		μ=0.25				μ=0.5		μ=0.75	
		T ₁ =1.4646 s		T ₁ =0.8629 s		T ₁ =0.798 s		T ₁ =0.7633 s		T ₁ =0.697 s		El Centro	Ulcinj
VII zona a _g =0.1g	d ₆ (m)	F _b =33.356 kN S _d =0.0130 g	d _{e,6} =0.0040 d _{s,6} =0.0156	F _b =56.62 kN S _d =0.0223 g	d _{e,6} =0.0023 d _{s,6} =0.0090	F _b =61.18 kN S _d =0.0171 g	d _{e,6} =0.0021 d _{s,6} =0.0082	F _b =63.97 kN S _d =0.0252 g	d _{e,6} =0.0019 d _{s,6} =0.0074	F _b =82.513 kN S _d =0.0325 g	d _{e,6} =0.0020 d _{s,6} =0.0078	0,00925	0,0118
	d ₁₉ (m)		d _{e,19} =0.0106 d _{s,19} =0.0413		d _{e,19} =0.0063 d _{s,19} =0.0246		d _{e,19} =0.0059 d _{s,19} =0.0230		d _{e,19} =0.0058 d _{s,19} =0.0226		d _{e,19} =0.0039 d _{s,19} =0.0152	0,02129	0,02697
VIII zona a _g =0.2g	d ₆ (m)	F _b =66.712 kN S _d =0.0260 g	d _{e,6} =0.0080 d _{s,6} =0.0312	F _b =113.24 kN S _d =0.0446 g	d _{e,6} =0.0046 d _{s,6} =0.0179	F _b =122.36 kN S _d =0.0171 g	d _{e,6} =0.0042 d _{s,6} =0.0164	F _b =127.94 kN S _d =0.0504 g	d _{e,6} =0.0038 d _{s,6} =0.0148	F _b =165.026 kN S _d =0.0650 g	d _{e,6} =0.0040 d _{s,6} =0.0156	0,01892	0,02210
	d ₁₉ (m)		d _{e,19} =0.0212 d _{s,19} =0.0827		d _{e,19} =0.0126 d _{s,19} =0.0491		d _{e,19} =0.0116 d _{s,19} =0.0460		d _{e,19} =0.0452 d _{s,19} =0.0796		d _{e,19} =0.0078 d _{s,19} =0.0304	0,04706	0,04924
IX zona a _g =0.4g	d ₆ (m)	F _b =133.424 kN S _d =0.0520 g	d _{e,6} =0.0160 d _{s,6} =0.0624	F _b =226.48 kN S _d =0.0892 g	d _{e,6} =0.0092 d _{s,6} =0.0359	F _b =244.72 kN S _d =0.0171 g	d _{e,6} =0.0084 d _{s,6} =0.0328	F _b =255.88 kN S _d =0.1008 g	d _{e,6} =0.0076 d _{s,6} =0.0296	F _b =330.052 kN S _d =0.1300 g	d _{e,6} =0.0080 d _{s,6} =0.00312	0,03831	0,05314
	d ₁₉ (m)		d _{e,19} =0.0424 d _{s,19} =0.1654		d _{e,19} =0.0252 d _{s,19} =0.0983		d _{e,19} =0.0236 d _{s,19} =0.0920		d _{e,19} =0.0232 d _{s,19} =0.0905		d _{e,19} =0.0156 d _{s,19} =0.0608	0,09306	0,11676

Pomeranja karakterističnih tačaka konstrukcije u nivou prvog sprata i na vrhu objekta za podužni i poprečni pravac određene su u zavisnosti od pretpostavljenog stepena krutosti veza za različite vrednosti seizmičkog dejstva.

Može se uočiti da su vrednosti pomeranja konstrukcije sa polukrutim vezama, sračunate predloženim postupkom, najpribližnije vrednostima pomeranja istih tačaka dobijene nelinearnom analizom. Na osnovu rezultata dobijenih metodom ekvivalentnih bočnih sila, uzimanjem u obzir stepena krutosti veza, može se zaključiti da isti značajno utiče na preraspodelu uticaja. Čak i mali stepen krutosti veze značajno utiče na pomeranja, što je posebno uočljivo kada se uporedi veza male krutosti sa zglobnom vezom. Na primer, pomeranje δ_{19} vrha podužnog okvira sa zglobnim vezama je 67% veće nego kada je stepen krutosti veza $\mu=0,25$, (Tabela 5.2).

Periodi vibracija se takođe razlikuju za različite stepene krutosti veza. Na primer, period prvog osnovnog tona $T_1=1,4646s$ za $\mu=0$ veći je 69 % od perioda $T_1=0,8629s$, u slučaju kada je $\mu=0,25$ (Tabela 5.2). Može se zaključiti da čak i nizak nivo stepena krutosti veze utiče povoljno na preraspodelu uticaja u konstrukciji, kao i na njene osnovne dinamičke karakteristike.

Kada se uzme u obzir realna krutost veza čak i seizmički proračun u linearnoj oblasti daje zadovoljavajuće rezultate, što je u ovom primeru pokazano upoređenjem istih sa rezultatima dobijenim nelinearnom dinamičkom analizom koja je sprovedena u drugom delu disertacije i biće tamo prikazana.

5.2.3 Primer proračuna okvira sa polukrutim vezama, objekat Fressenius, Vršac

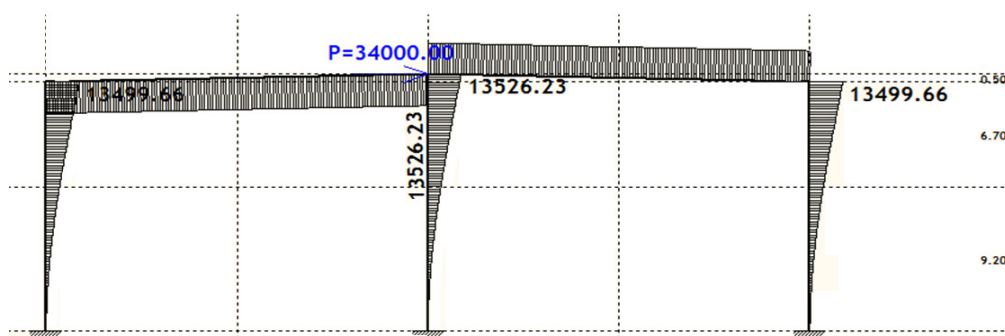
Konstrukcija objekta fabrika za proizvodnju medicinskih sredstava „Fressenius” u Vršcu je projektovana u projektnim biroima Projektinženjering iz Niša. Konstrukcija objekta je montažna armiranobetonska, konstruktivnog sistema preduzeća Putinženjering iz Niša, bruto razvijene površine preko 13500m². Na sl. 5.5 prikazana je konstrukcija objekta u fazi montaže.



Sl. 5.5 Konstrukcija objekta u fazi montaže

Na zahtev investitora magacin objekta je projektovan kao prizemni objekat značajne visine, tako da su srednji stubovi visine 16,4m, pa je pomeranje vrha objekta usled proračunskih seizmičkih sila prema [107] na granici dozvoljenih vrednosti.

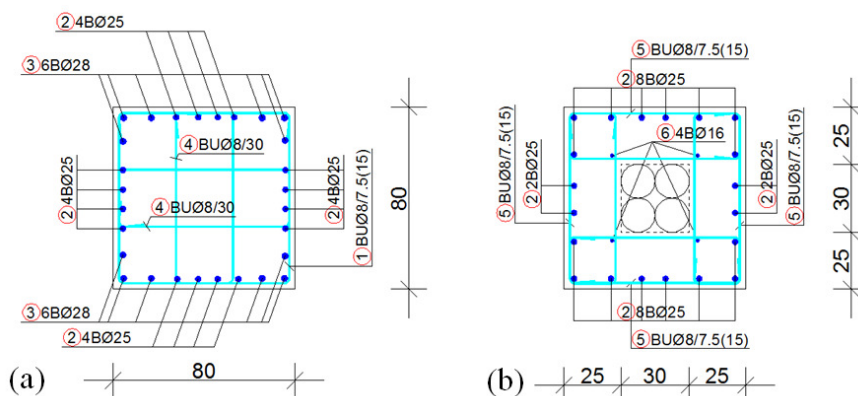
Ova činjenica ukazuje na potrebu da se u fazi projektovanja takvih konstrukcija mora uzeti u obzir i takozvani P-δ efekat, pa je proračun sproveden i po Teoriji drugog reda. Na sl. 5.6 su prikazana pomeranja okvira usled horizontalne sile P=E (E=34,0 GPa za MB 40), na osnovu kojih je prema pravilniku za beton i armirani beton BAB87 metodom dopunske ekscentričnosti sračunata vrednost vitkosti stubova.



Sl. 5.6 Pomeranja okvira sa stubovima punog poprečnog preseka

$$\lambda = \sqrt{\frac{12 \cdot \delta_T \cdot A_b}{h}} = \sqrt{\frac{12 \cdot 13526,23 \cdot 3 \cdot 0,8^2}{16,4}} = 137,71 \geq 75 - \text{stub je velike vitkosti.}$$

Vitkost stubova punog poprečnog preseka dimenzija 80x80cm kada se veze glavnih krovnih nosača sa stubovima tretiraju kao zglobove iznosi $\lambda=138$, što je na granici maksimalno dozvoljene vitkosti prema pravilniku BAB87.

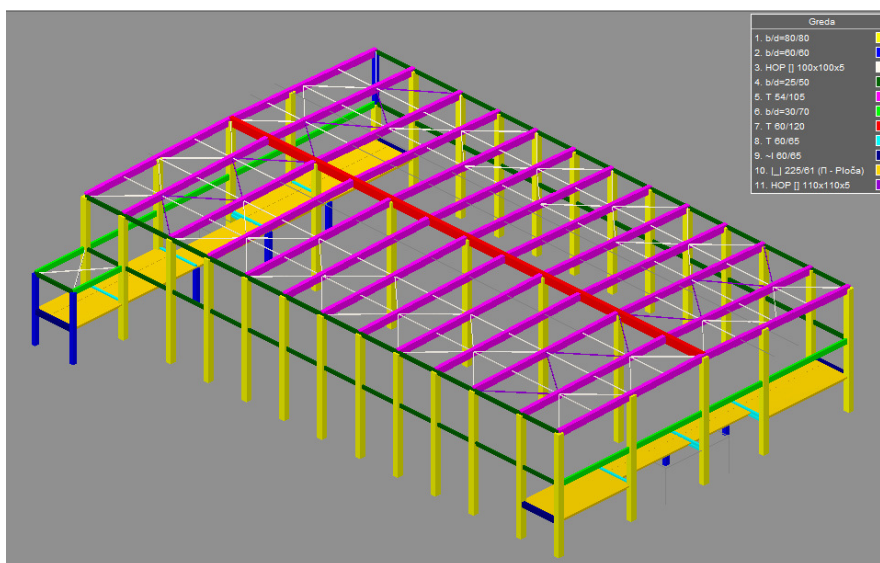


Sl. 5.7 Detalj armiranja stuba: a) punog poprečnog preseka – procenat armiranja 2,46%
b) šupljeg poprečnog preseka – procenat armiranja 1,93%

Ukoliko bi se projektovao stub sandučastog poprečnog preseka, spoljašnjih dimenzija 80x80cm, sa debljinom zida 25cm, zbog manje površine poprečnog preseka, vitkost stuba iznosi $\lambda=126$, što je investitoru bilo prihvatljivo i isti su uz značajno armiranje (zbog minimalnog procenta armiranja u odnosu na stvarnu vitkost stuba) tako izvedeni.

Odabrani sandučasti poprečni presek ima neznatno manji moment inercije od punog preseka, te se ostali uticaji neznatno razlikuju, ali su potrebna armatura, zbog manje površine betona, kao i utrošak betona značajno manji.

U [151] su prikazane promene pomerljivosti sistema, vitkosti stubova i osnovnih dinamičkih karakteristika sistema, kada se veze glavnih nosača i stubova tretiraju kao polukrute, odnosno sa određenim stepenom uklještenja. Analiza je sprovedena primenom najnovije verzije programskog paketa TOWER7 koji omogućava analizu sistema sa polukrutim vezama. Matematički model konstrukcije prikazan je na sl. 5.8.

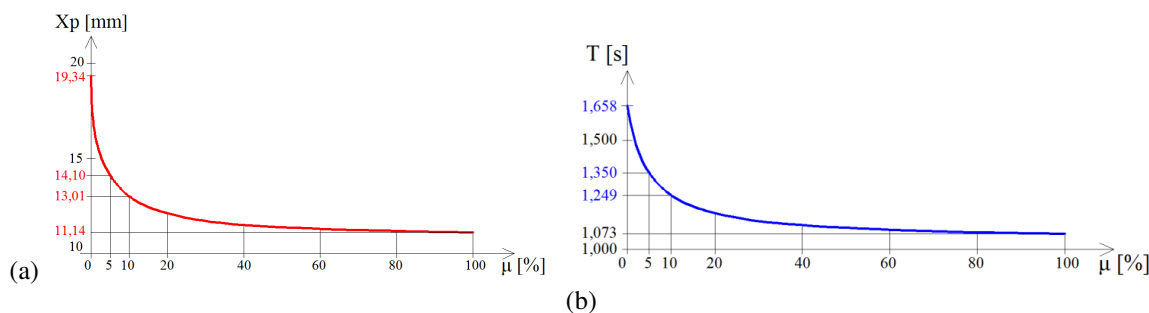


Sl. 5.8 Prostorni matematički model konstrukcije magacina

Sličan, čak i mnogo značajniji efekat smanjenja pomerljivosti konstrukcije i vitkosti stubova okvirne konstrukcije se može postići i projektovanjem veza sa određenim stepenom uklještenja, između glavnih krovnih nosača i stubova.

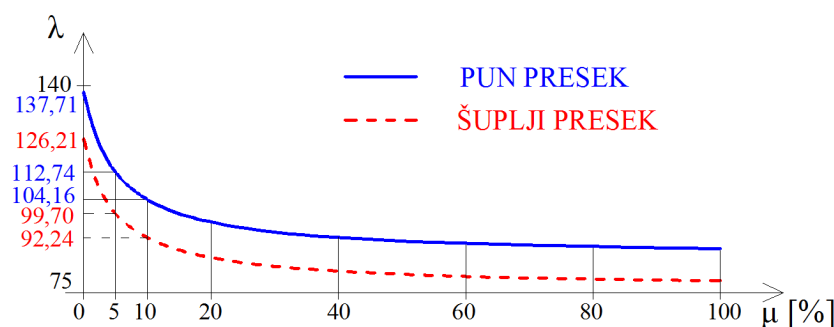
Elementi matrice krutosti za štapove okvira su određeni kompjuterskim programom MKS2 čija je blok šema prikazana na sl. 4.7, u poglavlju 4 disertacije. Ukoliko se veze između stuba i greda okvira tretiraju kao veze sa određenim stepenom uklještenja, sračunate su vrednosti i prikazani dijagrami zavisnosti: pomeranja vrhu središnjeg stuba usled proračunskih seizmičkih sila i promene vrednosti periode prvog osnovnog tona oscilovanja i prikazane su na sl. 5.9.

Analizom rezultata može se zaključiti da ukoliko se ostvari samo 5% uklještenja veza između stuba i greda dobija se pomeranje od 14,10mm, a sa 10% uklještenja 13,01mm, što znači da se razlika između pomeranja pri apsolutno zglobnim (19,34mm) i apsolutno krutim vezama (11,14mm) može prepoloviti. Slična situacija je i sa vrednostima periode prvog tona oscilovanja.



Sl. 5.9 Zavisnost: a) pomeranja vrha objekta usled dejstva proračunske seizmičke sile, b) promene vrednosti periode oscilovanja, za različite stepene uklještenja veza stubova punog poprečnog preseka i greda.

Na sl. 5.10 su prikazane promene vitkosti centralnog stuba kod punog i šupljeg poprečnog preseka za različite stepene uklještenja veza između greda i stubova.



Sl. 5.10 Promena vitkosti centralnog stuba kod punog i šupljeg poprečnog preseka za različite stepene uklještenja veza greda i stubova.

Analiza funkcijalnih zavisnosti na sl. 5.9 i sl. 5.10 pokazuje da sve funkcije vrlo brzo opadaju, odnosno da i vrlo mali stepeni uklještenja (5%-10%) povoljno utiču na preraspodelu uticaja u konstrukciji i obezbeđuju dodatnu stabilnost i sigurnost objekta.

Sa sl. 5.9a se vidi da se pomeranje vrha objekta usled dejstva proračunskih seizmičkih sila za stepen uklještenja od samo 5%, smanjuje za više od 25%, dok se sa sl. 5.9b vidi da je za isti stepen uklještenja, period oscilovanja smanjen za 19%.

Kod dvobrodnih i višebrodnih okvira delimično kontinuiranje konstrukcije na spoju greda i srednjih stubova je relativno jednostavno izvođački, a za realizaciju istog nisu potrebna velika ulaganja, jer postojeća minimalna armatura u gornjoj zoni greda je najčešće dovoljna da između greda iz dva polja obezbedi stepen uklještenja od 10%, ali je neophodno istu kontinuirati. Kontinuiranje veze krajnjih stubova i greda je teže izvodljivo.

Za donošenje opštijih zaključaka o stepenu postignutog kontinuiteta neophodna su dodatna ispitivanja modela veza u prirodnoj veličini, kako je u slučaju montažnog sistema "AMONT" to sprovedeno i prikazano u poglavlju 9 disertacije.

6 EKSPERIMENTALNA ISPITIVANJA MONTAŽNIH KONSTRUKCIJA SA POLUKRUTIM VEZAMA

6.1 Uvod

Kao što je ranije rečeno pri analizi konstrukcije mogu se koristiti materijalni i proračunski (matematički) modeli. Materijalni modeli iziskuju znatne troškove, ali je njihova upotreba opravdana u slučaju velikih netipičnih konstrukcija ili kada se izvodi velika serija istih konstrukcija, kakav je najčešće slučaj kod montažnih konstrukcija, pa se na jednom modelu može utvrditi ponašanje čitave serije.

Industrijskom izradom konstruktivnih i nekonstruktivnih elemenata u fabričkim halama, postiže se ujednačen kvalitet i ekonomičnost. Osnovni zahtevi koji se nameću prilikom razvoja montažnih sistema su da je montažna konstrukcija:

- ekonomičnija u odnosu na klasičnu,
- jednostavna ,
- laka za transport i
- omogućava brzu i laku montažu.

Poznato je da u današnje vreme savremeni principi proračuna omogućavaju korektno simuliranje ponašanja konstrukcija u najnepovoljnijim uslovima opterećenja. Tačnost pojedinih parametara mora se međutim verifikovati i eksperimentalnim putem. Montažna gradnja zahteva neizbežno proučavanje problema spojeva i veza i način spajanja montažnih elemenata u konstruktivnu celinu.

Cilj sprovedenih eksperimentalnih istraživanja je optimalno dimenzionisanje realnih konstrukcija sa polukrutim vezama i ona mogu da donesu višestruku korist kako našoj nauci, tako i domaćoj građevinskoj industriji i operativi.

Prednosti koje sobom nose ovakva istraživanja su brojne. Pre svega to je realizovanje ekonomičnijih i globalno stabilnijih montažnih sistema u uobičajenim eksploatacionim uslovima, kao i u seizmičkim uslovima.

Rezultati teorijskih odnosno analitičkih rešenja prikazanih u prethodnim poglavljima verifikovani su eksperimentalnim ispitivanjima na objektima u prirodnoj veličini pri statičkim opterećenju.

6.2 Opis ispitivane konstrukcije MINOMA

Sl. 6.1 Spojne veze okvira “MINOMA”

Rigle rama su od atheziona prednapregnutog betona, MB 40 ili 50, u obliku I - profila. Stubovi su od armiranog betona dimenzija 35/25cm, MB30 ili 40, armirani rebrastom armaturom, kod MINOME 2, ili atheziona prednapregnuti istog preseka kao i rigle, kod MINOME 3.

Dužine elemenata su različite i u funkciji su od raspona "L", visine "H" i razmaka između glavnih nosača. Za krovne pokrivače u zavisnosti od namene objekta upotrebljavaju

se montažni prefabrizovani elementi kao što su: siporeks ili durisol ploče, aluminijumski sendvič limovi, salonit ploče itd.

Ispitivanja su izvedena na okvirnoj konstrukciji, bez fasadnih zidova. Izgled ispitivane konstrukcije prikazan je na sl. 6.2.

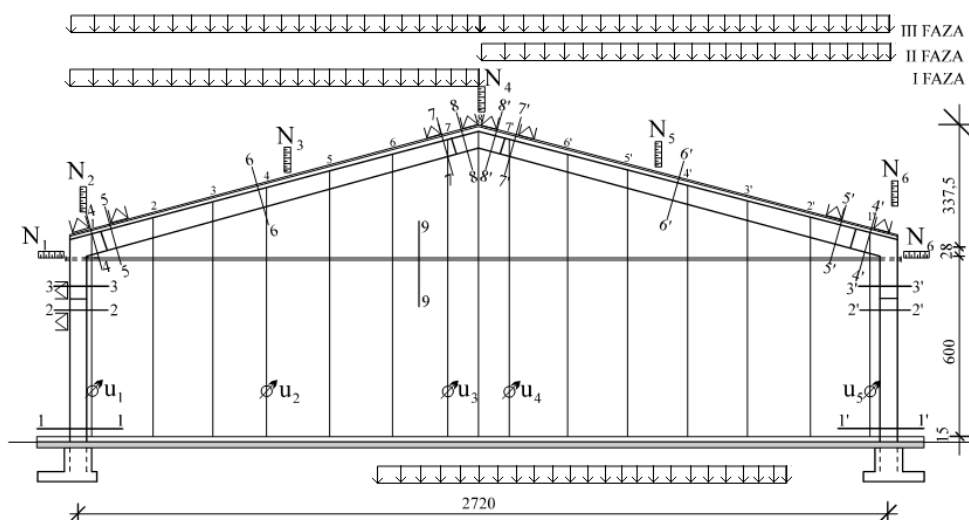
6.2.1 Ispitivanje pri statičkom opterećenju

Programom ispitivanja pri statičkom opterećenja predviđeno je ispitivanje u dve faze.

I faza: ispitivanje konstrukcije do granice elastičnosti.

II faza: ispitivanje pojedinih elemenata i podsklopova do loma.

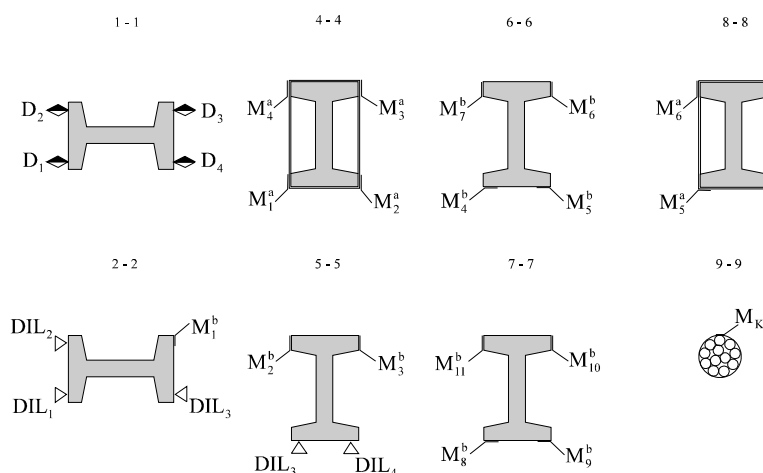
Ispitivanje je obavljeno u tri faze, prema sl. 6.2. Opterećenje je nanošeno putem zatega koje su fiksirane za armiranobetonski pod i ugrađene kontragrede. Merenje dilatacija i određivanje sila u zategama vršeno je mernim trakama uz automatsku kompenzaciju temperature.



Sl. 6.2 Oznake i raspored mernih preseka za statičko ispitivanje

Izbor mernih preseka je izvršen na bazi očekivanih maksimalnih statičkih uticaja, kako bi isti mogli da se prate pri probnom opterećenju. Bez obzira na simetričnost preseka, merni instrumenti su postavljeni po principu "opasivanja preseka", a oznake i raspored mernih instrumenata u poprečnim presecima su prikazani na sl. 6.3. Ugibi su praćeni geodetskim putem i ugibomer satovima.

6. Eksperimentalna ispitivanja montažnih konstrukcija sa polukrutim vezama

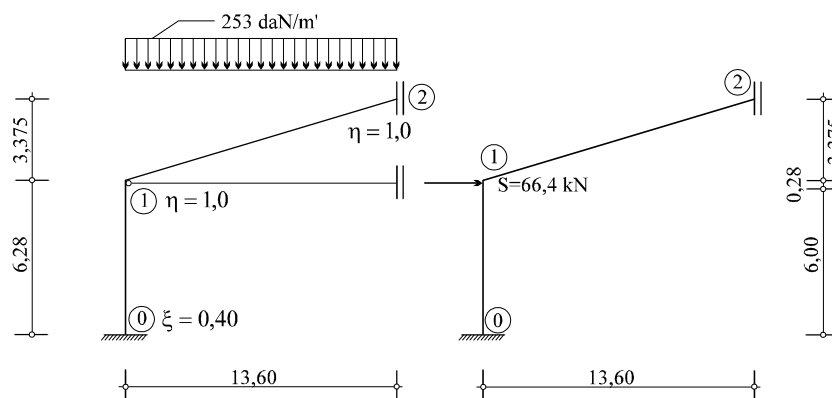


Sl.6.3 Oznake i raspored mernih instrumenata u poprečnim presecima

Analiza rezultata statičkog ispitivanja

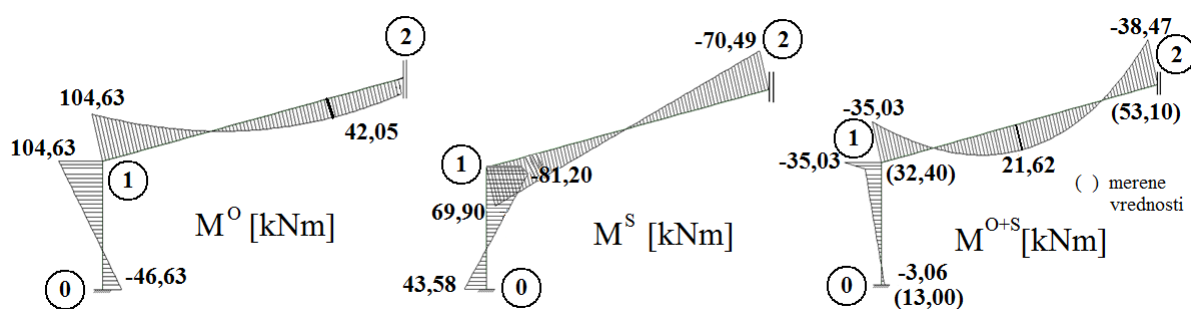
Rezultati statičkog ispitivanja detaljno su prikazani u [31]. Merene su dilatacije na osnovu kojih su određeni naponi u pojedinim presecima. Na osnovu napona u presecima određeni su dijagrami momenata savijanja i prikazani su na sl. 6.4. Mereni su ugibi i nagibi poprečnih preseka. Prema eksperimentalnim podacima utvrđen je stepen uklještenja između stuba i temelja $\mu_{ik} = \xi \cong 0,4$, a između stuba i rigle i između rigli u slemenu $\mu_{ki} = \eta \cong 1,0$.

Za konstrukciju i opterećenje prikazanu na sl. 6.2 i utvrđene stepene uklještenja primenom najnovije verzije programskog paketa TOWER7 koji omogućava analizu sistema sa polukrutim vezama, sračunati su momenti savijanja pri statičkom opterećenju od nanetog probnog opterećenja po Teoriji prvog reda. Nezavisno su sračunati uticaji od jednako podeljenog opterećenja i od unete sile u zatezi koja je umanjena za utvrđenu vrednost gubitaka od 20%, a zatim je izvršena superpozicija.



Sl.6.4 Statička šema i opterećenje konstrukcije

Dijagrami momenata savijanja su sračunati i za polovinu okvira prikazani na sl. 6.5. Osim u temelju, razlike između izmerenih i računski dobijenih vrednosti skoro da i ne postoje.



Sl.6.5 Dijagrami momenata savijanja:

a) od jednako podeljenog opterećenja, b) od sile u zatezi, c) ukupni

6.3 Opis ispitivane konstrukcije Hladnjača Lovopromet

Na osnovu početnih rezultata istraživanja sistema sa polukrutim vezama sprovedenih u prethodnom periodu, projektovana je i izgrađena konstrukcija montažne hale Hladnjače Lovopromet, na lokaciji Čamurlijski put u Nišu, površine 2500m² koja je izvedena u montažnom sistemu Putinženjering, Niš. Elementi montažne konstrukcije su izrađeni u fabrici montažnih elemenata, a montaža elemenata i monolitizacija veza izvršena je na lokaciji, što je prikazano na sl. 6.6.

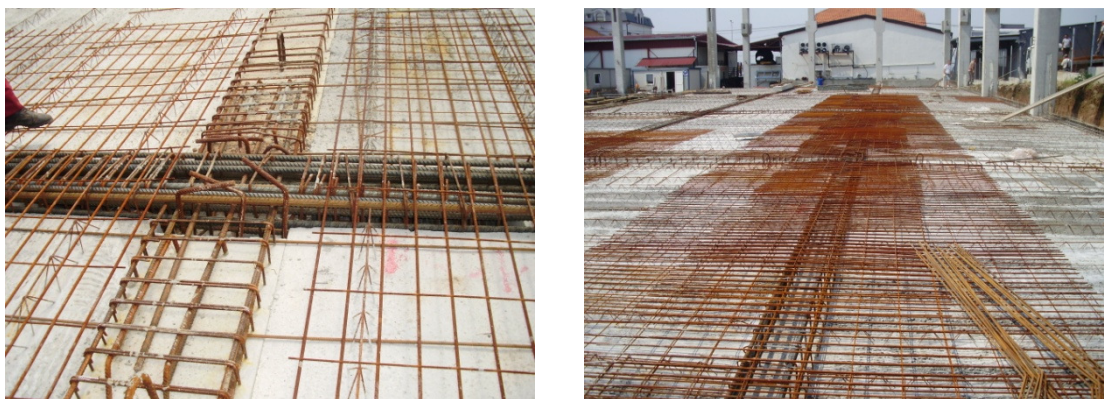


Sl. 6.6 Stubovi i međuspratna konstrukcija OMNIA u pogonu Putinženjeringa i na gradilištu Lovoprometa u fazi montaže

Primenjena je polumontažna međuspratna konstrukcija "OMNIA" debljine 5cm koja se izvodi u fabrici kao montažni element, po sistemu skrivene oplata, dok se preostali sloj do projektovane visine međuspratne konstrukcije $d=20\text{cm}$, posle njene montaže betonira na licu mesta. Ovako izvođena međuspratna konstrukcija je uglavnom tretirana kao slobodno oslonjena ploča, sa prenošenjem opterećenja u jednom pravcu. Na ovom objektu

6. Eksperimentalna ispitivanja montažnih konstrukcija sa polukrutim vezama

je izvršeno kontinuiranje međuspratne konstrukcije sl. 6.7, a sprovedena eksperimentalna ispitivanja imala su za cilj da na primeru kontinualne ploče sa tri polja izvedene u tom sistemu, pokažu kakva je preraspodela uticaja u polju i nad osloncima za projektovano realno opterećenje.



Sl. 6.7 Kontinuiranje Omnia ploča i greda na objektu Lovopromet

Programom eksperimentalnog ispitivanja predviđeno je i ispitivanje glavnih nosača koji su projektovani i izvedeni kao proste grede i kontinuirani posle montaže sl. 6.8, sa ciljem utvrđivanja stepena njihovog kontinuiranja, kao i određivanja koliko se povećava njihova nosivost posle betoniranja dodatnog sloja u debljini međuspratne konstrukcije $d=20\text{cm}$.

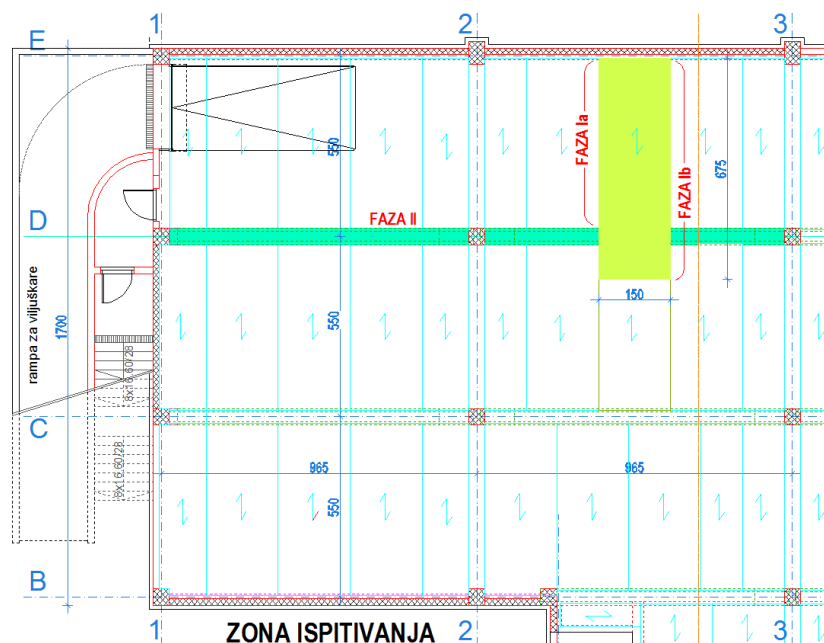
Ukoliko se pretpostavke o ostvarivanju potpunog ili delimičnog kontinuiteta potvrde, to bi bitno uticalo na smanjenje armature u polju međuspratnih konstrukcija, kao i na smanjenje pomeranja (ugiba) i povećanje upotrebljivosti i ekonomičnosti ove konstrukcije.



Sl. 6.8 Kontinuiranje greda na objektu Lovopromet

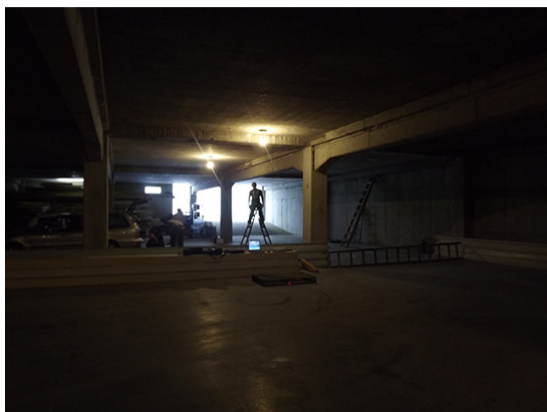
6.3.1 Tok eksperimenta

Osnovni konstruktivni elementi međuspratne konstrukcije (montažna omnia ploča i podvlake) ispitivani su na uticaj statičkog probnog opterećenja u skladu sa propisima za ovu vrstu radova SRPS U. M1.047. Zona objekta u kojoj je vršeno ispitivanje prikazana je na sl. 6.9. U prvoj fazi izvršeno je opterećenje i rasterećenje kontinualne ploče između osa 2 i 3 (faza opterećenja Ia i Ib) od ose E prema osi D, a zatim opterećenje grede u osi D (faza opterećenja II), Posle svakog koraka očitavani su merni instrumenti na svim mernim mestima.



Sl. 6.9 Zona konstrukcije koja se ispituje

Ispitivanja su izvedena na konstruktivnim elementima iznad podruma (Sl. 6.10), a opterećenje je nanošeno u komorama prizemlja (Sl. 6.11).



Sl. 6.10 Pogled na ispitivani deo konstrukcije objekta u podrumskom delu.



Sl. 6.11 Pogled na praznu komoru u prizemlju hladnjače Lovopromet.

Merene su opšte deformacije i dilatacije, na osnovu kojih su sračunati naponi u konstruktivnim elementima od uticaja probnog opterećenja.

Kao probno statičko opterećenje korišćene su palete sa smrznutom ribom poznate težine koje reprezentuje stvarno korisno opterećenje objekta u eksploataciji. Opterećenje je nanešeno specijalizovanim viljuškarima (Sl.6.12) po fazama postepeno (Sl.6.13-faza opterećenja Ia).



Sl.6.12 Nanošenje opterećenja specijalizovanim viljuškarom.



Sl.6.13 Faza opterećenja Ia.

Prvo je nanošeno opterećenje i rasterećenje omnia ploče, (Sl.6.13 i Sl. 6.14-faza opterećenja Ib), a zatim i celokupne međuspratne konstrukcije odnosno podvlaka (Sl. 6.15-faza opterećenja II).



Sl. 6.14 Faza opterećenja Ib.

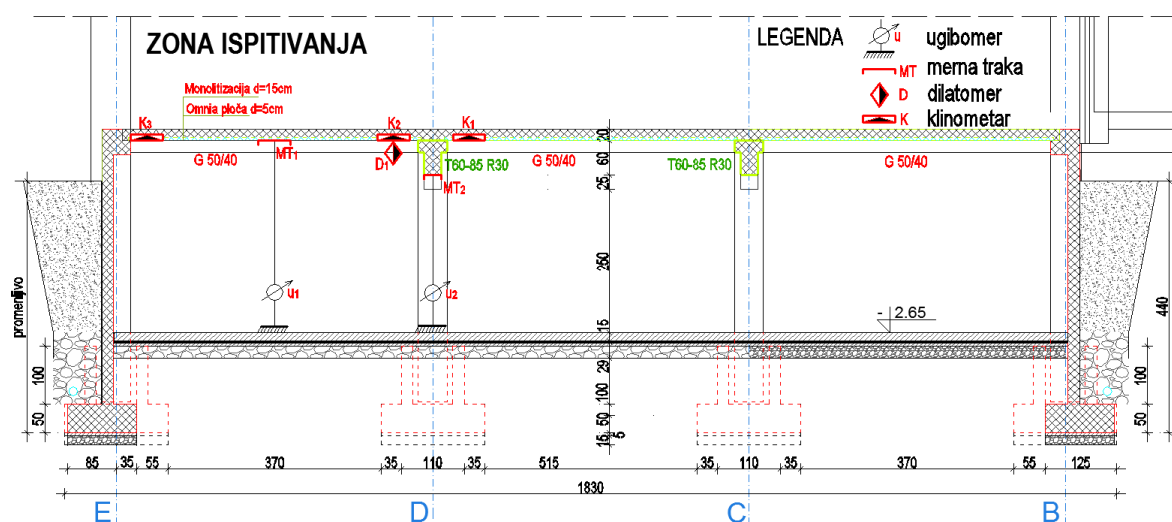


***Sl. 6.15 Kompletno opterećenje komore
Faza opterećenja II***

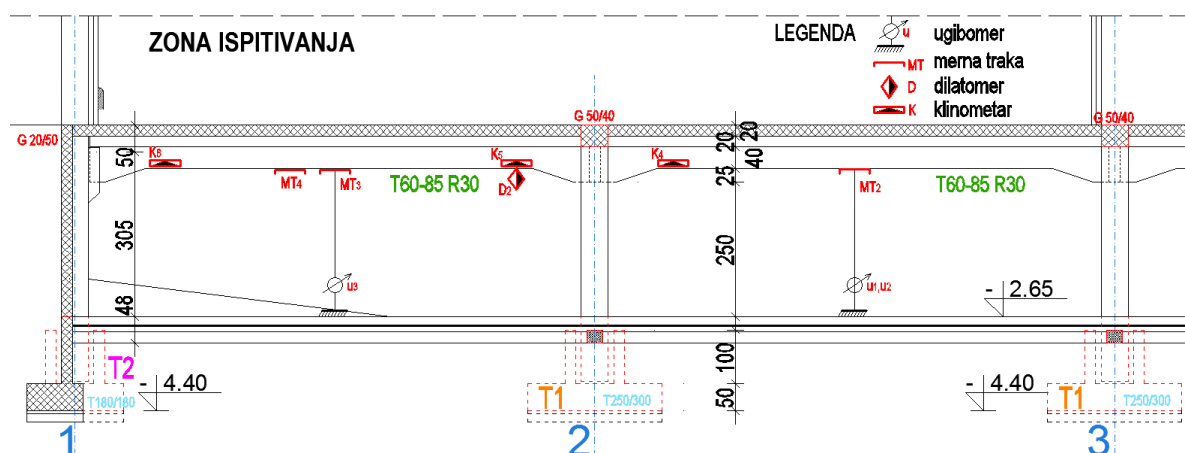
Maksimalno naneto opterećenje je zadržano na konstrukciji 16 sati, nakon čega je izvršeno rasterećenje uz očitavanje vrednosti na instrumentima u narednih 16 sati tokom rasterećenja. Ukupno zamenjujuće opterećenje ima težinu jednaku budućem predviđenom korisnom opterećenju komore. Naneto je ukupno 390 tona tereta.

6.3.2 Korišćena oprema

Raspored mernih instrumenata (Sl. 6.10 i Sl. 6.11) izvršen je u skladu sa principom opasaivanja preseka mernim instrumentima. Korišćena je oprema za praćenje deformacija i naprezanja u karakterističnim presecima u kojima se očekuju maksimalni uticaji.



Sl. 6.10 Raspored mernih instrumenata za ispitivanje MK



Sl. 6.11 Raspored mernih instrumenata za ispitivanje kontinualne grede u osi D

Posebna pažnja posvećena je merenju nagiba elastične linije (sl. 6.12, sl. 6.13)



Sl. 6.12 Montaža klinometra K2 i dilatometer D1.



Sl. 6.13 Položaj klinometara K4 i K5

Merenje dilatacija u betonu vršeno je elektronskim dilatometerima sa bazom od 100 mm (Sl. 6.12), čiju mernu bazu čini merno induktivni elektronski merač LVDT.

Za statičko opterećenje, opšte deformacije (ugibi), praćeni su mehaničkim instrumentima ugibomer satovima sa žicom (Sl. 6.14), kao i elektronskim induktivnim davačima (meračima puta) W50 sa hodom od ± 50 mm. Dilatacije u armaturi prećene su elektrootpornim tenzometrima (mernim trakama) firme Hottinger sa podatkom 1×10^{-6} i bazom od 10mm kod merenja na gredama (Sl. 6.15), uz automatsku eliminaciju uticaja temperature.



Sl.6.14 Montirani instrumenti za pru fazu-ispitivanje međuspratne konstrukcije.



Sl.6.15 Položaj mernih traka M3 i M4.

Davači su vezani za mernu stanicu primenom višekanalnog akvizicijskog sistema SPIDER8 proizvodnje HBM (Hottinger Baldwin Mestehnik) i povezani sa personalnim računarom (Sl. 6.17). Obrada podataka izvršena je originalnim HBM softverskim paketom CATMAN V3.1.



Sl. 6.16 Kontinualni nosač u osi D spreman za ispitivanje u drugoj fazi.



Sl. 6.17 Kontrola toka eksperimenta i zapis rezultata merenja.

Zapisnik o izvršenim ispitivanjima za sve faze opterećenja prikazan je u tabeli 6.1.

Tabela 6.1 Zapisnik o ispitivanju pri statičkom opterećenju

Redni broj instr.	Oznaka instrum.	Početna vrednost (O)	Faze opterećenja				
			18.06. 10 ⁵⁰	18.06 11 ³⁰	19.06 8 ⁰⁰	19.06 12 ³⁰	26.6. y 11 ⁰⁰ (21.6) 17 ⁰⁰
			(P ₁) 15t u I polju	(P ₂)	(P ₃) 15+17t I Faza	(O ₁)	(P ₄) II Faza
1	M ₁	0	31	36	58	2	21
2	M ₂	0	35	85	142	8	73
3	M ₃	0				0	190
4	M ₄	0				0	154
5	D ₁	0	-0.001	-0.001	-0.004	0	
6	D ₂	0				0	-0.006
7	K ₁	23+235	24+025	24+058	24+060	24+122	/
8	K ₂	19+065	18+125	18+119	17+238	18+152	/
9	K ₃	17+180	18+060	18+100	19+042	18+131	/
10	K ₄					21+238	22+155
11	K ₅					17+145	17+119
12	K ₆					18+018	17+204
13	U ₁	42,80	43.45	43.90	45.0	43.10	49.50
14	U ₂	23.28	23.54	24.05	24.70	23.36	27.63
15	U ₃	0	Rezultati mrenja nisu zabeleženi				

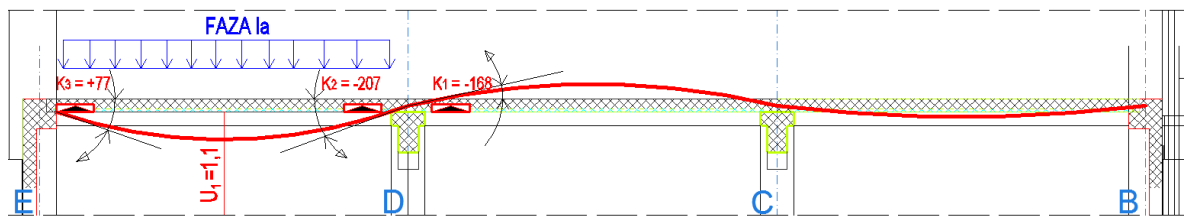
U tabeli 6.2 pregledno su prikazani rezultati merenih vrednosti pomeranja i deformacija, kao i sračunatih napona za sve faze opterećenja. Rezultati praćenja ugiba ugibomer satom U3 nisu zabeleženi.

Tabela 6.2 Rezultati merenih vrednosti pomeranja, deformacija i napona

OZN. INST	PODAT. INSTR. (p)	Modul elastič. E (daN/cm ²)	O	P ₂ I-a Faza (prvo polje)	P ₃ I-b Faza (prvo+deo drugog polja)	O ₁	P ₄ II Faza	Δ_1 (P ₂ -O)	Δ_2 (P ₃ -O)	Δ_3 (P ₄ -O ₁)	UTICAJI		
											I Faza		II Faza
											I-a	I-b	
M ₁	1'10 ⁻⁶	2,1'10 ⁶	0	36	58	2	21	36	58	21	76	122	
M ₂	1'10 ⁻⁶	2,1'10 ⁶	0	85	142	8	73	85	142	73	179	298	
M ₃	1'10 ⁻⁶	2,1'10 ⁶	0			0	190			190			399 daN/cm ²
M ₄	1'10 ⁻⁶	2,1'10 ⁶	0			0	154			154			323 daN/cm ²
D ₁	1'10 ⁻⁶	2,1'10 ⁶	0	-0	-0.004	0		10	40		21	84	
D ₂	1'10 ⁻⁶	2,1'10 ⁶	0			0	-0.01			60			126 daN/cm ²
K ₁	1.055 s	/	23+235	24+058	24+060	24+122		73	75		77	79	79
K ₂	1.055 s	/	19+065	18+119	17+238	18+152		-196	-327		-207	-345	
K ₃	1.055 s	/	17+180	17+100	19+042	18+131		-80	362		-168	382	
K ₄	1.055 s	/				21+238	22+155			167			176
K ₅	1.055 s	/				17+145	17+119			-26			-27
K ₆	1.055 s	/				17+018	17+204			186			196
U ₁	1/100	/	42,80	43.9	45	43.1	49.5	1,10	2.2	6.4	1,10	2,20	6,40
U ₂	1/100	/	23.3	24.05	24.7	23.4	27.63	0,77	1.4	4.3	0,77	1,42	4,27
U ₃	1/1000	/	?										?

rezultai merenja nisu zabeleženi

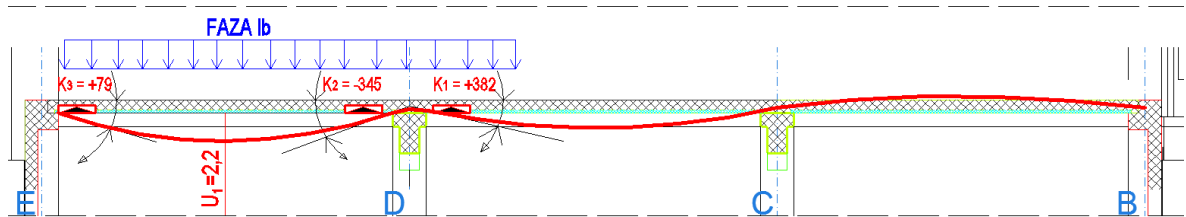
Kako je cilj eksperimentalnih istraživanja bio određivanje stepena kontinuiranja veza posebna pažnja posvećena je merenju nagiba elastične linije za različite faze opterećenja. Pri fazi opterećenja Ia (opterećenje je naneto samo u prvom polju između osa E i D) nagib elastične linije kontinuirane MK "OMNIA", prikazan je na sl. 6.18.



Sl. 6.18 Izmerene vrednosti nagiba i ugiba elastične linije za fazu opterećenja Ia

Evidentno je da su dobijeni uglovi obrtanja levo i desno od ose D istog znaka, što nedvosmisleno potvrđuje da je kontinuitet veze ostvaren. Međutim, razlika u izmerenim vrednostima nagiba je dokaz da nije postignut apsolutni stepen kontinuiteta, odnosno da ovu vezu treba analizirati kao polukrutu.

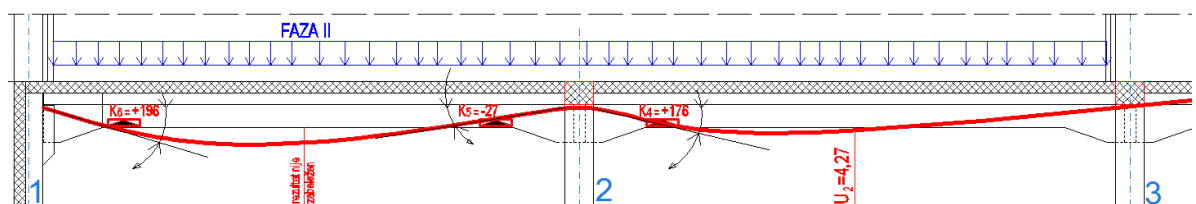
Do istog zaključka može se doći posmatrajući izmerene vrednosti nagiba elastične linije, MK omnia za fazu opterećenja Ib (opterećenje je naneto u prvom i delimično u drugom polju između osa E i C), što je prikazano na sl. 6.19.



Sl. 6.19 Izmerene vrednosti nagiba i ugiba elastične linije za fazu opterećenja Ib

Pri fazi opterećenja II (naneto je kompletno korisno opterećenje komore), kako bi se izmerili nagibi elastične linije kontinuirane grede u osi D. Rezultati su prikazani na sl. 6.20.

Oblik elastične linije potvrđuje da je kontinuitet veze u osi 2 ostvaren delimično, te da i ovu vezu treba analizirati kao polukrutu.



Sl. 6.20 Izmerene vrednosti nagiba i ugiba elastične linije za fazu opterećenja II

6.3.3 Diskusija rezultata i zaključci

Na osnovu rezultata ispitivanja potvrđene su pretpostavke da se polumontažna međuspratna AB konstrukcija koja se izvodi po sistemu "OMNIA" ploče, koja je u dugogodišnjoj inženjerskoj praksi u našoj zemlji tretirana kao slobodno oslonjena ploča, može, uz adekvatno armiranje iznad srednjih oslonaca, tretirati kao ploča sa određenim stepenom kontinuiteta. Ovo omogućava da se značajno može smanjiti potrebna armatura u poljima, pogotovu u srednjim poljima, ako se radi o ploči sa više polja, kao i da će granično stanje upotrebljivosti (ugibi i prsline) biti sigurno manje izraženi nego kada se ploča tretira kao slobodno oslonjena.

Evidentno je međutim da potpuni kontinuitet nije ostvaren, te međuspratna konstrukcija treba da se analizira kao konstrukcija sa polukrutim vezama. Za donošenje sigurnijih zaključaka i za povećanje stepena postignutog kontinuiteta neophodna su dodatna ispitivanja modela veze u prirodnoj veličini, kako je u slučaju montažnog sistema "AMONT" to sprovedeno i prikazano u poglavlju 9 disertacije.

Rezultati eksperimentalnog ispitivanja primarnih AB nosača, koji su projektovani i izvedeni kao proste grede i kontinuirani posle montaže i betoniranja *"in situ"* zajedno sa međuspratnom konstrukcijom, potvrđuju njihov delimični kontinuitet, što uz pravilno armiranje iznad srednjih oslonaca može bitno uticati na smanjenje armature u poljima greda, kao i na poboljšanje graničnog stanja upotrebljivosti i ekonomičnost ove konstrukcije.

Kao i u slučaju međuspratne konstrukcije, za donošenje pouzdanijih zaključaka i za povećanje stepena postignutog kontinuiteta neophodna su dodatna ispitivanja modela veze u prirodnoj veličini. Kako bi se detaljnije analizirao i fenomen preraspodele uticaja, potrebno je pored kvazistatičkog ispitivanja modela veze do loma, izvršiti i ispitivanje recimo kontinuiranjem formiranog kontinualnog nosača sa dva polja, slično onako kako je to za ispitivanje kapaciteta nosivosti nosača međuspratne konstrukcije sistema proste grede sprovedeno ispitivanjem eksperimentalnog modela EM-7, a prikazano je u poglavlju 9 disertacije.

7 EKSPERIMENTALNA ISPITIVANJA DINAMIČKIH KARAKTERISTIKA MONTAŽNIH AB KONSTRUKCIJA MINOMA I AMONT

7.1 Uvod

U ovom poglavlju je prikazano eksperimentalno ispitivanje dinamičkih karakteristika dva realna montažna armiranobetonska skeletna konstruktivna sistema sa polukrutim vezama u pravoj veličini, kako bi se što realnije formulisao matematički model i sprovedla preciznija analiza stabilnosti u seizmičkim uslovima nego što je to moguće u fazi projektovanja.

Prikazani su rezultati eksperimentalnih terenskih ispitivanja dinamičkih karakteristika AB montažnog konstruktivnog sistema MINOMA i četiri objekta montažnog armiranobetonskog konstruktivnog sistema AMONT, namenjenih za izgradnju različitih tipova industrijskih hala. Za te objekte su registrovane dominantne rezonantne frekvencije, odnosno odgovarajući periodi vibracija, određeni oblici oscilovanja i koeficijenti prigušenja.

Merenja na jednom od ispitivanih objekata su vršena u dve različite faze izgradnje, kada je završena samo skeletna konstrukcija i kada je završen kompletan objekat. Na osnovu dobijenih Furijeovih spektara za merene ambijent vibracije u dva ortogonalna pravca za konstrukciju bez zidova i istu sa fasadnim i zidovima ispune, uočena je razlika u sopstvenim frekvencijama, koeficijentima prigušenja i izvedeni su zaključci o uticaju zidova ispune na dinamičke karakteristike te ramovske konstrukcije.

Eksperimentalno određene karakteristike predstavljaju osnov za naknadno matematičko modeliranje. Kada je sprovedeno analitičko istraživanje, eksperimentalni rezultati omogućavaju ponovnu analizu konstrukcija sa znatno većom tačnošću.

Zato je dinamičko ispitivanje konstruktivnog sistema sa polukrutim vezama u prirodnoj veličini od fundamentalnog značaja za valorizaciju njenog ponašanja u seizmičkim područjima, posebno njenih specifičnih veza i spojeva. Seizmička analiza postojećih industrijskih objekata koja koristi rezultate dinamičke analize, od značaja je za procenu kvaliteta objekata i izvođenje zaključaka u cilju poboljšanja konstrukcija za njihovu primenu u seizmički aktivnim područjima.

Malo je ispitivanja u oblasti globalnog ponašanja montažnih okvirnih AB konstrukcija sa polukrutim vezama, iako se stručnjaci slažu da bi takvo istraživanje afirmisalo te konstrukcije dokazivanjem njihove nesumnjive stabilnosti [39, 46, 48, 49, 59, 147].

U ovoj disertaciji proučavano je globalno ponašanje montažnih AB linijskih sistema koji su razvijeni u Srbiji, za koje je sprovedeno detaljno dinamičko istraživanje od strane Instituta za zemljotresno inženjerstvo i inženjersku seizmologiju IZIIS, Skoplje, Makedonija, u saradnji sa Institutom za građevinarstvo i arhitekturu Građevinsko-arhitektonskog fakulteta u Nišu.

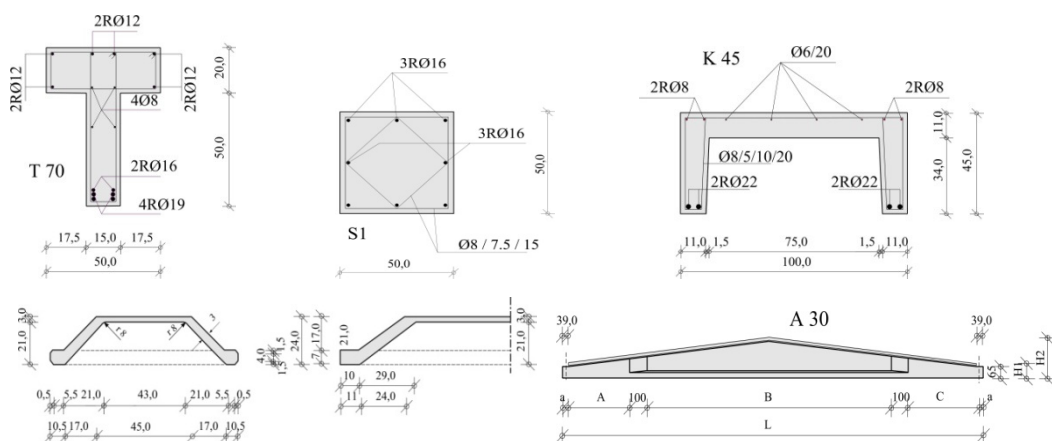
Eksperimentalno ispitivanje realnih konstrukcija *"in situ"* pruža mogućnost analize fenomena koji je teško ostvariti kod idealizovanih laboratorijskih ispitivanja. Merenja na realnim objektima mogu biti od značaja za seizmički proračun, jer obezbeđuju relevantne podatke o dinamičkom ponašanju kompletnog objekta pre pojave većih oštećenja konstrukcije, što je u fazi projektovanja teško teoretski obuhvatiti zbog nedostatka pouzdanih informacija o doprinosu zidova ispune ukupnom kapacitetu nosivosti i krutosti konstrukcije.

Eksperimentalno definisanje dinamičkih karakteristika takozvanog "nultog stanja" objekta pre puštanja istog u eksploataciju može poslužiti za identifikaciju eventualnih promena karakteristika konstruktivnog sistema prouzrokovanih različitim negativnim uzrocima u toku same eksploatacije. Eventualne promene mogu se registrovati ponavljanjem eksperimenata u budućnosti i upoređivanjem novodobijenih rezultata sa rezultatima iz svih prethodnih merenja.

7.2 Opis konstruktivnih sistema ispitivanih objekata

Karakteristike montažnog konstruktivnog sistema MINOMA detaljno su prikazane u poglavlju 6, u kome su prikazana i analizirana ispitivanja tog sistema pri statičkom opterećenju.

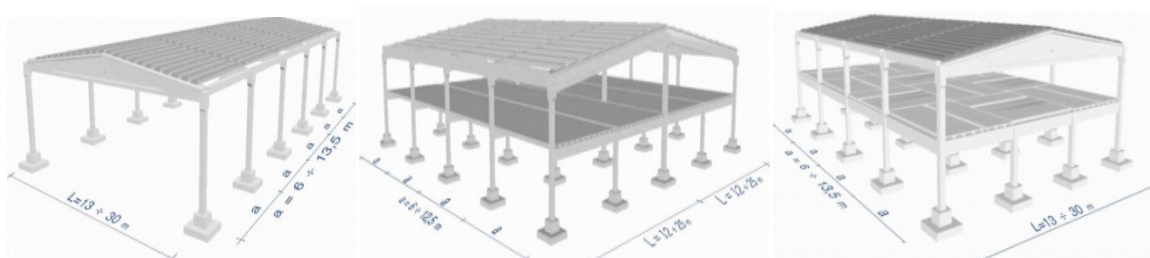
Montažni sistem AMONT namenjen je za izgradnju industrijskih hala, sportskih objekata, skladišta, robnih kuća, nastrešnica, garaža i drugih zgrada sa velikim rasponima. Sistem se sastoji od šest unificiranih montažnih elemenata, prefabrikovanih tako da omogućavaju kompletnu montažu konstrukcije na gradilištu. Glavni elementi sistema su stubovi, glavni nosači, sekundarni nosači, krovna ploča, sendvič fasadni element i međuspratna ploča, sl.7.1.



sl.7.1 Poprečni preseći glavnih elemenata montažnog sistema AMONT

Maksimalni raspon sistema je 30m a visina je ograničena na 12,5m. Svi elementi osim krovnih nosača su konstantnog poprečnog preseka što omogućava izvođenje jednospratnih, dvospratnih i trospratnih ramova sa jednim ili više polja, sl. 7.2.

Izvođenje ovakvih konstrukcija u velikim serijama, sa istim konstruktivnim karakteristikama, zahteva, pre svega u seizmičkim područjima, posebnu analizu.



sl. 7.2 Različiti tipovi hala dizajnirani u konstruktivnom sistemu AMONT

Konstruktivni sistem AMONT za izgradnju različitih tipova modernih industrijskih hala, pored već spomenutih šest elemenata ima i temeljne čašice i temeljne grede koji mogu da budu izvedni kao montažni, ali su češće betonirani na licu mesta.

Dimenzije poprečnih preseka stubova su različite i zavise od opterećenja koje treba da primi stub, a definišu se izborom tipa konstrukcije. Proizvode se stubovi sledećih poprečnih preseka: 30/50, 40/50, 50/50, 50/60 i 60/60cm. Glava stuba može biti sa kapitelom kada je glavni nosač koji treba vezati I-greda konstantne ili promenljive visine. U slučaju da je za stub potrebno vezati T gredu, stub je bez kapitela. Glavni nosač može biti armiranobetonski adheziono prednapregnut ili klasično armiran. Prednapregnuti nosači se proizvode kao I grede promenljive visine, raspona do 30m ili I-140 grede raspona do 25m. Jedna varijanta armiranobetonske grede je T preseka uglavnom tipa T-60, T-70 i T-90, koji se koriste i kao sekundarni nosači u podužnom pravcu i imaju ulogu elemenata za

povezivanje ili kao noseće grede međuspratnih konstrukcija. Krovna ploča je montažna, adheziono prednapregnuta i profilisana. Proizvodi se raspona 8m, 10m i 12m.

Sendvič fasadni elementi su proizvedeni od armiranog betona sa slojem termoizolacije. Međuspratna ploča je armiranobetonska sa rebrima i može biti maksimalno raspona 12m. Najčešće se koristi raspona 10m. Ova ploča se sastoji od elemenata u obliku korita standardne širine 99cm a visine 25cm do 45cm u zavisnosti od korisnog opterećenja i raspona.

Povezivanje montažnih elemenata izvodi se ankerovanjem, zavarivanjem i zalivanjem betonom sa sitnozrnim agregatom. Ovaj postupak je poznat kao mokri postupak.

Ako se početni uslovi kretanja date konstrukcije na neki način adekvatno ostvare, moguće je izazvati vibracije konstrukcije u bilo kom svojstvenom (osnovnom) tonu. U tom slučaju svaka materijalna tačka konstrukcije vibrira u odnosu na položaj statičke ravnoteže. Pri tome, sve materijalne tačke konstrukcije u istom vremenskom periodu dostižu kako svoj maksimalni položaj, tako i svoj nulti položaj.

Stanje deformisane konstrukcije, kada njene materijalne tačke dostignu maksimalno rastojanje od ravnotežnog (nultog) položaja, definiše prirodni (ili sopstveni) oblik vibracija date konstrukcije. Po pravilu, svakoj prirodnoj učestalosti konstrukcije, odgovara sopstveni prirodni oblik tj. te dve fizičke karakteristike konstrukcije definišu jedan svojstveni (osnovni) ton oscilovanja konstrukcije.

Najmanja učestanost daje osnovnu dinamičku karakteristiku date konstrukcije i naziva se fundamentalna (prirodna) učestalost (frekvencija).

Osim eksperimentalnog određivanja prirodnih oblika i učestalosti, druga značajna dinamička karakteristika vezana za konstrukciju i sredinu u kojoj ona vibrira je sila prigušenja. Samo eksperimentalnim putem moguće je određivanje ove fizičke karakteristike za sisteme od različitih materijala i različitih konstruktivnih osobina. U savremenoj teoriji dinamike konstrukcija uobičajena je i podesna zamena sila prigušenja u linearnom sistemu koji vibrira ekvivalentnim viskoznim prigušenjem kako je opisano u poglavlju 3.

Eksperimentalno određivanje koeficijenta kritičnog viskoznog prigušenja ispitivanih montažnih tipskih objekata ima izuzetan značaj za racionalnu analizu ponašanja i njihovu sigurnost ukoliko su izloženi jakim zemljotresnim kretanjima tla.

Ispitivanje dinamičkih karakteristika navedenih tipskih montažnih konstrukcija izvedeno je primenom sledećih eksperimenata:

- prinudnim harmonijskim pobuđenjem.
- slobodnim vibracijama.
- ambijent vibracijama.

7.2.1 Eksperimenti sa prinudnom harmonijskom pobudom

Eksperimenti sa prinudnim vibracijama realizovani su prilikom ispitivanja dinamičkih karakteristika tipske konstrukcije MINOMA-2 i MINOMA-3. Prema prirodi sile pobude ovi eksperimenti su obično sa harmonijskim pobuđenjem u kontrolisanom stanju i predstavljaju široko rasprostranjeni metod za dinamička ispitivanja građevinskih konstrukcija.

U procesu eksperimentalnog ispitivanja dinamičkih karakteristika određene su frekvencije u dva horizontalna i vertikalnom pravcu kao i prigušenje konstrukcije. Radi kalibracije, pri snimanju rezonantnih frekventnih krivih korišćen je jedan reporni akcelerometar koji je postavljen na vrh stuba okvira.

Za svaki korak frekvencije se vrši registracija akceleracije na oscilografu, zatim očitava amplituda sopstvene frekvencije i ista prikazuje na ploteru. Brzina promene frekvencija je takva da ima vremena da postane stabilna, jer upotrebljeni vibrator EŽ-50 obezbeđuje dosta veliku stabilnost vibracija pri generisanju harmonijske sile.

Radi obezbeđivanja kompatibilnosti eksperimentalnih rezultata i kontrole stabilnosti i ispravnosti merne opreme svakodnevno je vršena takozvana stabilna kompenzacija.

Za definisanje koeficijenata prigušenja su korišćene dve metode. Prva metoda, u literaturi poznata kao metoda polovine stepena (dato u 7.3.3.2), koristi krive dinamičkog odgovora konstrukcije, odnosno rezonantne krive, dok druga metoda koristi vremenski odgovor pri slobodnim vibracijama konstrukcije.

7.2.2 Eksperimenti sa slobodnim vibracijama

Slobodne vibracije pri ispitivanju tipske montažne konstrukcije MINOMA generisane su na dva načina:

- (1) Eksperimenti sa početnim pomeranjem.
- (2) Eksperimenti kada je isključena pobuđujuća harmonijska sila.

Eksperimenti sa početnim pomeranjem su najjednostavniji tipovi eksperimenata. Ostvaruju se pomoću kabla pričvršćenog za konstrukciju. Zatezanjem kabla ostvaruju se početna pomeranja. Naglim oslobađanjem kabla svaka materijalna tačka konstrukcije počinje slobodno da vibrira oko svog ravnotežnog položaja. Sasvim je očigledna jednostavnost ovog eksperimenta, ali treba obezbediti uslove za njegovu realizaciju.

Kriva slobodnih vibracija konstrukcij dobija se kada se pri stanju rezonantnog vibriranja konstrukcije naglo prekine rad vibratora i ostavi konstrukcija da slobodno vibrira. Ova metoda daje dobre rezultate za osnovne tonove vibracija ako je prigušenje manje od 2%. Za konstrukcije sa većim koeficijentom prigušenja isto se određuje pomoću logaritamskog dekrementa gašenja.

7.3 Primenjena oprema i rezultati ispitivanja

Kod prikaza rezultata eksperimentalnih ispitivanja važno je da se znaju podaci o konstrukciji koja se ispituje i o opremi i mernim instrumentima koji su korišćeni. Ovo je potrebno kako bi se ocenili tačnost, svrsishodnost i primenljivost dobijenih rezultata kod rešavanja problema koji je predmet ispitivanja.

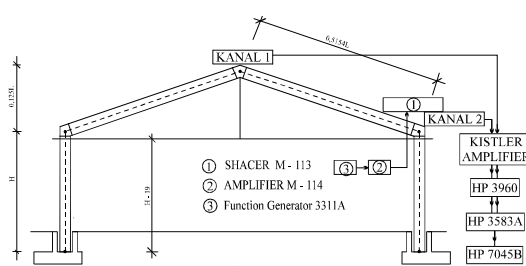
Opremu za dinamička ispitivanja konstrukcija u prirodnoj veličini čine dva osnovna sistema koji treba da budu međusobno potpuno kompatibilni u smislu dijapazona frekventnog i amplitudnog sastava.

Ova dva sistema su:

- sistem za pobuđivanje vibracija (mehanički ili elektrohidraulički pobuđivač) i
- sistem za registraciju.

7.3.1 Eksperimenti sa prinudnim i slobodnim oscilacijama

Kod ovih ispitivanja korišćena merna oprema je: Function Generator HP-3310A, Power Amplifier Model-114, Electrodynamic Shaker Model-113, kao i Kistler Accelerometer Model-305A, Kistler Amplifier Model-515, Spectrum Analyser Hp-3582A, Ploter Hp-7045B.

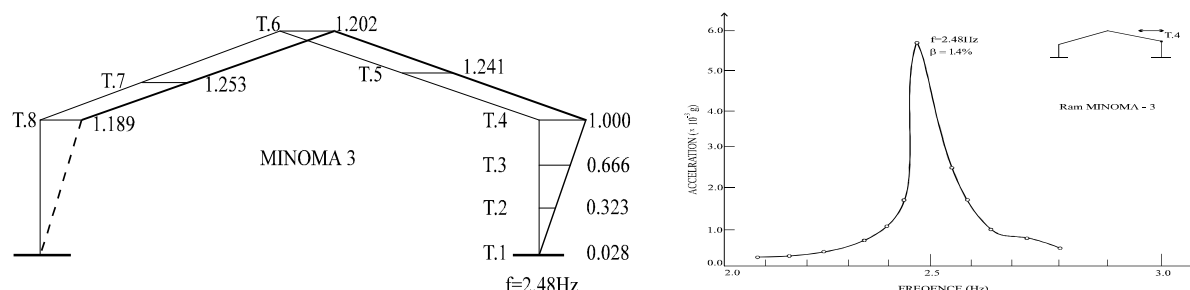


Sl. 7.3 Funkcionalni prikaz toka merenja prinudnih harmonijskih vibracija i slobodnih vibracija

U skladu sa detaljnim programom ispitivanja izvedeni su svi klasifikovani eksperimenti. Rezultati su prikazani u vidu vremenskih zapisa kretanja materijalnih tačaka konstrukcije, a njihova matematička obrada u vidu amplitudnog spektra (Brza Furieova transformacija-FFT).

7.3.2 Eksperiment sa harmonijskom poremećajnom silom

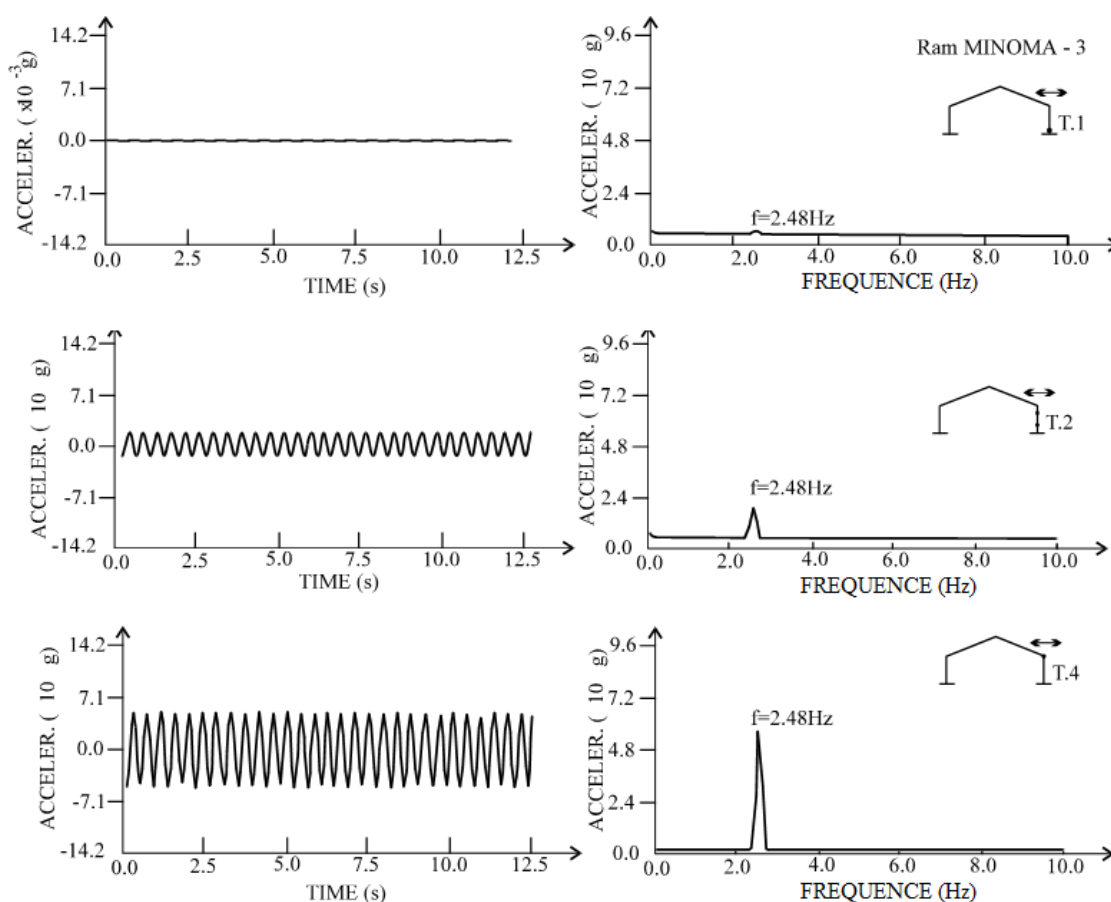
Funkcionalni prikaz toka postupka merenja, upotrebljena merna oprema i oprema za generisanje harmonijske pobude prikazani su na sl. 7.3. Dobijeni oblik tona za horizontalni pravac vibriranja rama i rezonantna frekventna kriva dati su na sl. 7.4.



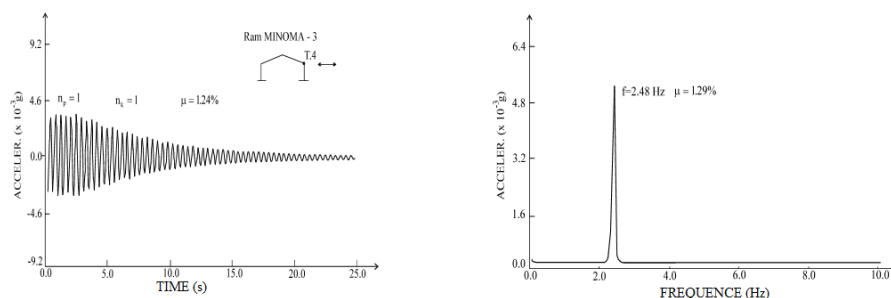
Sl. 7.4 Oblik prvog osnovnog tona za horizontalni pravac oscilovanja i rezonantna frekventna kriva

Kružna frekvencija prvog osnovnog tona iznosi $f = 2,48 \text{ Hz}$ a prigušenje je $1,4\%$.

Vremenski zapisi dinamičkog odgovora konstrukcije i njihovi amplitudni spektri za horizontalni pravac dati su na sl. 7.5.



Sl. 7.5 Amplitudni spektri za horizontalni pravac



Sl. 7.6 Vremenski zapis harmonijski opadajućih funkcija i amplitudni spektar za horizontalni pravac

Na sl. 7.6 prikazan je vremenski zapis harmonijski opadajućih funkcija i njihov amplitudni spektar za vertikalni pravac oscilovanja. Ovaj eksperiment je izveden naglim otpuštanjem prethodno zategnute sajle u slemenu.

7.3.3 Eksperimentalno određivanje dinamičkih karakteristika konstrukcije metodom ambijent vibracija

Značajan doprinos eksperimentalnim istraživanjima realnih konstrukcija u pravougaonici dali su [4, 58, 68, 96, 97, 101]. Jedna od metoda pogodna za to je metoda ambijent vibracija, koja se primenjuje od 70-tih godina prošlog veka [12,131,132], a razvijala se i kasnije zbog svoje jednostavnosti, [66,135,137]. Ova metoda je na primer primenjena u eksperimentalnoj i seizmičkoj analizi postojećih zgrada predviđenih za rušenje u Francuskoj, u cilju boljeg razumevanja stvarnog dinamičkog ponašanja objekta i uticaja lakih elemenata ispušne, montažnih fasadnih panela, nosećih zidanih zidova, [50, 99].

U ovom istraživanju je primenjena metoda merenja ambijent vibracija za proučavanje karakteristika konstruktivnog sistema AMONT. U cilju procene uticaja zidova ispušne na dinamičke karakteristike objekata prikazani su rezultati ispitivanja jedne industrijske hale u različitim fazama izvođenja objekata, kada je bila završena samo skeletna konstrukcija i kada je kompletan objekat bio gotov. Iz dobijenih Furijeovih spektara za merene ambijent vibracije u dva ortogonalna pravca za konstrukciju bez zidova i istu sa fasadnim i zidovima ispušne, uočena je značajna razlika u sopstvenim frekvencama i veličini prigušenja.

Kod eksperimenata sa ambijent vibracijama koji je primenjen u ovom istraživanju uzrok pobuđivanja ispitivane konstrukcije je zbir slučajnih pobuda: mikrosezmičke aktivnosti, pobuđivanje vezano za ljudsku aktivnost (saobraćaj, rad mašina), dejstvo vetra i drugo, pri čemu se ovi uticaji mnogostruko povećavaju pomoću odgovarajućeg pojačivača.

Zapis vremenske funkcije, izazvan treperenjem ispitivane konstrukcije kao posledica zbira spoljašnjih pobuda, sadrži u sebi: fizičke karakteristike konstrukcije i karakteristike pobuđujućih uticaja. Pomoću matematičke analize zapisa vremenskih funkcija može se doći do saznanja o prirodi kretanja. Furijeova analiza vremenske funkcije predstavlja njenu transformaciju iz domena vremena u domen učestanosti, koristeći na samom terenu spektralni analizator ili se vrši pomoću gotovih računarskih programa.

Amplitudni spektar predstavlja zbir učešća različitih učestanosti oscilacija konstrukcije. Oštri pikovi amplitudnog spektra odgovaraju rezonantnim frekvencijama konstrukcije. Za frekvencije različite od rezonantnih vrednosti odgovora su veoma male.

Pri realizaciji dinamičkih ispitivanja metodom ambijent vibracija primenjena je određena procedura koja je detaljno razrađena u IZIIS-u. U najkraćim crtama ista je izložena u daljem tekstu.

Prvo se izvrši definisanje i obeležavanje potrebnog broja mernih tačaka na konstrukciji kao i odabiranje jedne ili više repernih tačaka u saglasnosti sa konstruktivnim sistemom objekta i željenim pravcima ispitivanja objekta.

Na početku ispitivanja vrši se dinamička kalibracija sistema. Kod ovog testiranja svi senzori se postavljaju u istu mernu karakterističnu tačku objekta i usmeravaju se u isti pravac, kako bi se izvršilo istovremeno registrovanje brzine vibracija konstrukcije. Pojačivač signala koristi se tokom merenja dinamičkog odgovora za amplifikaciju i filtriranje analognih signala koji su bili registrovani pomoću seizmometara sl. 7.7, a obezbeđuje četiri izlazna signala za nezavisno i simultano registrovanje. Svaki kanal ima mogućnost za normalno uvećanje signala do 100000 puta. Sistem poseduje i niskopropusni filter koji ima mogućnost selekcije frekvencija u opsegu od 1 do 100Hz za svaki kanal ponaosob.



Sl. 7.7 Seizmometar SS-1 Ranger



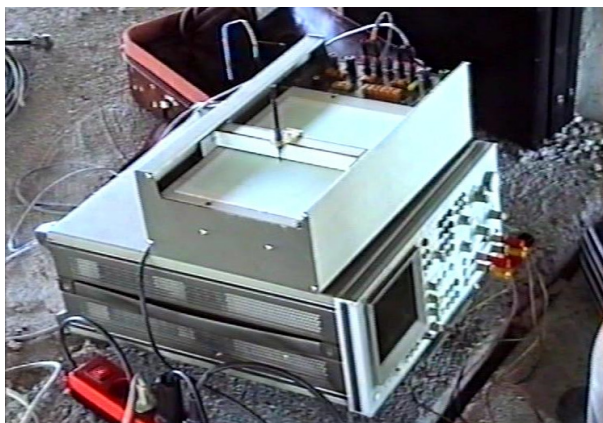
Sl. 7.8 Položaj seizmometara na krovu hale Nini

Sledeća faza merenja sastoji se u razmeštanju senzora u unapred definisanim karakterističnim mernim tačkama za objekt koji se ispituje sl. 7.8, pri čemu uvek jedan senzor ostaje u repernoj tački kako bi se omogućila komparacija amplituda sa ostalim senzorima za definisanje oblika vibracije određenog tona.

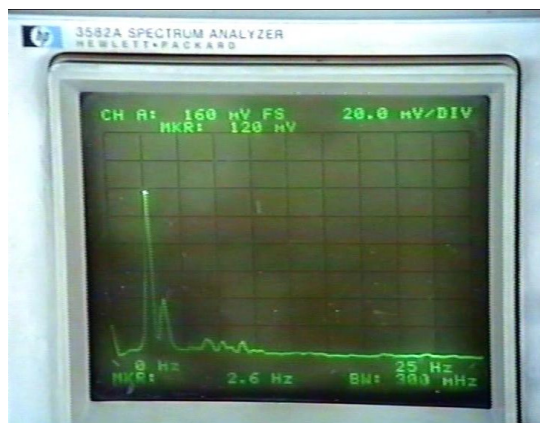
Frekventni dijapazon merenja definiše se u zavisnosti od potreba i cilja ispitivanja. Niskopropusni filter prigušuje sve frekvencije veće od onih koje su od interesa. Uobičajeno, za građevinske objekte, definiše se frekventni dijapazon od 0 do 25Hz, u kome se obično nalaze nekoliko prvih rezonantnih frekvencija vibracija većine objekata.

Za obradu zapisa primenjena je brza Furijeova transformacija (FFT), transformisanjem signala iz vremenskog u frekventni domen. Frekventni opseg rada korišćenog analizatora je od 1 do 25kHz. Nakon završene analize ploterom su iscrtani Fourier-ovi amplitudni spektri.

Prilikom ispitivanja razmatranih okvira ambijent vibracija upotrebljena je sledeća oprema i aparatura.

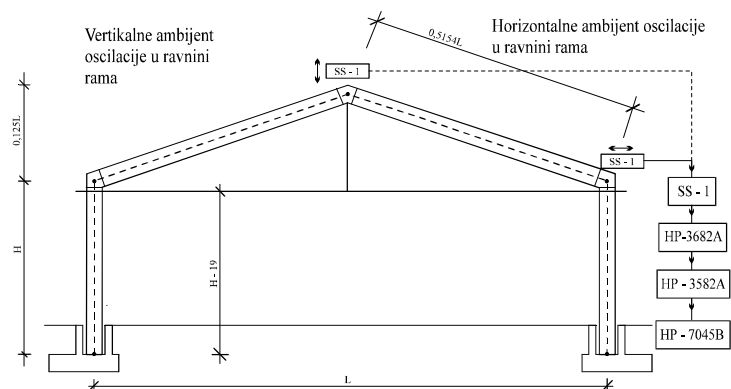


Sl. 7.9 Deo opreme za ispitivanje ambijent vibracija.



Sl. 7.10 Spektrum analizator.

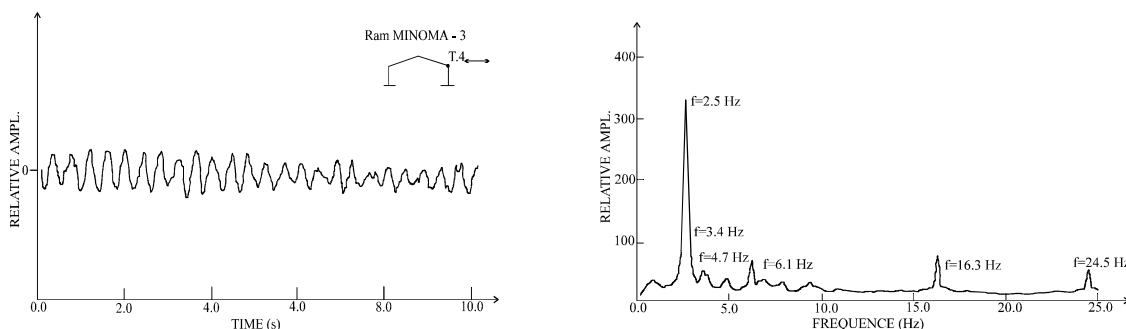
Ranger Seismometer Model SS-1 (Sl. 7.7), Signal Conditioner Sc-1, Tape recorder HP-3960, Spectrum Analyzer HP-3582A (Sl. 7.9, sl.7.10) i Ploter HP-7015 (Sl.7.22).



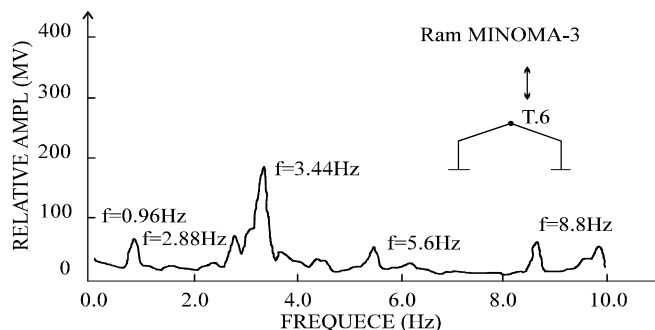
sl.7.11 Funkcionalni prikaz toka postupka merenja ambient vibracija

7.3.3.1 Rezultati ispitivanja konstrukcije MINOMA

Funkcionalni prikaz toka postupka merenja i upotrebljena oprema pri ispitivanju konstrukcije Minoma dati su na sl. 7.11. Na sl. 7.12 prikazan je vremenski zapis ambient oscilacija i njihov amplitudni spektar za horizontalni pravac, a na sl. 7.13 amplitudni spektar za vertikalni pravac oscilovanja rama.



Sl. 7.12 Vremenski zapis ambient oscilacija i amplitudni spektar za horizontalni pravac oscilovanja



Sl.7.13 Amplitudni spektar za vertikalni pravac oscilovanja

7.3.3.2 Rezultati eksperimentalnih ispitivanja montažnih AB konstrukcija AMONT

Ovde će biti prikazani rezultati eksperimentalnih terenskih ispitivanja dinamičkih karakteristika u tri ortogonalna pravca za tri izvedena objekta montažnog programa hala "AMONT", primenom metode merenja ambijent vibracija. Za ispitivanje su odabrani karakteristični objekti koji ispunjavaju projektantske zahteve za industrijske objekte velikih raspona. Metodom ambijent vibracija registrovane su dominantne rezonantne frekvence, odnosno odgovarajuće periode vibracija, određeni su koeficijenti prigušenja i oblici vibracija pri definisanim rezonantnim frekvencijama. Merenje vibracija izvršeno je postavljanjem instrumenata na unapred definisanim mernim mestima čiji prikaz je dat na slikama: sl. 7.15, sl. 7.18, sl. 7.20 i sl. 7.22.

Koeficijenti prigušenja za svaki ton oscilovanja su određeni metodom polovine stepana. Ova metoda koristi krive odgovora sistema ili Fourier-ove amplitudne spektre odgovora. Ova metoda važi za sistem sa jednim stepenom slobode, ali u praksi je proširena i na sisteme sa više stepeni slobode za koeficijente prigušenja manje od 10%.

7.3.3.2.1 Rezultati ispitivanja jednobrodne jednospratne konstrukcije (objekat A)

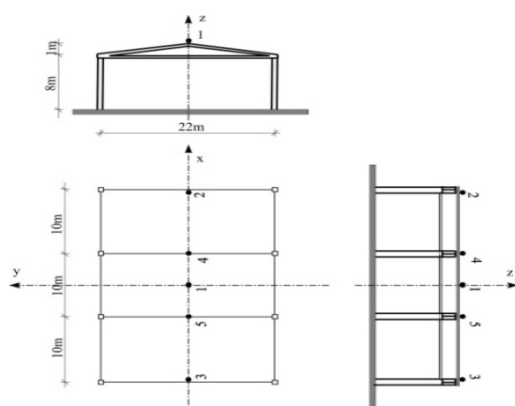
Konstruktivni sistem objekta predstavlja prostorni jednospratni okvirni sistem čiji je izgled prikazan na sl. 7.14, a šematski prikaz i unutrašnji izgled na sl. 7.15.



Sl. 7.14 Izgled hale Ekotrade-objekat A

Krovnna konstrukcija je od montažnih atheziona prethodno napregnutih koruba raspona 10,0m. Krovni pokrivač je trapezasti lim. Na središnjem delu objekta nalazi se prostor za krovno osvetljavanje.

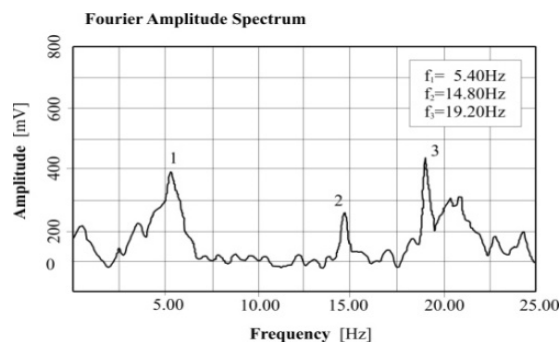
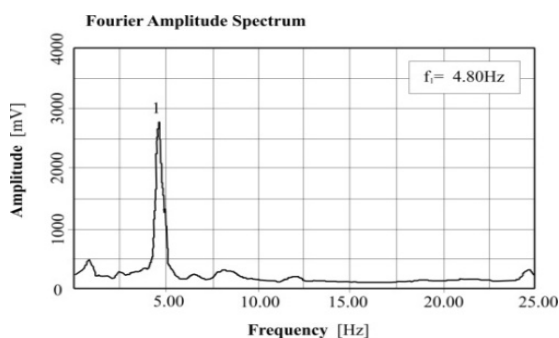
Glavni nosači na krovu su izvedeni kao "A-22" promenljive visine sa dvostranim nagibom gornjeg ruba nosača od oko 11° . Sekundarni nosači (vezni nosači) protežu se u podužnom pravcu objekta. Konstantne su visine i raspona od 10,0m. Stubovi su montažni, preseka 50/50cm i uklješteni su u temeljnim čašicama. Fasada je izvedena od zidarije, fundirane na temeljnim gredama projektovanim za tu namenu. Objekat je fundiran na temeljima samcima.



Sl. 7.15 Šematski prikaz položaja mernih mesta i unutrašnji izgle, objekat A

Na osnovu izmerenih Fourier-ovih amplitudnih spektara određene su dominantne i rezonantne frekvencije za oba ortogonalna pravca. Prikaz ovih frekvencija za podužni i poprečni pravac dat je na sl. 7.16.

Sagledavanjem ponašanja objekta tokom merenja, a imajući u vidu i samu konstrukciju objekta može se konstatovati da se objekat u dinamičkom smislu ponaša skoro kao objekat sa jednim stepenom slobode u posmatranom pravcu.



Sl. 7.16 Fourier-ovi spektri za merene ambijent vibracije za podužni i poprečni pravac, objekat A

7.3.3.2.2 Rezultati ispitivanja dvospratne hale četvorobrodne u prizemlju i dvobrodne na spratu (objekat B)

Često se dinamičke karakteristike armiranobetonske okvirne konstrukcije sa zidovima ispune određuju uz zanemarenje uticaja zidova. Procena doprinosa zidova ispune ukupnom kapacitetu nosivosti i krutosti konstrukcije nije jednostavna, uglavnom zbog značajnog uticaja kvaliteta izvedenih radova, kao i različite otpornosti materijala od kojih su zidovi izvedeni. Povećanjem krutosti konstrukcije usled krutosti zidova ispune, period sopstvenih vibracija se smanjuje, tako da projektni seizmički uticaji ramovske konstrukcije treba da budu modifikovani u poređenju sa odgovorom konstrukcije bez zidova.

Ovde su prikazani rezultati ispitivanja dve industrijske hale izvedene u istom konstruktivnom sistemu, ali u različitim fazama izvođenja objekata, (sl. 7.17). Na prvom objektu je bila završena samo noseća okvirna konstrukcija, (objekat B1).



Sl. 7.17 Izgled objektata Nini samo skelet-objekat B1 i završena hala-objekat B2.

Na drugom objektu ispitivanje je izvršeno kada je bio završen u celini, tj. urađeni su pregradni zidovi, podovi, fasadni zidovi, (objekat B2).

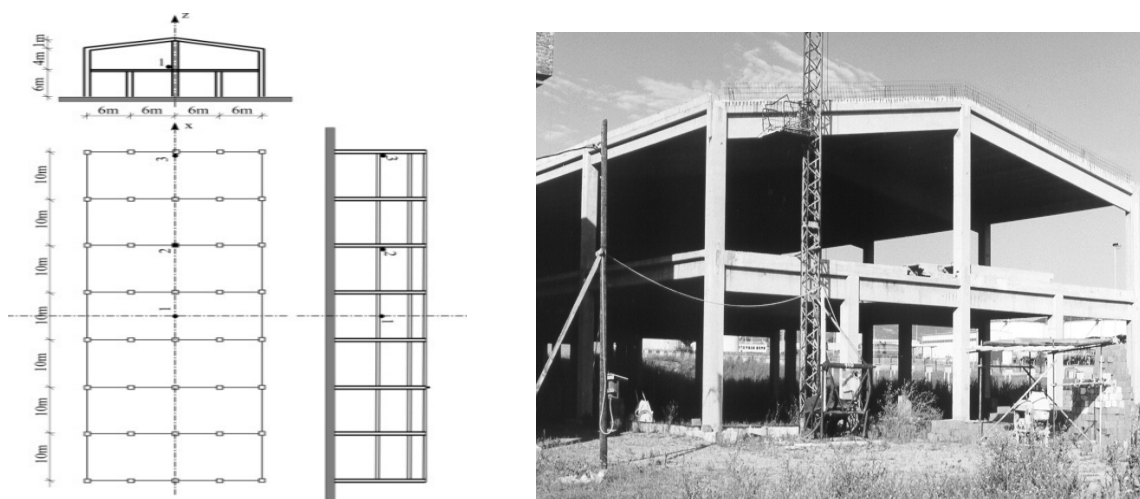
Konstruktivni sistem objekta je prostorni dvospratni okvirni sistem prikazan na sl. 7.18. Glavni nosači na krovu nose krovne korube, izvedeni su kao "T-90" konstantne visine sa nagibom od oko 15^0 . Glavni nosači u suterenu nose međuspratne ploče (koritnice). Izvedeni su kao "T-90" sa konstantnom visinom. Sekundarni nosači protežu se u podužnom pravcu objekta i izvedeni su kao "T-60" na nivou krovne konstrukcije i kao "T-70" iznad suterena. Stubovi su montažni, preseka 50/50cm i uklješteni su u čašicama temelja samaca, betoniranim na licu mesta.

Krovna konstrukcija je izvedena od montažnih ateziono prethodno napregnutih koruba raspona 10,0m. Krovni pokrivač je projektovan kao trapezasti lim, ali u vreme

merjenja nije bio izveden (Sl. 7.8). Međuspratna konstrukcija je izvedena od montažnih armiranobetonskih koritnica zalivenih odozgo slojem za monolitizaciju (ploča ojačana rebrima). Koritnice su raspona 10,0m. U momentu merjenja bile su postavljene samo koritnice, a gornji sloj za monolitizaciju nije izveden.

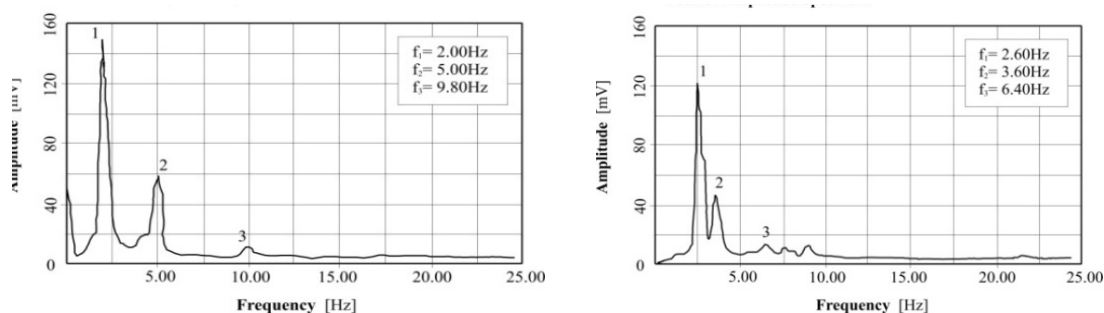
a) Skeletna konstrukcija bez zidova ispune (objekat B1)

Fasada kao i druge instalacije objekta za vreme ispitivanja nisu bili izvedeni (Sl. 7.17 i Sl.7.18, a pojedine veze na montažnim elementima na visini međuspratne konstrukcije nisu bile potpuno zalivene sitnozrnim betonom.



Sl. 7.18 Raspored mernih mesta za ispitivanje konstrukcije bez zidova ispune i izgled objekta B1

Prikaz dominantnih i rezonantnih frekvencija određenih na osnovu Fourier-ovih amplitudnih spektara u dva ortogonalna pravca dat je na sl.7.19.



Sl. 7.19 Fourier-ovi spektri za merene ambijent vibracije za podužni i poprečni pravac za objekat bez zidova ispune

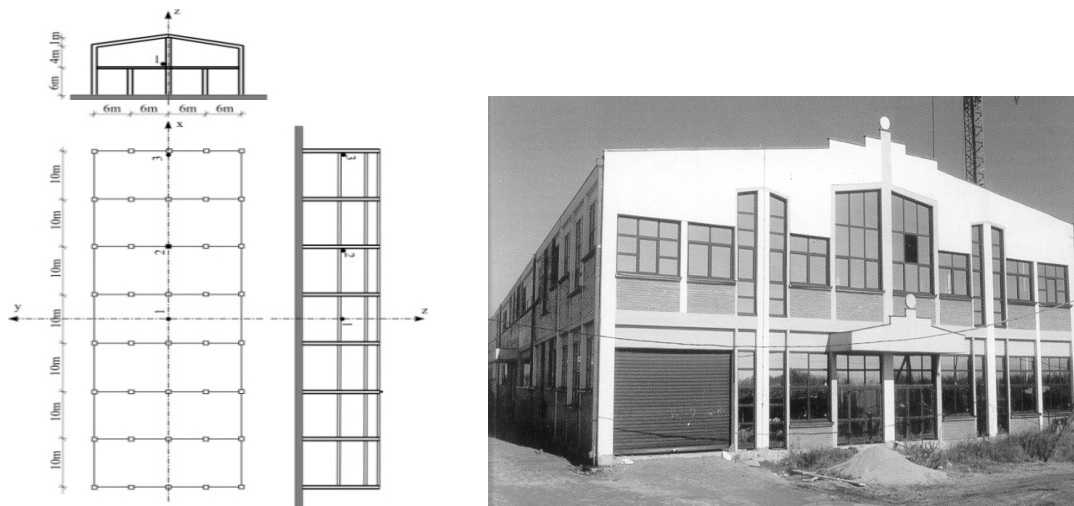
Sagledavanjem ponašanja objekta tokom merjenja, a imajući u vidu i samu konstrukciju objekta, zaključeno je da se on u dinamičkom smislu približno ponaša kao objekat sa dva stepena slobode u oba posmatrana pravca.

Izmerene vrednosti rezonantnih perioda su nešto veće od onih koje su dobijene za ostale ispitivane objekte, ali se to može objasniti činjenicom da objekat nije bio u potpunosti

izveden, tj. nedostajali su pregradni zidovi, fasadni zidovi, koji značajno ukrućuju objekat (smanjuju periodu) u inicijalnoj fazi odgovora objekta na eventulane dinamičke pobude.

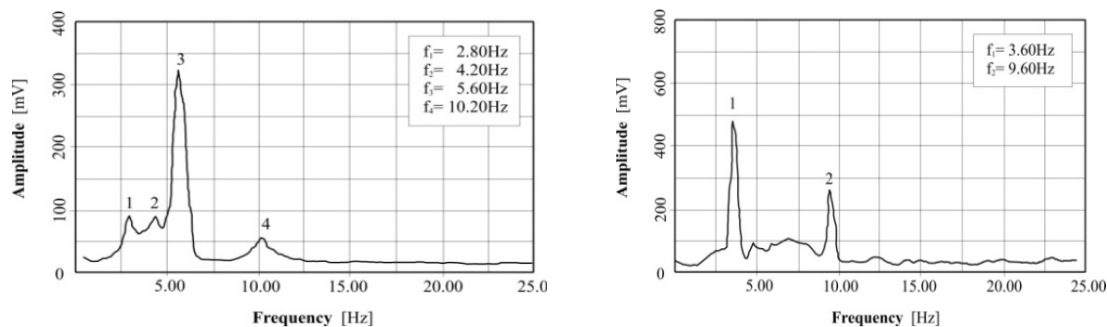
b) Skeletna konstrukcija sa zidovima ispune (objekat B2)

Drugi objekat je u vreme ispitivanja bio potpuno završen, (sa zidovima ispune, fasadnim zidovima i bravarijom) i prikazan na sl. 7.20. (objekat B2).



Sl. 7.20 Položaj mernih mesta za ispitivanje konstrukcije sa zidovima ispune i izgled objekta B2

Na osnovu izmerenih Fourier-ovih amplitudnih spektara određene su dominantne i rezonantne frekvencije u dva ortogonalna pravca. Prikaz ovih frekvencija dat je na sl.7.21.

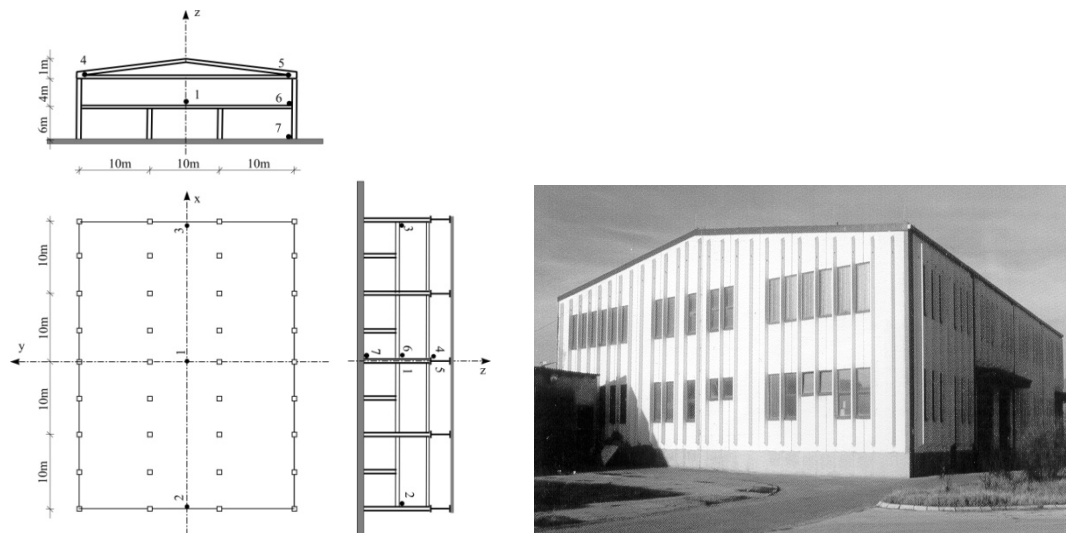


sl.7.21 Fourier-ovi spektri za merene ambijent vibracije za podužni i poprečni pravac - objekat sa zidovima ispune

Izmerene vrednosti rezonantnih perioda za ovaj objekat su u okviru očekivanja. Iste su manje od onih koje su dobijene merenjem njemu srodnog objekta koji nije bio završen.

7.3.3.2.3 Rezultati ispitivanja dvospratne hale trobrodne u prizemlju i jednobrodne na sprata (objekat C)

Konstruktivni sistem objekta predstavlja prostorni dvospratni okvirni sistem prikazan na sl. 7.22 (objekat C).



Sl. 7.22 Položaj mernih mesta za ispitivanje konstrukcije i izgled objekta C

Glavni nosači na krovu nose krovne korube. Izvedeni su kao "A-30" promenljive visine sa dvostranim nagibom gornjeg ruba nosača od oko 12° (Sl. 7.23). Sekundarni nosači na gornjem spratu (vezni nosači) protežu se u podužnom pravcu objekta. Izvedeni su kao "T-60" i imaju konstantnu visinu i raspon od 10,0m. Glavni nosači na donjem spratu nose međuspratne ploče (koritnice), (Sl. 7.24).



sl.7.23 Izgled konstrukcije hale Elektrotehna na spratnom delu



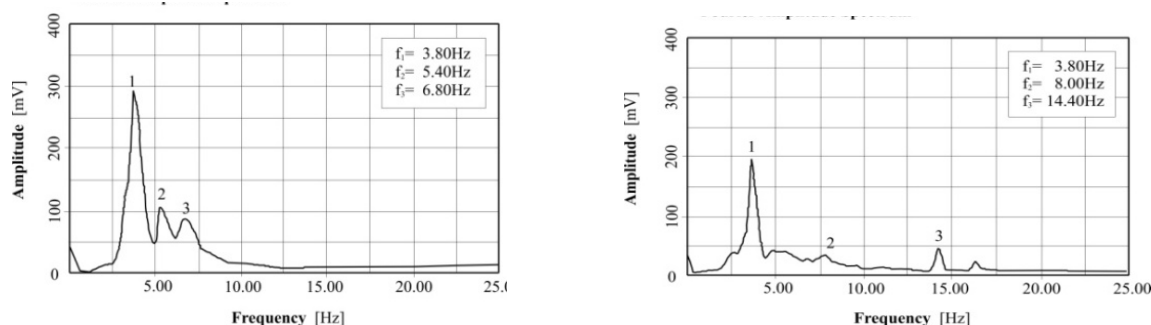
sl.7.24 Izgled konstrukcije hale Elektrotehna iznad prizemlja

Ovi nosači se protežu u podužnom pravcu objekta. Konstantne su visine, raspona 5m i izvedeni su kao "T-90" u središnjem delu i kao "T-70" po obodu konstrukcije.

Sekundarni nosači na donjem spratu protežu se u poprečnom pravcu samo po obodu objekta i izvedeni su kao "T-40", konstantne visine i raspona od 10,0m.

Svi stubovi su montažni, preseka 50/50cm i uklješteni su u čašicama. Objekat je fundiran na temeljima samcima. Obodni parapetni zidovi fundirani su na temeljnim gredama projektovanim za tu namenu, dok je fasada objekta izvedena od montažnih fasadnih rebrastih elemenata.

Dominantne i rezonantne frekvence u dva ortogonalna pravca za ovaj objekat su prikazane na sl. 7.25.



Sl. 7.25 Fourier-ovi spektri za merene ambijent vibracije za podužni i poprečni pravac za objekat C

Na osnovu rezultata ispitivanja očigledno je da se objekat u dinamičkom smislu približno ponaša kao objekat sa dva stepena slobode u posmatranom pravcu.

7.4 Diskusija rezultata

U Tabeli 7.1 prikazani su rezultati eksperimentalno određenih dinamičkih karakteristika odabranih reprezentativnih objekata sistema "AMONT".

Tabela 7.1 Pregled dobijenih rezultata metodom merenja ambijent vibracija

Ton	Objekti	Podužni pravac			Poprečni pravac		
		Frekvencija f (Hz)	Period T (s)	Prigušenje	Frekvencija (Hz)	Period (s)	Prigušenje
1	A	4.80	0.208	0.039	5.40	0.185	0.069
	B1	2.00	0.500	0.063	2.60	0.385	0.058
	B2	2.80	0.357	0.089	3.60	0.277	0.042
	C	3.80	0.263	0.066	3.80	0.263	0.049
2	A	-	-	-	14.80	0.068	-
	B1	5.00	0.200	0.050	3.60	0.278	0.052
	B2	4.20	0.238	0.063	9.60	0.104	0.023
	C	5.40	0.185	0.051	8.00	0.125	0.043
3	A	-	-	-	19.20	0.052	-
	B1	9.80	0.102	-	6.40	0.156	-
	B2	5.60	0.179	-	-	-	-
	C	6.80	0.147	-	14.40	0.069	-

U slučaju objekta B, posle zidanja zidova povećana je krutost konstrukcije i smanjenja osnovne periode oscilovanja u podužnom pravcu za 28,6%, dok je za poprečni pravac smanjenje 28,1%. Iznos promene u konkretnom slučaju nije mali i nije zanemarljiv, posebno zbog toga što skraćanje periode može dovesti do pojave moguće rezonanse konstrukcije u toku zemljotresnog dejstva.

Povećanje krutosti objekta zavisi i od kvaliteta zidarije, maltera i slično, što nije bilo predmet ovih istraživanja, ali ovi podaci doprinose realnijoj proceni efekta zidarije.

Od značaja su i rezultati eksperimentalno određenih dinamičkih karakteristika objekta dvospratne konstrukcije sa jednim poljem u nivou drugog sprata, objekat C, koji je odabran kao prototip za ispitivanje veza između elemenata, što je detaljnije prikazano i analizirano u drugom delu disertacije.

Ispitivanja su omogućila odgovarajući uvid u realno stanje izgrađenog objekta i njegovo adekvatno analitičko tretiranje.

Imajući u vidu dosadašnje iskustvo u oblasti primene eksperimentalne tehnike ambijent vibracija za određivanje koeficijenta prigušenja, može se reći da se isti za sve ispitivane objekte kreću u uobičajenom dijapazonu.

- DEO II -

**NELINEARNA ANALIZA NOSAČA
SA POLUKRUTIM VEZAMA**

8 OŠTEĆENJA I RUŠENJA MONTAŽNIH OBJEKATA SA POLUKRUTIM VEZAMA I NJIHOVI UZROCI

8.1 Uvodne napomene

Konstruktivni i drugi problemi koji nastaju sve većim i intenzivnijim građenjem montažnih industrijskih hala u seizmičkim područjima u svetu nisu u dovoljnoj meri istraživani. Takođe nisu u dovoljnoj meri kvantitativno i kvalitativno procenjene veoma teške dugoročne ekonomske posledice.

Razvojem tehnoloških mogućnosti u najnovije vreme se proizvode montažni elementi velikih dimenzija. Saglasno tome u celom svetu je projektovanje i građenje montažnih objekata značajno promenjeno.

Često se montažni elementi koriste pri građenju mostova, zgrada, tunela, postrojenja specifičnih namena i drugo. Naročito izražen i dominantan napredak je evidentan pri građenju industrijskih kapaciteta, a najzastupljenije su tipske industrijske hale sve većih razmera.

Namena ovako građenih industrijskih hala je veoma raznovrsna, jer pokrivaju velike površine primenom relativno malog broja montažnih elemenata. Montažni elementi su najčešće projektovani kao tipski za različite vrste hala. Građevinske kompanije obično imaju sopstveni program hala koji odgovara potrebama lokalnog tržišta. Programi hala obuhvataju jednobrodne, dvobrodne, trobrodne i višebrodne hale po širini. Po visini industrijske hale najčešće se grade kao prizemne, ali se u mnogim slučajevima grade i kao dvospratne, trospratne i višespratne.

Iako montažne industrijske hale spadaju u grupu objekata visokogradnje, zbog velikih spratnih visina, izuzetno velikih raspona i specifične distribucije mase, postojeći propisi za projektovanje zgrada nisu u potpunosti primenljivi za industrijske hale.

Industrijalizacija pojedinih regiona usvetu uslovila je nagli porast zastupljenosti industrijskih hala u seizmički aktivnim područjima.

Zbog nedovoljnog poznavanja dinamičkog ponašanja industrijskih hala pri dejstvu jakih zemljotresa, naglo je generisan izuzetno visok i nedovoljno kontrolisan seizmički rizik. Odgovorni državni organi najčešće nemaju dovoljno znanja i potrebne informacije o

nastalim problemima, zbog čega skoro svaki jači zemljotres donosi određena oštećenja i posledice koje se ne mogu kontrolisati ili tolerisati.

Skoro u svim slučajevima nedavnih jakih zemljotresa u regionu i svetu sa posledicama izraženim rušenjem ili oštećenjem industrijskih hala, najčešće se neosnovano pravdaju pojavom takozvanih "efekata iznenađenja".

U mnogim slučajevima, pri rušenju industrijskih hala dolazi do totalnog uništavanja mašina i opreme, koja može da bude 10-20 puta skuplja od same konstrukcije objekta.

Imajući u vidu ogromne konsekvence koje nastaju u slučaju teških oštećenja ili potpunog rušenja industrijskih hala, evidentno je da u svetu danas postoji potreba istraživanja realnih seizmičkih performansi ovih specifičnih objekata sa ciljem formulisanja poboljšanih inovativnih rešenja, koja ne izazivaju značajno poskupljenje objekta, a doprinose višestrukom smanjenju seizmičkog rizika.

Ovaj deo doktorske disertacije posvećen je u celosti realizaciji neophodnih specifičnih istraživanja koja su rezultirala u jednu veoma značajnu celinu kao specifičan doprinos tehničkom rešenju problema definisanog kao: "Formulisanje konzistentne teorijske procedure i nelinearnog matematičkog modela za analizu seizmičkog odgovora konstrukcija hala sa polukrutim vezama primenom rezultata dobijenih eksperimentalnim istraživanjima".

Realizacijom veoma obimnih eksperimentalnih i analitičkih istraživanja obezbeđen je doprinos razumevanju ponašanja montažnih industrijskih hala i sopstveni doprinos formulisanju efikasnih mera za kvalitativno poboljšanje seizmičke otpornosti ovih specifičnih objekata u budućnosti.

Dat je prikaz registrovanih teških oštećenja i rušenja industrijskih hala u najrazvijenijim zemljama sveta. Cilj ove kratke prezentacije je da se izloži univerzalnost problema seizmičke otpornosti montažnih industrijskih hala i da se potencira potreba za iznalaženjem novih poboljšanih projektnih uslova i kriterijuma kojima bi se obezbedilo minimiziranje seizmičkog rizika u budućnosti.

8.2 Oštećenja i rušenja konstruktivnih sistema hala prilikom zemljotresa

U mnogim slučajevima pri dejstvu jakih zemljotresa nastala su teška oštećenja ili rušenja montažnih ili polumontažnih konstruktivnih sistema hala. Značajno je da se konstatuje da ovako teške posledice nastaju i u najrazvijenijim zemljama sveta, gde se

posvećuje posebna pažnja razvoju zemljotresnog inženjerstva i unapređenju propisa za građenje seizmički otpornih objekata.

Navedene posledice su potvrđene na nekoliko priloženih karakterističnih fotografija na bazi proučavane bibliografije. Naprimer u Americi, sl. 8.1, pri jakim zemljotresima dolazi do značajnih oštećenja ili rušenja objekata, što je detaljnije izloženo u publikacijama [11], [37].



***Sl. 8.1 Karakterističan primer oštećenja hala za vreme zemljotresa u Americi:
Dislokacija celog panela (a) i oštećenja veza (b).***



***Sl. 8.2 Karakterističan primer oštećenja za vreme zemljotresa u Japanu:
Oštećenja veza celog objekta uslovia su intervencije za ojačanje.***

Na sl. 8.2, prikazan je slučaj teškog oštećenja celog savremeno građenog objekta u Japanu. Zbog nastalih oštećenja objekat je morao biti intenzivno saniran kako bi se omogućila njegova eksploatacija u budućnosti [94]. Ojačanje oštećenih objekata je često

puta veoma skup i težak proces i može izazvati zaustavljanje proizvodnje izazivajući dugoročne ekonomske posledice.



*Sl. 8.3a Karakterističan primer oštećenja za vreme zemljotresa u Kini:
Oštećenja veza i objekta u celini.*

Pojava značajnih oštećenja ili potpunog rušenja objekata ovog tipa je veoma rasprostranjena u Kini, sl. 8.3a. Podaci o tome su dati u publikacijama u kojima se daje pregled karakterističnih oštećenja različitih tipova objekata [148]. Evidentno je da industrijske hale skoro u svim slučajevima trpe teška oštećenja i pokazuju nedovoljnu seizmičku otpornost.

Situacija je slična i u Turskoj, jer u slučajevima skoro svih jačih zemljotresa dolazi do značajnih oštećenja ili totalnih rušenja konstruktivnih sistema montažnih industrijskih hala, sl. 8.4a.



*Sl. 8.4a Karakterističan primer oštećenja za vreme zemljotresa u
Turskoj: Detalji totalno srušenih objekata.*

Podaci o ovim rušenjima industrijskih hala izloženi su u [38]; [106]; [119]; [125]. Posle realne procene težine posledica i nedostataka konstruktivnih sistema, u Turskoj je

pokrenuta ozbiljna i obimna aktivnost sa ciljem da se poboljšaju i unaprede postojeći propisi za projektovanje i građenje seizmički otpornih konstrukcija.



*sl. 8.5a Karakterističan primer oštećenja za vreme zemljotresa u Italiji:
Detalji totalno srušenih objekata.*

U Italiji su u toku jakih zemljotresa mnoge montažne i polumontažne industrijske hale pretrpele značajna oštećenja ili potpuna rušenja, sl. 8.5a, sl. 8.5b, sl. 8.5c, sl. 8.5d. Iako je u Italiji zemljotresno inženjerstvo veoma razvijeno, ovakva oštećenja ili potpuna rušenja industrijskih hala su rezultat neadekvatnih propisa za projektovanje seizmički otpornih i specijalnih objekata.



*sl. 8.5c Karakterističan primer oštećenja za vreme zemljotresa u Italiji:
Detalj oštećenja i parcijalnog rušenja objekta.*

U Italiji se čine ozbiljni napor za unapređenje tehnologije građenja i propisa za projektovanje seizmički otpornih objekata. Podaci o posledicama u toku konkretnih zemljotresa kao i preduzete aktivnosti u cilju smanjenja seizmičkog rizika dati su u

publikacijama [29], [67] i [95]. U Italiji su relevantni državni resori pokrenuli intenzivnu aktivnost u cilju unapređenja postojećih Evropskih propisa (Eurokodova) EC-2 i EC-8 u oblastima koje se odnose na projektovanje i građenje industrijskih hala [52] i [53]. Odobrena su finansijska sredstva [30] za realizaciju mnogih eksperimentalnih, analitičkih i naučno istraživačkih projekata, sa ciljem unapređenja tehnologije projektovanja i građenja seizmički otpornih objekata.



*Sl. 8.5d Karakterističan primer oštećenja za vreme zemljotresa u Italiji:
Detalji oštećenja i rušenja veza i objekata.*

8.3 Oštećenja i rušenja montažnih konstruktivnih elemenata

Teška oštećenja ili potpuna rušenja kompletnih objekata montažnih industrijskih hala dosta često nastaju kao rezultat oštećenja ili rušenja pojedinih konstruktivnih elemenata. Konstruktivni elementi su obično prilagođeni potrebama građenja i zbog toga dolazi do pojave određenih slabih mesta, koji mogu biti kritični za stabilnost objekata.

Teška oštećenja kod stubova najčešće se javljaju u kritičnim presecima: (1) mesto uklještenja stuba u temeljnu čašicu; (2) mesto stuba oslabljenog otvorima za formiranje veza sa montažnim gredama; (3) mesto karakterističnih konzolnih i drugih elemenata za oslanjanje montažnih horizontalnih elemenata.

Kod montažnih armiranobetonskih greda oštećenja najčešće nastaju na kritičnim mestima i to: (1) kod naglog smanjenja poprečnog preseka zbog ostvarivanja konstruktivnih veza sa stubovima; (2) na mestima oslanjanja sekundarnih nosača; (3) u kritičnim presecima zbog preopterećenja i sl.

Kod ostalih montažnih konstruktivnih elemenata oštećenja nastaju u lokalnim zonama sa redukovanom nosivošću, koja nije odgovarajuće identifikovana i eliminisana.

Pojave potpunih oštećenja montažnih konstruktivnih elemenata evidentne su svuda u svetu, (Sl.8.3b, Sl.8.4b, Sl.8.5b, Sl.8.5d), što ukazuje na značaj i važnost preuzimanja odgovarajućih aktivnosti koje bi dovele do značajnih tehnoloških unapređenja sistema.



sl. 8.5e Karakterističan primer oštećenja za vreme zemljotresa u Italiji:

8.4 Oštećenja i rušenja konstruktivnih veza

Jedna od najosetljivijih i najpovredljivih zona montažnih industrijskih hala su mesta konstruktivnih veza, koje su uvedene da bi omogućile međusobno povezivanje različitih montažnih konstruktivnih elemenata.

Skoro u svim slučajevima jakih zemljotresa javljaju se evidentni problemi oštećenja i rušenja konstruktivnih veza. Zbog ovih strogo lokalnih pojava dolazi do značajnih oštećenja ili potpunog rušenja objekata.

Problem ponašanja konstruktivnih veza u toku zemljotresa nije dovoljno istražen i nije adekvatno tretiran u postojećim propisima za građenje seizmički sigurnih objekata tipa polumontažnih ili montažnih industrijskih hala.

Drastični primeri teških oštećenja konstruktivnih veza dati su radi ilustracije na nekoliko slika : sl. 8.1, sl. 8.2, sl. 8.3b, sl. 8.4b, sl. 8.5b, sl. 8.5d i sl. 8.5e. Navedeni primeri ukazuju da primena nedovoljno pouzdanih detalja veza može dovesti do velikih oštećenja i rušenja montažnih industrijskih hala.

U svetskim razmerama problem projektovanja i građenja montažnih industrijskih hala sa polukrutim vezama zahteva detaljno proučavanje zbog nužne potrebe unapređenja

dosad primenjivane tehnologije. Zbog toga se u svetu, a i kod nas u skorije vreme finansiraju značajni naučno istraživački projekti.

8.5 Cilj i naučni doprinos eksperimentalnih i analitičkih istraživanja

Na teritoriji Republike Srbije i u svim zemljama našeg regiona u poslednjih tridesetak godina intenzivno se grade montažne i polumontažne industrijske hale. Teritorija Republike Srbije kao i ceo region Jugoistočne Evrope je seizmički aktivan, a buduća seizmička aktivnost nije dovoljno pouzdano procenjena i pored postojanja različitih mapa očekivanog seizmičkog hazarda. Realno stanje u Republici Srbiji u ovoj oblasti praktično se zasniva na sledećim činjenicama:

- (1) Građenje industrijskih hala sa polukrutim vezama generalno sledi standarde razvijenijih zemalja (Italija, Slovenija i dr.) sa određenim domaćim modifikacijama;
- (2) Postojeći standardi građenja industrijskih hala ne obezbeđuju adekvatan stepen seizmičke zaštite;
- (3) Seizmičnost Jugoistočne Evrope pa i Srbije nije pouzdano istražena. Zbog toga su nastajali i mogu nastati mnogo jači zemljotresi nego što definišu postojeće karte seizmičkog hazarda (očekivana seizmička iznenađenja);
- (4) Imajući u vidu mnoštvo izgrađenih objekata u Republici Srbiji za različite namene, potencijalni seizmički rizik industrijskih hala sa polukrutim vezama je izuzetno visok, i ne sme se tolerisati;
- (5) Adekvatna istraživanja mogu dovesti do veoma značajnog kvalitativnog unapređenja konstruktivnih sistema i poboljšanja standarda za projektovanje i građenje ovakvih objekata, čime bi se ostvarila značajna redukcija seizmičkog rizika;
- (6) Promovisanjem poboljšanih konstruktivnih sistema građenja industrijskih hala sa polukrutim vezama ne bi došlo do značajnog uvećanja izdataka, a seizmička sigurnost istih može biti bitno poboljšana.

Zbog toga su u ovom delu disertacije realizovana sopstvena eksperimentalna i analitička istraživanja sa sledećim ciljevima:

- (1) Da se realizacijom eksperimentalnih ispitivanja fizičkih modela u prirodnoj veličini karakterističnih konstruktivnih veza i komponenata odabranog reprezentativnog sistema ostvari detaljno sagledavanje realnih seizmičkih performansi ispitivanih veza i komponenata;

- (2) Kako eksperimentalni rezultati ukazuju na veliku kompleksnost realnog ponašanja primenjivanih konstruktivnih veza i komponenata, potrebno je posvetiti posebnu pažnju pri analitičkom modeliranju ovih sistema;
- (3) Zbog navedene kompleksnosti problema, u ovim analitičkim istraživanjima formulisana je unapređeni matematički koncept za nelinearnu analizu seizmičkog odgovora hala sa polukrutim vezama, (poglavlje 10);
- (4) Za ostvarivanje navedenih ciljeva, u poglavlju 11, formulisana je teoretska procedura za nelinearnu analizu seizmičkog odgovora hala sa polukrutim vezama. Korišćen je kompjuterski program NORA2005 (Nonlinear Response Analysis Program), koji je ukratko izložen u poglavlju 12, zajedno sa svim mogućim opcijama kompjuterske analize sistema;
- (5) Da bi se detaljnije sagledale fenomenološke promene i oštećenja konstruktivnog sistema u slučaju slabih, srednjih i jakih zemljotresa, izvršena su obimna analitička istraživanja seizmičkog odgovora odabrane karakteristične dvospratne industrijske hale, u poprečnom i podužnom pravcu. Analiza rezultata prikazana je u poglavljima 14 i 15;
- (6) U poglavlju 16 sumirana su osnovna saznanja dobijena na osnovu izvršenih kompleksnih teorijskih, eksperimentalnih i analitičkih istraživanja, a u poslednjem poglavlju 17 formulisani su zaključci i preporuke za dalja istraživanja i za unapređenje seizmičke otpornosti konstrukcija hala sa polukrutim vezama.

9 EKSPERIMENTALNA ISTRAŽIVANJA PONAŠANJA KONSTRUKTIVNIH VEZA U PRIRODNOJ VELIČINI PRI DEJSTVU CIKLIČNIH OPTEREĆENJA DO LOMA

9.1 Program eksperimentalnih ispitivanja modela

Kompanija Morava Krušce kod Niša finansirala je realizaciju veoma obimnog programa eksperimentalnih istraživanja karakterističnih konstruktivnih veza koje se primenjuju u praksi. Predviđena eksperimentalna istraživanja su realizovana u Institutu za zemljotresno inženjerstvo i inženjersku seizmologiju (IZIIS) u Skoplju.

Realizacijom projekta rukovodio je prof. dr Danilo Ristić. Istraživački tim je bio mešoviti, sastavljen od istraživača iz IZIIS-a i istraživača sa Građevinsko-arhitektonskog fakulteta u Nišu, pod rukovodstvom prof. dr Slavka Zdravkovića.

Autor ove doktorske disertacije je veoma zahvalan što je dobio izuzetnu priliku da kao član istraživačkog tima iz Srbije učestvuje u realizaciji ovog jedinstvenog, veoma obimnog eksperimentalnog istraživanja, koje je realizovano sa ciljem da se njegovi rezultati primene na području Jugoistočne Evrope.

Rezultati ovih eksperimentalnih istraživanja imaju posebno veliki značaj zbog toga što su svi ispitivani fizički modeli konstruktivnih veza projektovani i izvedeni u prirodnoj veličini (1:1).

Ova činjenica uslovlila je konstruisanje modela u prirodnoj veličini, sa ugrađenom armaturom i vezama do najsitnijih detalja.

Svi eksperimentalni rezultati kao i kompletan uvid u nelinearno ponašanje ispitivanih modela, u potpunosti odražavaju realne karakteristike i imaju izuzetno veliki značaj kao sigurna baza podobna za donošenje zaključaka u domenu naučno istraživačkih i razvojnih faza i aktuelne praktične primene istraživanih konstruktivnih veza i različitih varijanti konstruktivnih sistema intenzivno primenjivanih pri građenju montažnih objekata i posebno industrijskih hala u Srbiji i šire.

Eksperimentalna istraživanja modela u prirodnoj veličini omogućavaju znatno veću pouzdanost dobijenih podataka i opservacija. Smanjenje modela za ovakva istraživanja se ne preporučuje jer bi tako dobijeni eksperimentalni rezultati bili praktično neupotrebljivi.

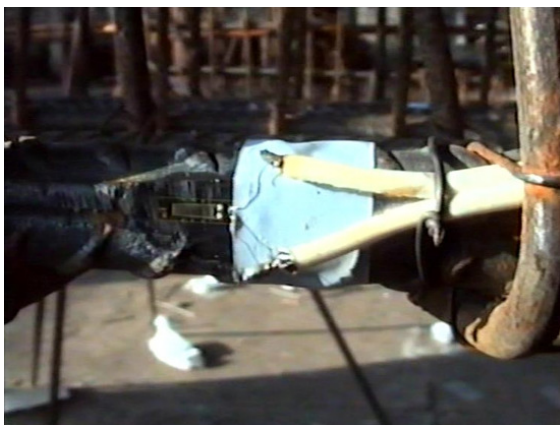


Sl. 9.1 Armatura nosača A-30.

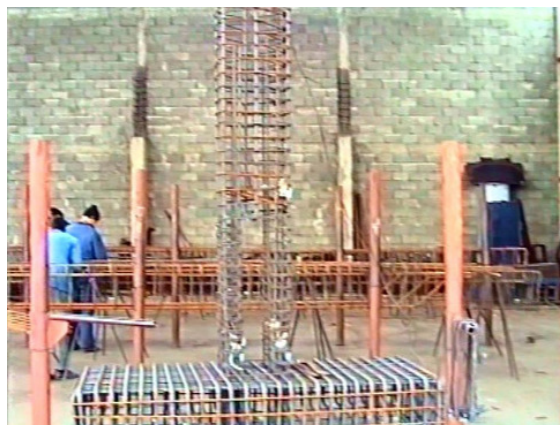


Sl. 9.2 Montaža mernih traka na armaturi modela.

Ukupna težina samo jednog ispitivanog modela je iznosila i do $G=70\text{kN}$. Svi modeli su izrađeni i unutrašnje instrumentirani u pogonima kompanije MORAVA, Krušce (Sl. 9.1 do Sl. 9.10) i kao gotovi transportovani u Institutu (IZIIS) u Skoplju u laboratoriju za dinamička ispitivanja (LDI), gde su izvršena predviđena specifična eksperimentalna ispitivanja svih modela do stadijuma loma.



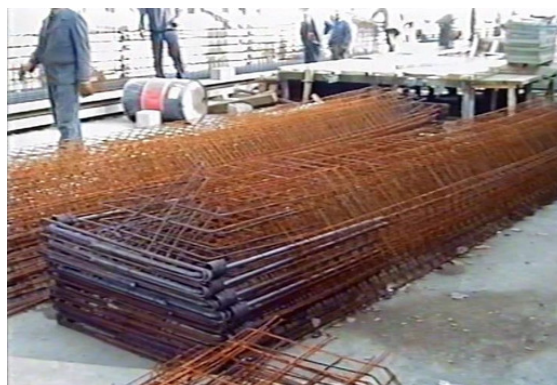
Sl. 9.3 Montirana i zaštićena merna traka.



Sl. 9.4 Armatura i merne trake modela EM-6



Sl. 9.5 Nosači A-30 na stazi za prednaprezanje i betoniranje.



Sl. 9.6 Armatura atheziono prednapregnutih krovnih koruba

Zbog navedenih činjenica i ciljeva, realizacija programa eksperimentalnih istraživanja zahtevala je vreme od skoro dve godine. U tom vremenskom periodu završene su sve potrebne projektne faze i to:

- (1) priprema koncepta istraživanja;
- (2) projektovanje modela i sistema za eksperimentalna ispitivanja;
- (3) izrada svih modela primenjujući autentičnu tehnologiju;
- (4) transport modela;
- (5) projektovanje instrumentalizacije modela;
- (6) instaliranje i ispitivanje modela;
- (7) akvizicija eksperimentalnih rezultata;
- (8) obrada eksperimentalnih rezultata i priprema elaborata sa svim neophodnim detaljnim podacima na osnovu istraživanja.



Sl. 9.7 Produkcija krovnih koruba



Sl. 9.8 Produkcija međuspratnih koritnica

U ovoj disertaciji se analiziraju najznačajniji rezultati eksperimentalnih ispitivanja koji su iskorišćeni za formulisanje unapređenog matematičkog koncepta za nelinearnu

analizu seizmičkog odgovora hala sa polukrutim vezama, kao nov teoretski prilaz rešavanju problema seizmičke otpornosti ovih specifičnih objekata za slučaj dejstva jakih zemljotresa.

Program realizovanih eksperimentalnih istraživanja obuhvatio je pet najkarakterističnijih konstruktivnih veza i nekonstruktivnih segmenata:

- (1) konstruktivne veze međuspratne grede sa ugaonim stubom;
- (2) nosivosti veze i kontinuiteta za prijem negativnog momenta na mestu oslanjanja koritnica iz dva polja;
- (3) veze stuba sa čašicom temeljne stope;
- (4) veze oslabljenog stuba na mestu oslanjanja međuspratnih nosača;
- (5) kapaciteta nosivosti nosača međuspratnih konstrukcija koji uključuju oslanjanje međuspratne koritnice.

Predviđena eksperimentalna istraživanja su realizovana, čime je obezbeđena značajna baza eksperimentalnih rezultata.



Sl. 9.9 Armatura i merne trake modela EM-5



Sl. 9.10 Armatura i merne trake modela EM-7

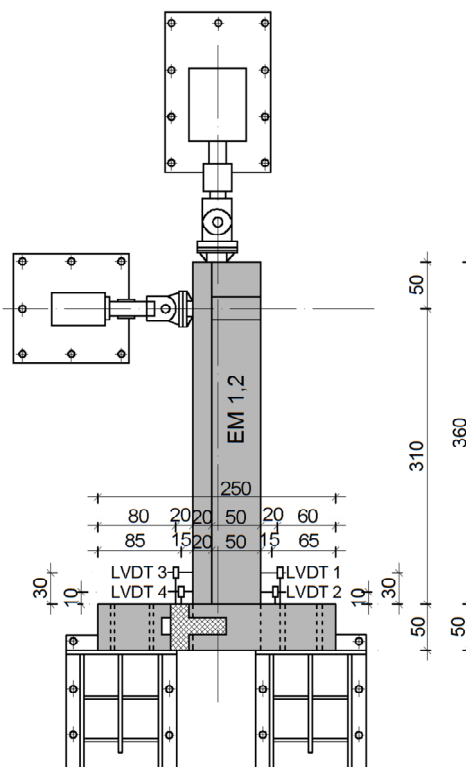
U ovom poglavlju, prikazani su najznačajniji eksperimentalni rezultati pojedinačnih ispitivanja realnih ponašanja ispitivanih fizičkih modela i veza.

9.2 Procedure nelinearnih cikličnih kvazi-statičkih ispitivanja fizičkih modela konstruktivnih veza do stadijuma loma i dobijeni rezultati

9.2.1 Eksperimentalno ispitivanje karakteristika nelinearnog ponašanja veze međuspratne grede sa ugaonim stubom

Eksperimentalno ispitivanje karakteristika nelinearnog ponašanja veze međuspratne grede sa ugaonim stubom izvršeno je na dva fizička modela izvedena u prirodnoj veličini koji su označeni kao eksperimentalni model-1 (EM-1) i eksperimentalni model-2 (EM-2). Ova dva identična modela, pored ostalog, omogućavaju utvrđivanje

stvarnog nivoa potencijalne varijacije kvaliteta građenja montažne polukrute veze. Dispozicija ispitivanih modela EM-1 i EM-2 sa instrumentima za akviziciju eksperimentalnih rezultata prikazana je na sl. 9.2.1.1. Deo montažnog stuba dimenzija 50x50cm oslonjen je na dva metalna oporca i pričvršćen zavrtnjevima koji obezbeđuju potpuno uklještenje. U postojeća dva ortogonalna otvora ugrađene su dve međuspratne grede, jedna kraća (za simulaciju) i jedna duža.



Sl. 9.2.1.1 Dispozicija ispitivanih modela EM-1 i EM-2 sa instrumentima za akviziciju eksperimentalnih podataka.

Cilj eksperimenta je bio da se utvrdi efektivni stepen uklještenja duže standardne grede T-70 koja poseduje "pero" uvučeno u otvor ugaonog stuba. Monolitizacija ove veze je izvršena standardnim postupkom zalivanja cementnim malterom koji primenjuje izvođač. Ispitivanje stepena uklještenja grede T-70 izvršeno je pod simultanim dejstvom konstantne (relativno male) aksijalne sile i ciklične transverzalne sile vođene putem zadate ciklične istorije pomeranja sa različitim amplitudama do loma. Na ovaj način je registrovan intenzitet sile za svaku vrednost pomeranja i dobijena je histerezisna zavisnost sila-pomeranje.

Fotografije dispozicija ispitivanog modela EM-1 i modela EM-2 date su na sl. 9.2.1.4 i sl. 9.2.1.6, a značajan stepen oštećenja (lom veze) grednog nosača sa stubom dat je na sl. 9.2.1.5 i sl. 9.2.1.7.



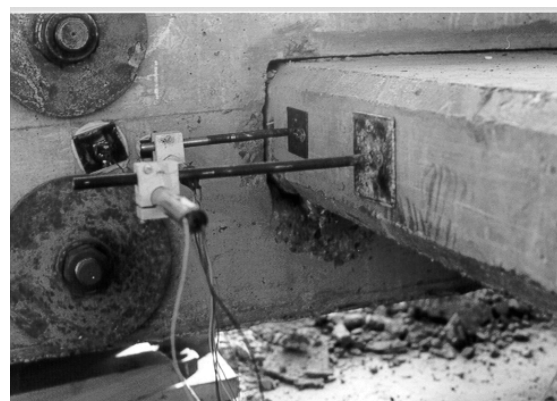
Sl. 9.2.1.4 Model EM-1: Dispozicija ispitivanog modela



Sl. 9.2.1.5 Model EM-1: Lom veze grednog nosača sa stubom

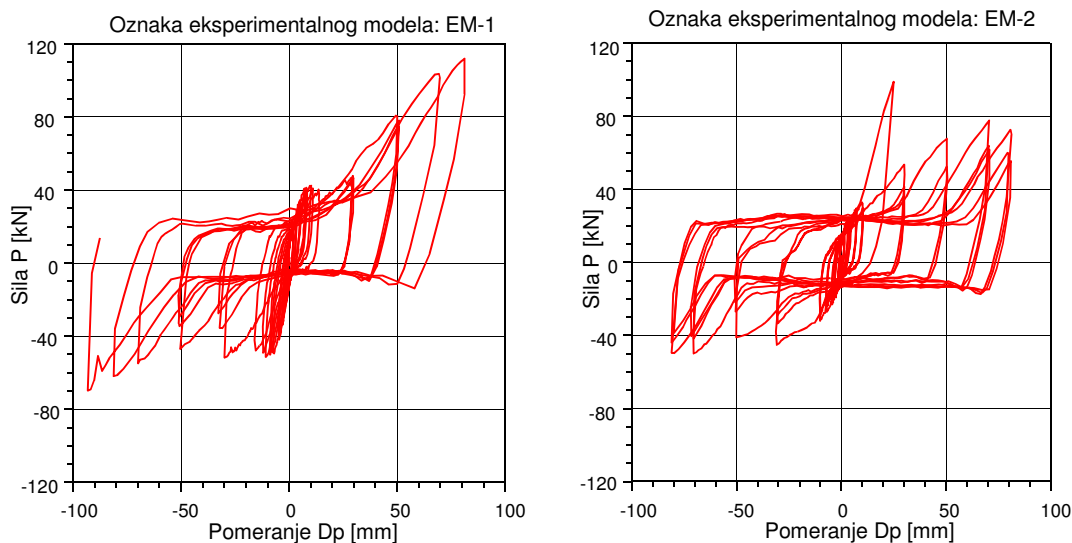


Sl. 9.2.1.6 Model EM-2: Dispozicija ispitivanog modela



Sl. 9.2.1.7 Model EM-2: Lom veze grednog nosača sa stubom

Pri realizaciji ovih eksperimenata, ispitivanje modela EM-1 i modela EM-2, omogućeno je primenom instrumentacijom za kritičan poprečni pravac dobijanje (registrovanje) rotacija (krivine) pri svakom iznosu sila. Na ovoj način, koristeći poznatu silu, dobijena je vrednost momenta savijanja, a samim tim i generisanje realnih histerezisnih zavisnosti moment-krivina ($M-\phi$) koje imaju veliki značaj pri formulisanju modela za simulaciju realnog histerezisnog ponašanja polukrutih veza. Oblik ovih zavisnosti je veoma sličan sa dobijenim histerezisnim zavisnostima sila-pomeranje i zbog toga u ovom delu iste nisu prikazane. Registrovana nelinearna histerezisna zavisnost sila-pomeranje ($F-D$) za ispitivanu vezu međuspratne grede T-70 sa ugaonim stubom prikazana je na sl. 9.2.1.2. Histerezisna zavisnost sila-pomeranje ($F-D$) za ispitivani model EM-2 prikazana je na sl. 9.2.1.3.



Sl. 9.2.1.2 i Sl. 9.2.1.3 Modeli EM-1 i EM-2: Eksperimentalna zavisnost sila-pomeranje($F-D$).

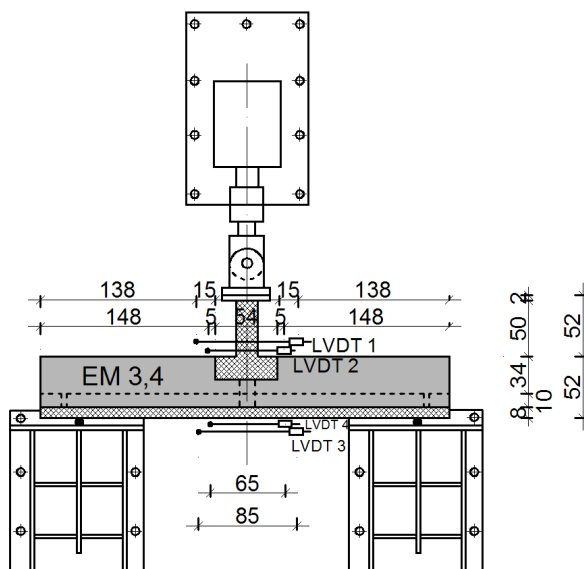
Na osnovu dobijenih eksperimentalnih rezultata moguće je izvesti sledeće zaključake:

- (1) Oblik histerezisnih dijagrama za oba modela je veoma sličan;
- (2) U prvoj fazi rada veze (za manje ciklične deformacije) konstruktivna veza prima manju silu, a zatim se javlja faza "tečenja" koju karakteriše zadržavanje konstantne sile za opseg značajnih deformacija u intervalu $D = \pm 30-40\text{mm}$.
- (3) Za veće zadate deformacije u završnoj fazi konstruktivna veza pokazuje tendenciju očvršćavanja, što se manifestuje prijemom povećanih poprečnih sila i porastom deformacija.
- (4) Konstruktivna veza je ispitivana zadavanjem relativno male aksijalne sile pritiska i registrovana histerezisna zavisnost je validna za takve obezbeđene uslove u praksi.
- (5) Pri dejstvu zemljotresa, u dinamičkim uslovima, realne aksijalne sile u određenom trenutku mogu izazvati zatezanje elementa. To stanje mora biti obezbeđeno tako što će veza biti unapređena dodatnim uređajem koji će sprečiti izvlačenje "pera" iz predviđenog ležišta.
- (6) Da bi se postigla sigurnost ove veze i za dejstvo najjačih zemljotresa, neophodno je unaprediti postojeću tehnologiju formiranja veze glavnog nosača i ugaonog stuba.
- (7) Konceptija, projektovanje i izvođenje ove konstruktivne veze ispunjava projektne uslove za statičko opterećenje. Veza, uglavnom, ispunjava propisane kriterijume za projektovanje objekata u seizmičkim regionima, ali to nije dovoljno.
- (8) Za ovu vezu realno nije dovoljno da se zadovolje propisani i definisani uslovi samo prema postojećim propisima koji se odnose na okvirne AB sisteme.

- (9) Za sisteme industrijskih hala sa montažnim vezama, ova značajna konstruktivna veza treba da bude unapređena i projektovana za sva moguća kompleksna dinamička dejstva sa "kritičnim ekscresnim uslovima i kombinacijama opterećenja".

9.2.2 Eksperimentalno ispitivanje kapaciteta nosivosti veze za dejstvo negativnog momenta na mestu oslanjanja koritnica iz dva susedna polja

Eksperimentalno ispitivanje karakteristika nelinearnog ponašanja veze za kontinuitet za ciklično dejstvo negativnog momenta na mestu oslanjanja koritnica iz dva susedna polja je izvršeno na dva fizička modela označena kao eksperimentalni model-3 (EM-3) i model-4 (EM-4). Kod modela EM-3 AB sloj za kontinuitet je armiran jednim slojem mrežaste armature, dok je kod modela EM-4, AB sloj armiran sa dva sloja mrežaste armature. Dispozicija ispitivanih modela EM-3 i EM-4 sa instrumentima za akviziciju eksperimentalnih rezultata prikazana je na sl. 9.2.2.1.



Sl. 9.2.2.1 Dispozicija modela EM-3 i EM-4 sa instrumentima za akviziciju eksperimentalnih podataka.

Montažne koritnice iz dva polja oslanjaju se na T-nosač, a zatim je preko njih betoniran na licu mesta armiranobetonski sloj za ostvarivanje potrebnog kontinuiteta. Pri tome je primenjena odgovarajuća ankerna armatura (mestimični ankeri) za ostvarivanje veze između starog betona montažnih koritnica i novog betona upotrebljenog na licu mesta za AB ploču kojom se ostvaruje monolitizacija i kontinuitet.

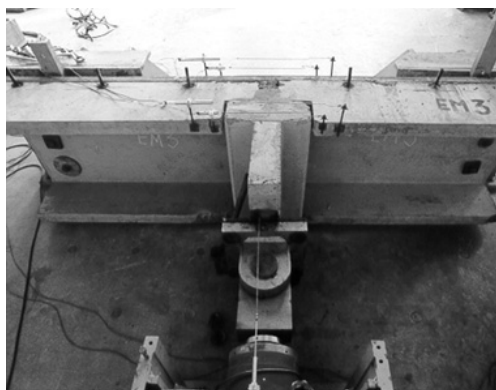
U laboratoriji, obe armiranobetonske koritnice na svojim krajevima oslonjenje su na dva metalna oslonca sa fizičkom simulacijom pokretnih ležišta koja se linijski oslanjaju na armaturu većeg prečnika.

U sredini raspona, gde se koritnice oslanjaju na montažni T-nosač, iskorišćeno je rebro T-nosača za zadavanje ciklične sile pritiska kojom se izaziva pojava negativnog momenta sa postepenim uvećanjem do loma, što je i cilj eksperimentalnog ispitivanja.

Eksperimentalno ispitivanje realizovano je zadavanjem ciklične sile pritiska do određenog iznosa u datom ciklusu i odmah zatim sledi rasterećenje do registracije veoma male sile pritiska, odnosno blizu nule.

Za vođenje kompletnog eksperimenta korišćena je propisana istorija pomeranja sa rastućim amplitudama deformacija. U prvom ciklusu zadata je veoma mala deformacija posle koje se pri rasterećenju ne javlja zaostala deformacija. Porastom deformacija u narednim ciklusima javljaju se plastične deformacije, čija vrednost postepeno raste.

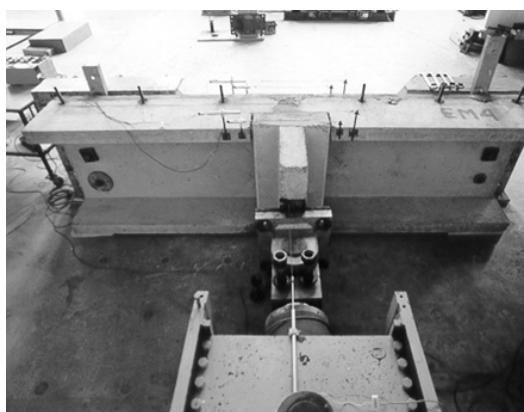
Na sl. 9.2.2.4 i sl. 9.2.2.6 prikazana je dispozicija eksperimentalnog ispitivanog modela EM-3 i modela EM-4, a na sl. 9.2.2.5 faza deformisanog modela sa značajnom trajnom deformacijom u fazi loma konstruktivne veze. Na narednoj sl. 9.2.2.7 su prikazane velike pukotine u ploči za kontinuitet u fazi loma ispitivane konstruktivne veze.



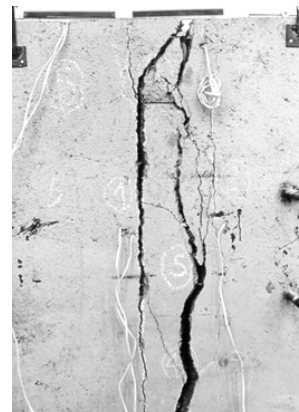
Sl. 9.2.2.4 Model EM-3: Dispozicija ispitivanog modela



Sl. 9.2.2.5 Model EM-3: Velike deformacije veze na mestu oslanjanja

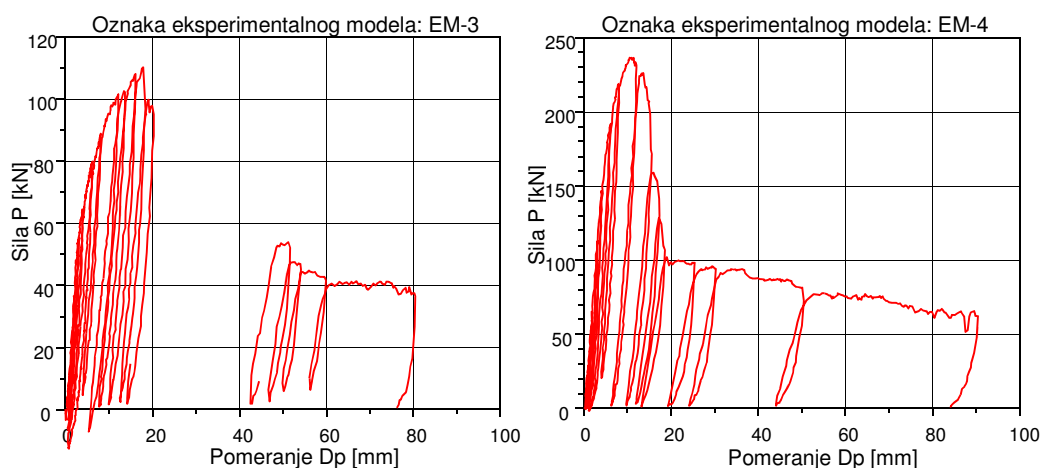


Sl. 9.2.2.6 Model EM-4: Dispozicija ispitivanog modela



Sl. 9.2.2.7 Model EM-4: Velike pukotine u ploči za kontinuitet

Posle kompletne realizacije ispitivanja EM-3 i EM-4, na bazi registrovanih eksperimentalnih rezultata dobijena je kompletna nelinearna histerezisna zavisnost sila-pomeranje (Sl. 9.2.2.2 i Sl. 9.2.2.3). Prilikom eksperimenta na modelu EM-3 za vrednosti pomeranja od 20mm do 40mm iz tehničkih razloga sila nije registrovana.



Sl. 9.2.2.2 Model EM-3 i Sl. 9.2.2.3 Model EM-4: Eksperimentalna zavisnost sila-pomeranje ($F-D$).

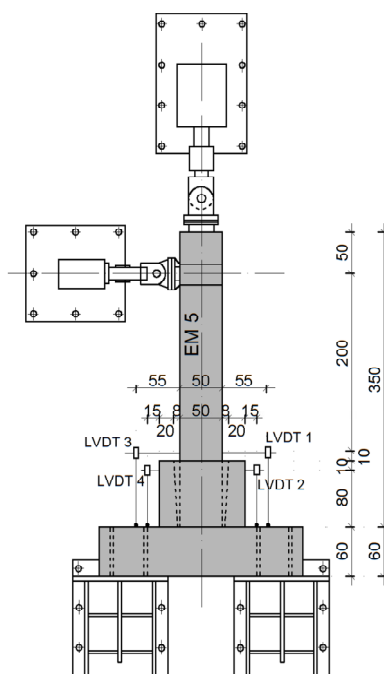
S obzirom da su ispitivani modeli EM-3 i EM-4 geometrijski bili identični, a sa različitom armaturom u AB ploči za kontinuitet, analizom dobijenih histerezisnih zavisnosti može se zaključiti:

- (1) Ispitivana konstruktivna veza za kontinuitet koritnice iz dva susedna polja pokazuje ujednačen kvalitet građenja pošto su dobijene histerezisne zavisnosti za dva nezavisna ispitivanja po obliku skoro identične, a razlika u iznosu sila granične nosivosti adekvatno odražava razliku u armiranju AB sloja za kontinuitet.
- (2) U prvoj fazi rada veze, do dostizanja granične sile nosivosti, javlja se blaga nelinearnost anvelopne krive za sve ponovljene cikluse.
- (3) Posle dostizanja granične sile nosivosti, za svaki naredni ciklus opterećenja i rasterećenja dolazi do naglog pada sile nosivosti. Granična sila nosivosti ove veze posle pada ostaje na nivou od oko 1/3 od maksimalne registrovane granične sile nosivosti odnosno do pojave krteg loma.
- (4) Primenjen (uvećan) procenat armiranja značajno i direktno povećava graničnu silu nosivosti.

- (5) Ovaj eksperiment ukazuje na realno ciklično ponašanje veze samo za dejstvo cikličnog negativnog momenta kada je krak unutrašnjih sila pritiska u betonu i zatezanje u armaturi najveći.
- (6) U slučaju zemljotresnog dinamičkog dejstva, za pozitivne momente savijanja krak sila bi bio veoma mali, a zategnuta armatura čak i ne postoji. Granična sila nosivosti u tom slučaju bi bila veoma mala što je nepovoljno.
- (7) Za dinamička dejstva u slučaju jakih zemljotresa, neophodno se nameće potreba da se postojeća konstruktivna veza ovog tipa na mestu gde se oslanjaju koritnice iz dva susedna polja, tehnološki unapredi. Posle toga karakteristike nove veze treba u celini da budu eksperimentalno verifikovane, kako bi se definisali adekvatni projektni uslovi i kriterijumi.

9.2.3 Eksperimentalno ispitivanje karakteristika nelinearnog ponašanja veze stuba sa čašicom temeljne stope

Eksperimentalno ispitivanje karakteristika nelinearnog ponašanja veze montažnog armiranobetonskog stuba sa čašicom temeljne stope izvršeno je na modelu EM-5. Dispozicija ispitivanog modela EM-5 sa instrumentima za akviziciju eksperimentalnih rezultata prikazana je na sl. 9.2.3.1.

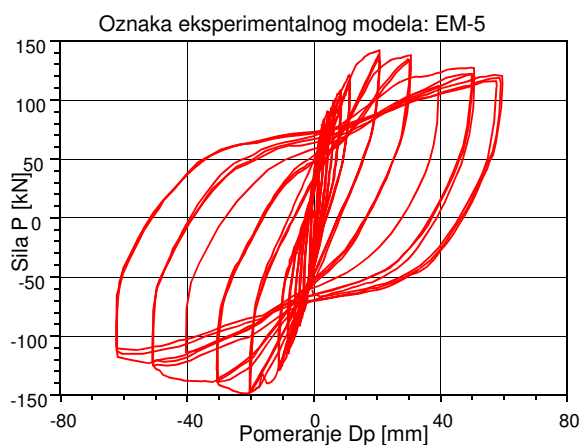


Sl. 9.2.3.1 Dispozicija modela EM-5 sa instrumentima za akviziciju eksperimentalnih podataka.

Fizički model ove veze u osnovi poseduje AB temeljnu stopu na kojoj je u prirodnoj veličini i sa potrebnom armaturom izvedena armiranobetonska čašica sa otvorom

u kome se montira montažni armiranobetonski stub. Eksperimentalni model čini deo AB stuba potrebne dužine i sa realnom armaturom. Posle montaže AB stub je adekvatno zaliven u formiranu čašicu primenjujući praktičnu proceduru. Na drugom kraju stuba formirane su odgovarajuće veze za aplikaciju konstantne aksijalne sile i poprečne ciklične sile u toku realizacije eksperimenta.

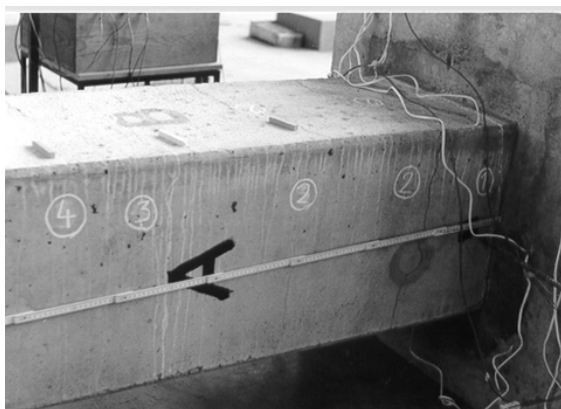
Za izvođenje kompletnog eksperimenta korišćena je propisana ciklična istorija pomeranja sa rastućim amplitudama. Na sl. 9.2.3.3 prikazana je dispozicija modela EM-5 pripremljenog za ispitivanje, a na sl. 9.2.3.4 i sl. 9.2.3.5 prikazana je sukcesivna propagacija pukotina u modelu za raniju i kasniju fazu, respektivno.



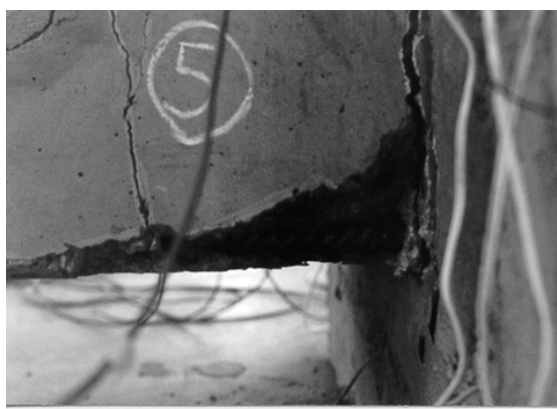
Sl. 9.2.3.2 Model EM-5: Eksperimentalna zavisnost sila-pomeranje (F-D) za AB stub u čašici.



Sl. 9.2.3.3 Model EM-5: Dispozicija ispitivanog modela



Sl. 9.2.3.4 Model EM-5: Prikaz propagacije pukotina u modelu



Sl. 9.2.3.5 Model EM-5: Prikaz pukotina u modelu i dela slomljenog zaštitnog sloja

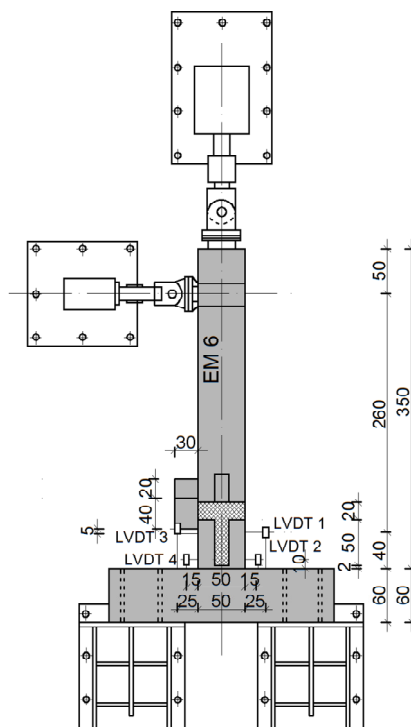
Posle realizacije ispitivanja EM-5, na bazi registrovanih eksperimentalnih rezultata dobijena je nelinearna histerezisna zavisnost sila-pomeranje (F-D), prikazana na sl. 9.2.3.2.

Sumirajući generalno rezultate na osnovu kojih su sagledane realne nelinearne karakteristike ponašanja veze montažnog AB stuba sa čašicom temeljne stope dolazi se do sledećih konstatacija:

- (1) U toku realizacije kompletnog eksperimentalnog ispitivanja, uključujući i dostizanje maksimalne sile nosivosti, nisu uočena nikakva oštećenja čašice.
- (2) Čašica obezbeđuje po formi i po načinu armiranja uspešno i pouzdano tehnološko rešenje.
- (3) Razvijanje pukotina u stubu pravilno propagira sve do dostizanja maksimalne sile nosivosti, što rezultira pravilnom anvelopnom krivom kojom se manifestuje realna nelinearnost stuba za ciklično dejstvo opterećenja.
- (4) Za veće deformacije, granična sila nosivosti sukcesivno pada ali ne naglo i u većem iznosu.
- (5) Montažni armiranobetonski stub u toku kompletnog eksperimentalnog ispitivanja pokazuje veoma stabilno nelinearno histerezisno ponašanje što je veoma pozitivno.
- (6) Duktilnost kritičnog poprečnog preseka AB stuba je sasvim zadovoljavajuća, što ukazuje da je tehnologija projektovanja i građenja montažnih stubova sa ovakvom vezom sa čašicom temelja sasvim korektna i nisu potrebne nikakve promene.

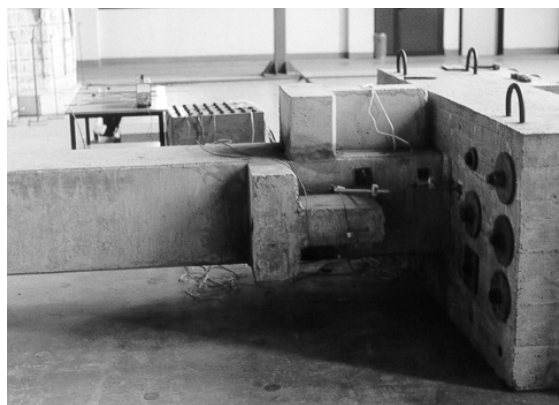
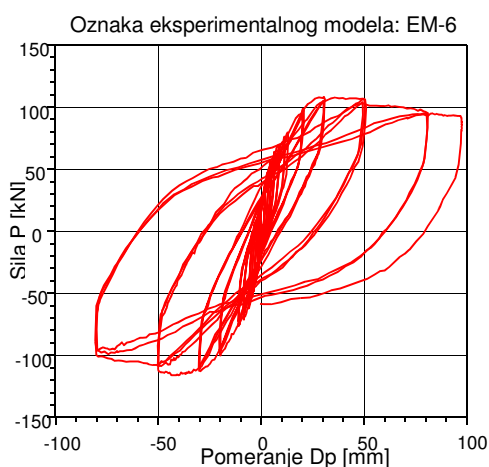
9.2.4 Eksperimentalno ispitivanje karakteristika nelinearnog ponašanja veze oslabljenog stuba na mestu veze sa međuspratnim nosačima

Eksperimentalno ispitivanje karakteristika nelinearnog ponašanja veze oslabljenog stuba na mestu veze sa međuspratnim nosačima izvršeno je na fizičkom modelu u prirodnoj veličini označenom kao EM-6. Dispozicija ispitivanog modela sa predviđenim instrumentima za akviziciju eksperimentalnih rezultata prikazana je na sl. 9.2.4.1. Fizički model ove veze formiran je tako što je ispod oslabljenog preseka stuba betonirana kruta baza u koju je uklješten stub sa delom oslabljenog preseka. Pri tome kruta baza je iskorišćena u laboratoriji za njeno fiksiranje za dva metalna oporca simulirajući potpuno uklještenje. Na delu oslabljenog stuba umetnuti su segmenti montažnih horizontalnih greda zaliveni cementnim malterom. Na taj način je realno simulirana veza oslabljenog stuba sa međuspratnim nosačima.



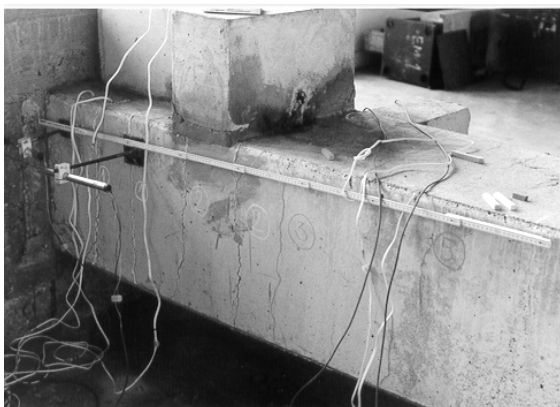
Na drugom kraju stuba formirane su odgovarajuće veze za aplikaciju konstantne aksijalne sile i poprečne ciklične sile u toku realizacije kvazi-statičkog ispitivanja do stadijuma loma.

Za ovo ispitivanje korišćena je ciklična istorija pomeranja sa rastućim amplitudama u svakom narednom ciklusu. Na sl. 9.2.4.3 prikazana je dispozicija eksperimentalnog modela EM-6, a na sl. 9.2.4.4 i sl. 9.2.4.5 prikazan je način sukcesivne propagacije pukotina u kritičnom segmentu, za raniju i kasniju fazu, respektivno.

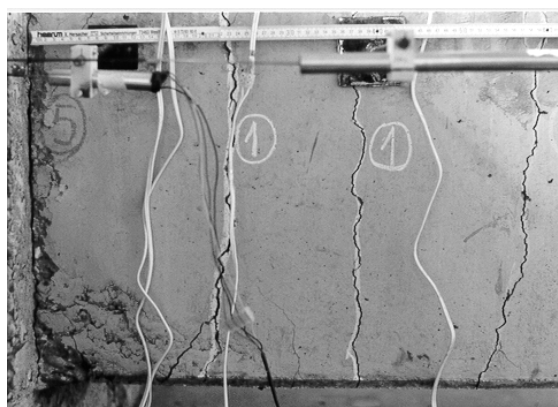


Sl.9.2.4.2 Model EM-6: Eksperimentalna zavisnost sila-pomeranje (F - D) za oslabljen AB stub na mestu veze sa međuspratnim gredama.

Sl. 9.2.4.3 Model EM-6: Dispozicija ispitivanog modela



**Sl. 9.2.4.4 Model EM-6: Prikaz propagacije
pukotina u modelu**



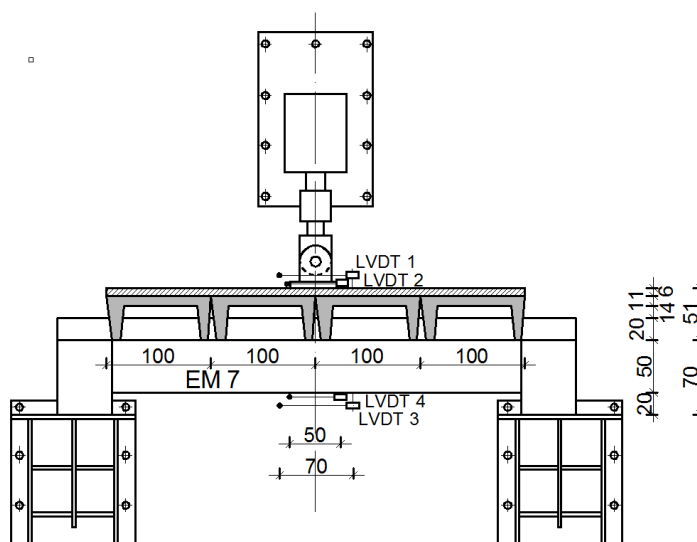
**Sl. 9.2.4.5 Model EM-6: Prikaz pukotina u modelu
i slomljenog dela u kritičnom preseku**

Posle ispitivanja eksperimentalnog modela EM-6, iskorišćeni su akvizicijom registrovani eksperimentalni rezultati i iscertana je nelinearna histerezisna zavisnost sila-pomeranje prikazana na sl. 9.2.4.2. I u ovom slučaju sumirajući realno nelinearne karakteristike ponašanja veze oslabljenog stuba na mestu veze sa međuspratnim nosačima, mogu se izvući sledeći zaključci:

- (1) Eksperimentalni rezultati ukazuju da je nelinearno ponašanje veze oslabljenog stuba na mestu veze sa međuspratnim nosačima veoma stabilno;
- (2) Ova konstruktivna veza pokazuje punu stabilnost nelinearnosti, od početka do loma i to za dejstvo simulirane (obostrane) sile opterećenja;
- (3) Razvijanje pukotina i njihova propagacija u stubu je pravilno distribuirana sve do dostizanja maksimalne sile nosivosti;
- (4) Anvelopna kriva nelinearnog histerezisnog dijagrama je stabilna i simetrična za oba pravca opterećenja do loma;
- (5) Za veće deformacije granična sila se postepeno smanjuje, ne doživljava nagli pad, što ukazuje da veza na oslabljenom delu stuba pokazuje veoma dobru duktilnost;
- (6) Sve pozitivne nelinearne karakteristike ukazuju da je veza oslabljenog stuba sa međuspratnim gredama korektno projektovana i izvedena;
- (7) Kako u slučaju jakih zemljotresa međuspratni nosači mogu biti opterećeni i zatežućim silama, pozitivno ponašanje ove veze može biti dovedeno u pitanje. Preporučuje se da se tehnologija izvođenja veze unapredi dodatnim sigurnosnim elementima koji bi obezbedili prijem zatežućih sila i povoljno nelinearno ponašanje veze.

9.2.5 Eksperimentalno ispitivanje kapaciteta nosivosti nosača međuspratnih konstrukcija koji uključuje oslanjanje međuspratne koritnice

Eksperimentalno ispitivanje kapaciteta nosivosti nosača međuspratne konstrukcije koji uključuje delove oslonjene međuspratne koritnice izvršeno je na fizičkom modelu EM-7 datom u prirodnoj veličini. Dispozicija ispitivanog modela EM-7 sa predviđenim instrumentima za akviziciju eksperimentalnih rezultata prikazana je na sl. 9.2.5.1.



Sl.9.2.5.1 Dispozicija ispitivanog modela EM-7 sa instrumentima za akviziciju eksperimentalnih podataka.

Fizički model ispitivanog nosača je oformljen u saglasnosti sa prirodnim uslovima. Najpre je projektovan deo nosača sa realnim osloncima na oba kraja koji su poslužili da obezbede adekvatno pričvršćavanje istih u laboratoriji za dva oporca koji obezbeđuju uslove veoma krutog oslonca.

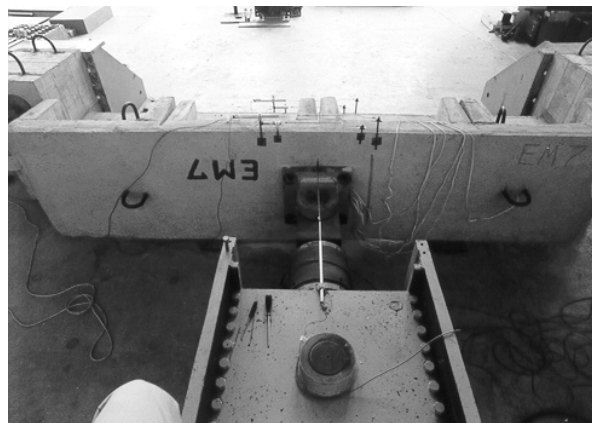
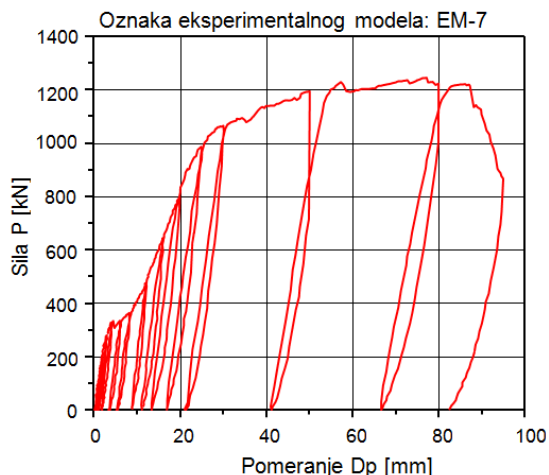
Na nosač su oslonjene montažne koritnice, a zatim je betoniran sloj betona za izravnanje i povezivanje. Tako je formiran nosač međuspratne konstrukcije koji uključuje delove međuspratne konstrukcije.

Na sredini nosača izvedena je adekvatna veza za nanošenje ciklične sile pritiska hidrauličnim pistonom.

Eksperimentalno ispitivanje veze realizovano je aplikacijom ciklične sile za opterećenje i rasterećenje. Sila pritiska se najpre povećava do određenog iznosa i odmah zatim sledi rasterećenje do približno nulte vrednosti sile pritiska.

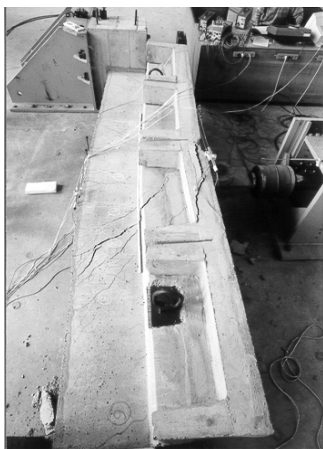
Za realizaciju eksperimenta korišćena je propisana istorija pomeranja sa rastućim amplitudama deformacija. Porastom deformacije u svakom narednom ciklusu, pri rasterećenju modela dobijaju se sve veće plastične deformacije.

Na sl. 9.2.5.3, prikazana je dispozicija ispitivanog modela EM-7. Na sl. 9.2.5.4 dat je prikaz propagacije pukotina za duboku fazu nelinearnosti sa vidljivim stepenom plastičnih deformacija. Na sl. 9.2.5.5 dat je prikaz širokih pukotina u modelu u zoni kritičnog poprečnog preseka.

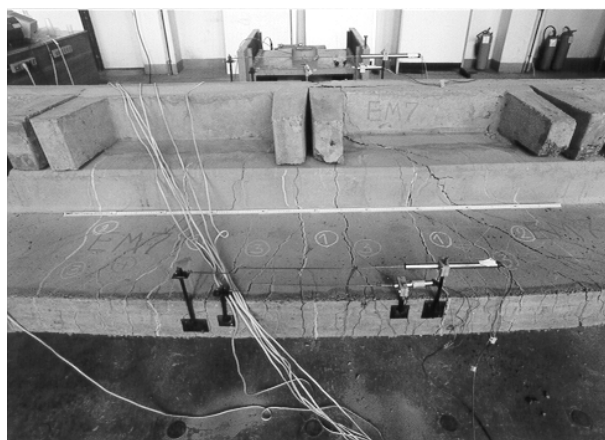


Sl. 9.2.5.2 Model EM-7: Eksperimentalna zavisnost sila-pomeranje (F-D) za sredinu montažnog AB međuspratnog nosača

Sl. 9.2.5.3 Model EM-7: Dispozicija ispitivanog modela



Sl. 9.2.5.4 Model EM-7: Prikaz propagacije pukotina u modelu



Sl. 9.2.5.5 Model EM-7: Prikaz širokih pukotina u modelu u zoni kritičnog poprečnog preseka

Posle ispitivanja modela EM-7, korišćenjem prikupljenih eksperimentalnih rezultata dobijena je nelinearna zavisnost sila-pomeranja, prikazana na sl. 9.2.5.2.

Sumiranjem uočenih fenomena realnog nelinearnog ponašanja i uvidom u ostvareni kapacitet nosivosti nosača međuspratnih konstrukcija koji uključuje međuspratne koritnice, formulisani su sledeći zaključci:

- (1) Početno stanje nelinearnog ponašanja modela je neočekivano i to za zadata pomeranja $D \leq 10\text{mm}$. Evidentno je da početna krutost nije poremećena do iznosa

sila $P=300\text{kN}$, a zatim nastaje uvećanje deformacija bez značajnog porasta sile, tj. dolazi do promene krutosti;

- (2) Ovaj fenomen nije iznenađujući i isti je rezultat formiranja preseka od dva montažna elementa i njihova naknadna monolitizacija. Prvi element je greda, drugi element su koritnice. Zajednički rad kompletnog preseka zavisi od načina monolitizacije;
- (3) Posle dostizanja pomeranja od $D = 10\text{-}15\text{mm}$ nastaje novi porast sile i to u velikom iznosu. Maksimalna registrovana sila dostiže izuzetno veliku vrednost, veću od $P=1200\text{kN}$. Time se potvrđuje da spregnuti presek pokazuje veliki kapacitet nosivosti zbog prisustva koritnica, koje primaju unutrašnje sile pritiska i povećavaju krak unutrašnjih sila;
- (4) Duktilnost preseka za ovaj slučaj opterećenja je sasvim zadovoljavajuća. Ako bi se konstruktivno obezbedilo da međuspratne grede sa koritnicama ne primaju negativne momente, ovo konstruktivno rešenje je sasvim prihvatljivo uz neznatno poboljšanje uslova sprezanja.

9.3 Pregled rezultata eksperimentalnih ispitivanja modela

Prethodno analizirani eksperimentalni rezultati su prikazani grafički u originalnoj formi, sa ciljem da se što vernije predstave utvrđene nelinearne zavisnosti ispitivanih eksperimentalnih modela. Na taj način je omogućeno njihovo korišćenje za formulisanje realnih analitičkih modela koji će simulirati nelinearne karakteristike ispitivanih veza i konstrukcije u celini.

Izvršena eksperimentalna ispitivanja obuhvataju samo "najkarakterističnije" pojedine veze i elemente. Ostale nelinearne karakteristike neispitanih veza i elemenata za potrebe teorijskih istraživanja definisane su teorijski. Na taj način je kombinacijom saznanja dobijenih eksperimentalnim ispitivanjima i rezultata teorijskih analiza granične nosivosti poprečnih preseka omogućeno formulisanje nelinearnih matematičkih modela koji se koriste u istraživanju nelinearnog ponašanja konstrukcije pod dejstvom jakih zemljotresnih pobuda.

Eksperimentalni rezultati su omogućili i direktnu proveru teorijskih analiza, čime su potvrđene mogućnosti da konzistentan i verifikovan teorijski koncept može biti uspešno korišćen za rešavanje nelinearnih problema u budućnosti.

Tabela 9.3.1 Komparativni prikaz eksperimentalno utvrđenih kapaciteta nosivosti i teoretskih rezultata

Ispiti vanja	Model	Fragment konstrukcije	Eksperim. Mu(kNm)	Teorija Mu(kNm)	Razlika E/T(%)
1	EM-1	Veza međuspratne grede T-70 sa stubom (stepen uklještenja)	(M+) 70.0 (M-) 20.0 (Ms) ± 45.0	Ceo pres. +505.19 -185.70 pero +269.58 -332.66	16.8
2	EM-2	Veza međuspratne grede T-70 sa stubom (stepen uklještenja)	M+) 70.0 (M-) 26.0 (Ms) ± 48	Ceo pres. +505.19 -185.70 pero +269.58 332.66	17.9
3	EM-3	Kapacitet nosivosti negativnih momenta kod oslonca koritnica K-45 iz dva polja (betoniran završni sloj)	M+) 80.0 (M-) - (Ms) -	Ceo pres. +249.27 -41.39	/
4	EM-4	Isti model kao EM-3 ali sa jačim armiranjem završne ploče	M+) 170.0 (M-) - (Ms) -	Ceo pres. +249.27 -41.39	/
5	EM-5	Kapacitet nosivosti veze stuba sa temeljnom čašicom	M+) 300.0 (M-) 320.0 (Ms) 310.0	$N=Ng+Np/2$ +343.14 +343.14	90.4
6	EM-6	Kapacitet nosivosti veze stuba na mestu oslabljenja (veza stuba sa grednim mnosačima)	M+) 290.0 (M-) 310.0 (Ms) 300.0	$N=Ng+Np/2$ +336.52 +336.52	89.3
7	EM-7	Kapacitet nosivosti AB grede T-70 u završnom stanju (betoniran završni sloj)	M+) 1180.0 (M-) - (Ms) -	+505.19 -185.70	233,5

Da bi se bolje sagledali osnovni rezultati dobijeni eksperimentalnim istraživanjima isti su prikazani u tabeli 9.3.1. U njoj su specificirani važni komparativni parametri nosivosti, dobijeni na osnovu eksperimentalnih ispitivanja i izvršenih teorijskih analiza. U ovoj tabeli nisu prikazane zavisnosti moment-krivina, ali one imaju isti oblik kao i prikazane histerezisne zavisnosti sila-pomeranje. U tabeli 9.3.1 vrednosti momenata su prikazane na bazi obrađenih eksperimentalnih rezultata za sva realizovana eksperimentalna ispitivanja pojedinačno.

9.3.1 Rezultati eksperimentalnih ispitivanja modela EM-1 i EM-2

Ova dva eksperimentalna modela su poslužila da se utvrdi kapacitet nosivosti oformljene monolitne veze umetnutog "pera" nosača T-70 u otvor stuba. Registrovano je da ova veza može preneti granični moment čija srednja vrednost iznosi: $M_u = \pm 45$ kNm, to znači da je ostvaren "određen" stepen uklještenja, ali su zbog brzog "popuštanja" zalivnog materijala registrovane velike rotacije međuspratne grede. Ako se posmatra izolovano samo umetnuto pero nosača, njegova granična nosivost momenta je: $M_u^p = \min 269.58$ kNm, pa za ovu vezu postoji mogućnost da se kvalitetnijim zalivanjem obezbedi prenos momenta sve do ostvarenog kapaciteta nosivosti samog "pera". U konkretnom slučaju nosivost veze iznosi svega 16.8%, odnosno nastala je redukcija od 83.2%. Sličan rezultat je dobijen i u

slučaju ispitivanja iste veze na modelu EM-2, gde je: $M_u = 48 \text{ kNm}$ što predstavlja redukciju od 82.1% u odnosu na graničnu nosivost umetnutog pera koje iznosi: $M_u^p = \min 269.58 \text{ kNm}$.

Na bazi izloženog, može se konstatovati da je potrebno razmišljati o povećanju nosivosti veze za prenos momenta primenom modifikovanog postupka zalivanja ili drugih ekonomski opravdanih mera. Potrebno je i da se veza bolje obezbedi od izvlačenja "pera" što se pri zemljotresnim dejstvima dešava u slučaju van-faznih vibracija stubova.

9.3.2 Rezultati eksperimentalnih ispitivanja modela EM-3 i EM-4

Ova dva eksperimentalna modela su omogućila da se utvrdi koji je kapacitet prenosa negativnog momenta na mestu oslanjanja koritnice iz dva polja, posle izvršene monolitizacije završnim betonskim slojem armiranim mrežastom armaturnom.

Kod modela EM-3 upotrebljen je jedan sloj armaturne mreže i time je omogućen prijem negativnog momenta u iznosu: $M_u = 80 \text{ kNm}$. Kod modela EM-4 upotrebljene su dve armaturne mreže koje su mogle da prime negativni moment u iznosu: $M_u = 170 \text{ kNm}$. Ova saznanja ukazuju da završni sloj betona armiran mrežastom armaturom omogućava prijem negativnih momenata. Međutim, bitno je istaći sledeće:

- 1) Ako se želi koristiti ova mogućnost za poboljšanje ekonomičnosti sistema potrebno je u zoni napona pritiska (po visini preseka) obezbediti inicijalni kontakt između međuspratne grede i prekinutih rebara koritnice, čime se sprečavaju velike rotacije.
- 2) Treba razmisliti o mogućnosti obezbeđenja nosivosti ove veze za dejstvo momenata sa suprotnim znakom što se naravno manifestuje u slučaju zemljotresnih pobuda. Naravno takvi zahvati su mogući i postigao bi se ekonomičniji sistem, kako za dejstvo statičkog opterećenja, tako i za dejstvo dinamičkih zemljotresnih pobuda.

9.3.3 Rezultati eksperimentalnog ispitivanja modela EM-5

Ovo eksperimentalno ispitivanje je poslužilo da se utvrdi kapacitet nosivosti veze stuba sa temeljnom čašicom. Eksperimentalno ispitivanje je potvrdilo stabilno nelinearno ponašanje stuba. Utvrđeno je da njegova granična nosivost momenta iznosi: $M_u^{\max} = 310.0 \text{ kNm}$. Pošto je teoretskom analizom utvrđeno da granični kapacitet nosivosti stuba iznosi: $M_u^t = 343.14 \text{ kNm}$, razlika od samo 9.6%, u praktičnom smislu za ovu vezu potvrđuje mogućnost primene teoretskih analiza za formiranje nelinearnih analitičkih modela.

9.3.4 Rezultati eksperimentalnog ispitivanja modela EM-6

Ovo eksperimentalno ispitivanje je poslužilo da se utvrdi nosivost stuba na mestu oslabljenja, ali i stabilno nelinearno ponašanje preseka stuba na mestu oslabljenja. Utvrđeno je da njegova granična nosivost momenta iznosi: $M_u^{\max} = 300.0 \text{ kNm}$, dok je teoretskom analizom utvrđeno da granični kapacitet nosivosti oslabljenog stuba iznosi: $M_u^t = 336.52 \text{ kNm}$. Razlika od 10.7% potvrđuje mogućnost primene teoretskih analiza za formulisanje nelinearnih analitičkih modela.

9.3.5 Rezultati eksperimentlanog ispitivanja modela EM-7

Ovo eksperimentalno ispitivanje je odredilo nosivost međuspratne AB grede T-70 posle betoniranja sloja betona prilikom monolitizacije međuspratnih koritnica. Eksperimentalnim ispitivanjem je utvrđeno da nosivost preseka ovog nosača u završnom stanju iznosi: $M_u = 1180,0 \text{ kNm}$, a kako teoretska nosivost preseka ovog nosača bez učešća oslonjenih koritnica i završnog sloja betona iznosi: $M_u^t = 505,19 \text{ kNm}$, jasno je da završno stanje omogućuje veliko uvećanje nosivosti srednjeg preseka. U ovom slučaju to uvećanje iznosi više od dva puta.

$$p = \frac{M_u}{M_u^t} = \frac{1180}{505,19} = 2,33 \cdot 100 = 233\%$$

Ovi rezultati ukazuju da je moguće ekonomičnije projektovanje ovog elementa ako se izvrše detaljniji proračuni i verifikacija takvih mogućnosti.

Važno je napomenuti da oblik histerezisne krive ukazuje na određenu nepravilnost iste, pa treba adekvatnim konstruktivnim merama izvršiti korekciju fizičkog rada nosača, kako bi se dobila stabilna kriva nelinearnog ponašanja.

Na osnovu izloženog, u najkraćem se može zaključiti da eksperimentalna i analitička istraživanja omogućavaju konstruktivno unapređenje sistema i poboljšanje ekonomičnosti istog za eksploataciona opterećenja i za različite zone očekivanog seizmičkog dejstva.

10 FORMULISANJE UNAPREĐENOG KONCEPTA ZA NELINEARNU ANALIZU SEIZMIČKOG ODGOVORA HALA SA POLUKRUTIM VEZAMA

10.1 Uvodne napomene

U početnoj fazi projektovanja pravilno postavljena koncepcija konstrukcije svakog objekta, pa i AB montažnih hala sa polukrutim vezama, koje će ovde biti detaljnije analizirane, od posebne je važnosti za odgovor konstrukcije na zemljotresna dejstva. Eventualne greške u koncepciji konstrukcije se ne mogu ispraviti proračunskim analizama kolikogod one bile detaljne.

Za seizmičku otpornost objekta potrebno je obezbediti da konstrukcija takvih objekata poseduje balans između krutosti, nosivosti i duktilnosti.

Krutost konstrukcije je značajna za ograničavanje horizontalnih pomeranja objekta kod prizemnih objekata ili za smanjenje razlike u pomeranjima između spratova kod višespratnih objekata, što može dovesti do povećanja uticaja zbog P- δ efekta, odnosno uticaja Teorije drugog reda.

Nosivost bi trebala da bude takva da konstrukcija u eksploatacionom periodu može više puta biti izložena očekivanom zemljotresu na lokaciji objekta bez značajnijih oštećenja i da odgovor konstrukcije uglavnom ostane u linearno-elastičnom području.

Duktilnost konstrukcije je sposobnost konstrukcije da pretrpi izvesne nelinearne deformacije, a da pri tome ne dođe do loma odnosno rušenja. Obično se izražava preko koeficijenta duktilnosti, koji predstavlja odnos između ukupnih elasto-plastičnih deformacija i deformacija na granici pojave tečenja odnosno plastifikacije.

Za racionalno projektovanje objekata otpornih na dejstvo zemljotresa neophodno je u potrebnoj meri osigurati i krutost i nosivost i duktilnost.

Kako bi se pravilno sagledale sve specifičnosti montažnih industrijskih hala naročito sa aspekta njihove seizmičke otpornosti, one se mogu klasifikovati u sledeće kategorije:

1. vrsti konstruktivnog sistema hale i karakteristikama montažnih elemenata;
2. konstruktivnim karakteristikama veza i
3. nameni objekta, veličini opterećenja, vrednosti opreme.

10.1.1 Specifičnosti konstruktivnog sistema

Mnogi projektanti su tretirali konstrukcije industrijskih hala kao standardne objekte visokogradnje. Najčešće su pri projektovanju istih primenjivani propisi za projektovanje seizmički otpornih konstrukcija koji važe za zgrade. Konstruktivni sistemi industrijskih hala su različiti i specifičniji od konstrukcija zgrada, kao na primer:

- Spratne visine su znatno veće nego spratne visine kod zgrada (od 5-15m);
- Rasponi glavnih krovnih nosača su veliki i dostižu iznos od $L=30$ m pa i više;
- Rasponi greda međuspratnih konstrukcija dostižu iznos od $\lambda=(10-15m)$ pa i više;

Opterećenja industrijskih hala u nekim slučajevima su velika, tako da u slučaju zemljotresa zbog velike mase mogu biti generisane seizmičke sile znatnog intenziteta.

Ove konstruktivne specifičnosti sistema ukazuju da propisi koji se primenjuju za projekovanje zgrada nisu u potpunosti primenljivi u ovim specifičnim slučajevima.

Sve što je napred potencirano, odražava specifičnosti ovih konstruktivnih sistema u odnosu na standardne monolitne konstrukcije hala.

U skorije vreme za građenje industrijskih hala najčešće se primenjuju montažni konstruktivni sistemi, čiji su elementi međusobno povezani primenom određenih najčešće polukrutih veza. Zbog toga je projektovanje montažnih industrijskih hala kompleksnije, a u seizmički aktivnim područjima predstavlja poseban problem i zahteva veće znanje i specifična eksperimentalna istraživanja, kako bi se omogućilo matematičko modeliranje realnih nelinearnih karakteristika montažnih elemenata i konstruktivnih veza.

10.1.2 Specifičnosti montažnih konstruktivnih elemenata

Zbog velikih dimenzija industrijskih hala, skoro svi montažni elementi kao što su stubovi, međuspratne grede, međuspratni elementi ploča, krovni nosači i drugi, obično su velikih dimenzija i težina. Montažni elementi se izrađuju u fabričkim uslovima i oni najčešće zadovoljavaju propisane projektantske kriterijume u pogledu kvaliteta materijala i

preciznosti izrade elemenata. Krajevi se najčešće izvode sa specifičnim konstruktivnim detaljima koji su namenski projektovani za ostvarenje konkretne veze elementa sa ostalim elementima sistema. U ovom slučaju se javljaju značajne poteškoće, koje se pre svega odnose na realno modeliranje nelinearnih karakteristika veza za potrebe projektovanja seizmički otpornih konstrukcija i to iz sledećih razloga:

- 1) Detalji ovih elemenata su često neobičnih oblika i sa specifičnim detaljima armiranja;
- 2) Karakteristike njihovog stvarnog nelinearnog ponašanja nisu dovoljno poznate i eksperimentalno određene;
- 3) Elementi su redukovanih dimenzija, a ostvarivanje veze "zalivanjem" na licu mesta zahteva eksperimentalnu potvrdu.

10.1.3 Specifičnost karakteristika konstruktivnih veza

Kod montažnih industrijskih hala primenjuju se konstruktivne veze koje omogućuju montažu različitih konstruktivnih elemenata. Najčešće su konstruktivne veze osmišljene tako da zahtevaju minimum rada na licu mesta. Ove veze su projektovane za prijem statičkih sila, čak i ako su iste rezultat zemljotresnih pobuda, jer se seizmičke sile često sračunavaju po modelu ekvivalentnog statičkog opterećenja.

Ova pretpostavka predstavlja najveću grešku u danas primenjivanim metodama projektovanja industrijskih hala sa polukrutim vezama.

Mnoge specifičnosti nelinearnog ponašanja konstruktivnih veza nisu u dovoljnoj meri proučene i zbog toga izazivaju neželjene probleme pri dinamičkim pobudama kao na primer:

- 1) Konstruktivne veze su projektovane za dejstvo statičkih sila, što nije realno u dinamičkim uslovima;
- 2) Intenzitet seizmičkih sila često je potcenjen, jer dinamičke sile mogu imati ekstremne vrednosti koji nisu uzeti u obzir i mogu izazivati lom;
- 3) Konstruktivne veze najčešće nisu eksperimentalno verifikovane za dejstvo cikličnih uticaja koje podrazumevaju seizmička dejstva;
- 4) Kombinacija ekstremnih uticaja najčešće nije adekvatno razmatrana. Naročito dvoznačnost dejstva može izazivati rušenje konstruktivnih veza i sl.

10.2 Specifičnosti koje se odnose na namenu hale

Određene hale, posebno dvospratne i višespratne mogu biti namenjene za velika korisna opterećenja. Takva opterećenja dovode do višestrukog povećanja mase objekta, što znači da seizmičke sile mogu biti višestruko povećane. Time se posebno u seizmičkim uslovima može izazvati oštećenje ili totalno rušenje objekata.

Najvažnije je da ne dođe do ljudskih žrtava i povreda radnika, jer je ljudski život jedinstven i najdragoceniji. Kako su hale često namenjene za smeštaj veoma skupocene fabričke opreme, eventualno njihovo rušenje može izazvati velike gubitke i dugoročne posledice.

Nedopustivo nepovoljno ponašanje ovakvih konstruktivnih sistema industrijskih hala realno ukazuje da se mnogobrojni prisutni problemi vezani za obezbeđenje seizmičke otpornosti objekata moraju daleko uspešnije rešavati.

Zbog toga je na osnovu rezultata istraživanja u ovoj disertaciji predložen unapređen metodološki koncept za nelinearnu analizu seizmičkog odgovora hala sa polukrutim vezama koji nudi daleko uspešniji metod za identifikaciju kritičnih lokacija i pouzdanije projektovanje seizmički otpornih objekata.

10.3 Formulisanje analitičkog modela za realnu simulaciju nelinearnog ponašanja osnovnih konstruktivnih elemenata.

Seizmička dejstva imaju karakter slučajnih i kratkotrajnih dejstava i mogu se ali i ne moraju javiti za vreme uobičajenog veka trajanja objekta. Ukoliko bi konstrukcija bila projektovana tako da i za najjača predviđena zmljotresna dejstva ostane u linearnm području rada materijala, to bi bilo neracionalno kako u ekonomskom tako i u estetskom i funkcionalnom pogledu. To je neprihvatljivo i u konstruktivnom pogledu, jer se kod krutih konstrukcija može javiti krti lom, što je nepovoljno sa aspekta željenog seizmičkog odgovora.

Kako bi se postigli različiti geometrijski oblici hala u osnovi i po visini, primenjivani konstruktivni elementi su najčešće tipski, ali njihov broj može biti znatan.

Zbog toga je prihvatljivo da se i pri umereno jakim seizmičkim dejstvima naprezanja konstruktivnih elemenata približe njihovoj graničnoj nosivosti, a kod nekih

elementa ona može biti i dostignuta. To znači da se očekuje da će odgovor nekih elemenata konstrukcije sigurno biti nelinearan, što podrazumeva da se na nekim konstruktivnim elementima mogu pojaviti i izvesna oštećenja.

Ponašanje noseće konstrukcije za vreme zemljotresa se najbolje može pratiti proračunskim analizama koje pretpostavljaju nelinearni odgovor konstruktivnih elemenata.

Kako se seizmičko dejstvo analizira u dva ortogonalna pravca, konstrukcija objekata mora da bude sposobna da se odupre horizontalnim dejstvima u bilo kom pravcu.

Konstruktivni sistemi montažnih hala, koji će biti detaljnije analizirani najčešće ispunjavaju uslove regularnosti u osnovi, a kod višespratnih hala često i po visini. Zbog toga konstruktivni elementi moraju biti raspoređeni u osnovi međusobno ortogonalno i da obezbede slične karakteristike otpornosti i krutosti u poprečnom i podužnom pravcu.

Kod takvih objekata prema EC8 [53] analiza može da se sprovede primenom dva ravanska modela, po jedan za svaki pravac. Svojstva elemenata mogu da budu zasnovana na osrednjenim vrednostima karakteristika materijala, ali pošto se radi o tipskim montažnim konstrukcijama koje se izvode u velikim serijama, poželjno je da se izvrše adekvatna eksperimentalna i analitička istraživanja i detaljnije sagledavanje nelinearnog ponašanja montažnih AB konstruktivnih elemenata u podužnom i u poprečnom pravcu. Na taj način se omogućuje formulisanje pouzdanih nelinearnih analitičkih modela za ceo set specifičnih tipskih konstruktivnih elemenata.

10.4 Formulisanje analitičkih modela za realnu simulaciju nelinearnog ponašanja karakterističnih konstruktivnih veza.

Osim konstruktivnih elemenata spojevi i veze kod montažnih AB konstrukcija imaju vrlo značajnu ulogu. Proračunska otpornost spojeva montažnih elemenata se na odgovarajući način mora redukovati za verifikacije u seizmičkim proračunskim situacijama. Poželjno je da se kod montažnih AB konstrukcija preovlađujući mehanizam disipacije energije realizuje putem plastičnih rotacija u kritičnim oblastima. Spojevi i veze su upravo najčešće u tim oblastima.

Spojeve stub-stub treba izbegavati unutar kritične oblasti. Prema [53] oni su dozvoljeni samo za klasu duktilnosti DCM. Nosivost i duktilnost spojeva greda i stubova mora biti posebno proverena. Ukoliko su veze greda i stubova zglobne potrebno je da stubovi budu uklješteni u čašice temelja.

Kao i u slučaju konstruktivnih elemenata, važno je formulisanje dinamičkih modela za što realniju simulaciju nelinearnog ponašanja karakterističnih konstruktivnih veza.

Konstruktivne veze obično imaju specifično nelinearno ponašanje zbog primene različitih tehnoloških rešenja. Zbog toga je bitno realizovati adekvatna eksperimentalna istraživanja u prirodnoj veličini različitih konstruktivnih veza, kako bi se izvršila formulacija pouzdanih analitičkih modela za potrebe definisanja nelinearnog modela konstrukcije.

Koristeći realne i pouzdane nelinearne analitičke modele konstruktivnih elemenata i konstruktivnih veza moguće je projektovati seizmički otporne konstrukcije hala za očekivane nivoe jakih zemljotresa na određenoj lokaciji.

10.5 Osnovne karakteristike formulisanog unapređenog metodološkog koncepta za projektovanje seizmički sigurnih industrijskih hala sa polukrutim vezama

U saglasnosti sa kompleksnim problemima koji se javljaju u slučaju projektovanja montažnih industrijskih hala, nameće se potreba da se unapredi koncept projektovanja objekata ovog tipa posebno u seizmički aktivnim područjima.

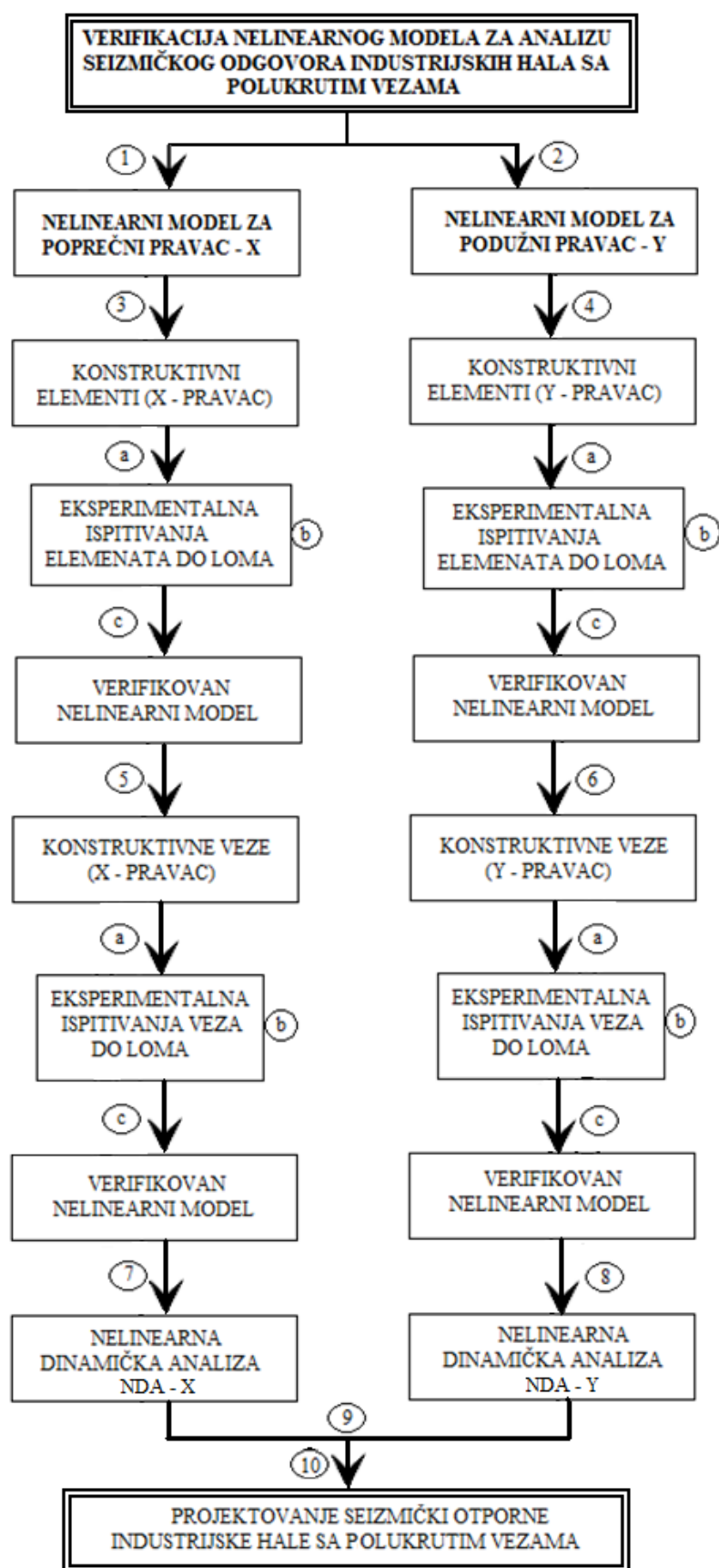
Unapređenje metodološkog koncepta treba da uključi u procesu analize realniji uticaj dinamičkih efekata seizmičkog odgovora i realne nelinearne karakteristike konstruktivnih elemenata i veza.

Sa ciljem da se obezbede uslovi za analizu realnog seizmičkog odgovora objekata potrebno je primeniti verifikovan nelinearni analitički model, zasnovan na rezultatima izvršenih specifičnih eksperimentalnih istraživanja.

Kako konstruktivni sistemi montažnih AB hala sa polukrutim vezama koji će biti detaljnije analizirani, najčešće ispunjavaju uslove regularnosti u osnovi, a kod višespratnih hala često i po visini, seizmička dejstva će biti analizirana u dva ortogonalna pravca.

Konstrukcija objekta mora da bude sposobna da se odupre horizontalnim dejstvima u bilo kom pravcu i da obezbede slične karakteristike otpornosti i krutosti u poprečnom i podužnom pravcu.

U okviru određenih istraživanja formulisan je i primenjen unapređen metodološki koncept primenljiv za projektovanje seizmički sigurnih montažnih industrijskih hala, čiji je blok dijagram prikazan na sl. 10.1, koji sadrži nekoliko specifičnih faza koje se smatraju neophodnim.



Sl. 10.1 Formulacija unapređenog metodološkog koncepta za projektovanje seizmički otpornih industrijskih hala sa polukrutim vezama

11 FORMULISANJE MODELA NELINEARNE ANALIZE SEIZMIČKOG ODGOVORA OKVIRA SA POLUKRUTIM VEZAMA

11.1 Osnovni postupak u analizi AB okvira primenom MKE

Postupak analize konstrukcija primenom metode konačnih elemenata baziran je na metodi deformacije, može se prikazati u šest koraka, a dat je na blok dijagramu na sl. 12.1:

1. Formira se analitički model tako što se konstrukcija idealizuje konačnim brojem nelinearnih elemenata (konstruktivni armiranobetonski elementi ramova i nekonstruktivni elementi ispune-zidarije) ;
2. Definišu se lokalni i globalni koordinatni sistemi;
3. Izaberu se nepoznata pomeranja u čvorovima pomoću kojih se definiše pomeranje idealizovane konstrukcije;
4. Formiraju se jednačine ravnoteže sila koje odgovaraju pomeranjima u čvorovima
5. Rešavaju se jednačine ravnoteže po nepoznatim pomeranjima;
6. Sračunavaju se naponi ili unutrašnje sile u elementima pomoću poznatih pomeranja u čvorovima;

Globalna matrica krutosti $[K]$ kompletnog sistema dobija se jednostavnim sabiranjem matrica krutosti svakog elementa posmatrano u odnosu na globalni koordinatni sistem.

$$[K] = \sum_{e=1}^{NEL} [K]_g^{(e)} \quad (11.01)$$

Tokom navedenog postupka prvo se određuju matrice krutosti $[K]_L^{(e)}$ za svaki pojedinačni konačni element u odnosu na usvojeni lokalni koordinatni sistem. Nakon toga se vrši geometrijska transformacija matrica kako bi se dobila matrica krutosti elementa u globalnom koordinatnom sistemu $[K]_g^{(e)}$. Da bi se izvršilo sabiranje matrica, potrebno je da $[K]_g^{(e)}$ bude istog ranga kao i matrica krutosti sistema $[K]$. Te matrice sadrže sve nulte

članove sem članova koji odgovaraju stepenu slobode konkretnog elementa. Po formiranju matrice krutosti sistema postavlja se jednačina statičke ravnoteže koja ima sledeći oblik :

$$[K] \cdot \{U\} = \{R\} \quad (11.02)$$

gde je $\{U\}$ vektor nepoznatih globalnih pomeranja, a $\{R\}$ vektor spoljašnjih sila koje deluju u pravcu globalnog pomeranja sistema. Za sistem sa n stepeni slobode u ove vektore uključeno je n komponenti nepoznatih pomeranja, odnosno spoljašnjih sila.

$$\{U\}^T = \{U_1, U_2, \dots, U_n\}; \quad \{R\}^T = \{R_1, R_2, \dots, R_n\} \quad (11.03)$$

Iz graničnih uslova određuju se poznata pomeranja na primer. $U_i=0$ i $U_{i+1}=0$ tako da se smanjuje broj nepoznatih pomeranja za $n-2$, a time i rang matrice krutosti (eliminiše se I -ta i $I+1$ -a kolona, tj. red u matrici krutosti). Jednačina ravnoteže dobija sledeći oblik:

$$[K]^* \cdot \{U\}^* = \{R\}^* \quad (11.04)$$

gde su $\{U\}^*$ i $\{R\}^*$ redukovani vektori globalnih pomeranja i spoljašnjih sila u koje su uključeni samo efektivni nepoznati stepeni slobode sistema. Rešenjem ove jednačine dobijaju se pomeranja konstrukcije i odgovarajuća pomeranja za svaki čvor elementa. Lokalne sile (sile u čvorovima) elemenata sračunavaju se množenjem matrice krutosti elemenata u lokalnom koordinatnom sistemu $[K]_L^{(e)}$ i vektora lokalnih pomeranja koji se dobija transformacijom vektora pomeranja elemenata u globalnom koordinatnom sistemu.

Ukoliko granični uslovi ostanu nepromenjeni i ukoliko se na konstrukciju, čiji su elementi izgrađeni uglavnom od materijala sa linearnim ponašanjem, postepeno nanosi spoljašnje opterećenje, analiza se svodi na statičko rešenje. U tom slučaju potrebno je rešiti samo sistem jednačina (11.02) u kome je matrica krutosti konstantna, a vektor pomeranja je linearna funkcija spoljašnjeg opterećenja. Armiranobetonske konstrukcije izložene seizmičkim uticajima odlikuje promena krutosti sistema usled pojave pukotina u elementima konstrukcije (materijalna nelinearnost, veza $\sigma-\epsilon$) ili usled efekata velikih pomeranja u odnosu na dimenzije elementa (geometrijska nelinearnost-Teorija drugog reda), što upućuje na neophodnost primene nelinearne analize pri sračunavanju odgovora konstrukcije pri seizmičkim dejstvima.

11.2 Inkrementalna jednačina statičke ravnoteže za konstruktivne sisteme pod dejstvom spoljašnjeg opterećenja zavisnog od vremena

Kod sračunavanja jednačina statičke ravnoteže primenjuje se inkrementalna analiza korak po korak. Uslovi ravnoteže u inkrementalnom obliku mogu da se napišu primenom principa virtualnog rada i takozvane Lagrange-ove formulacije. Inkrementni pristup analizi podrazumeva usvajanje inkremenata generalisanih pomeranja kao nepoznatih, na osnovu kojih se formulišu uslovi ravnoteže na krajevima inkrementa.

U konkretnom slučaju pretpostavlja se da je poznato rešenje sistema jednačina za vreme t , a rešenje za vreme $t+\Delta t$, gde je Δt prirast vremena, sračunava se iz uslova ravnoteže na kraju vremenskog koraka:

$$\{R\}^t - \{F\}^t = 0 \quad (11.05)$$

$\{R\}^t$ je vektor spoljašnjeg opterećenja koji deluje u čvorovima sistema u vremenu t , a $\{F\}^t$ vektor sila u čvorovima koji odgovara naprezanju u elementu.

$$\{R\}^{t+\Delta t} - \{F\}^{t+\Delta t} = 0 \quad (11.06)$$

ili

$$\{R\}^{t+\Delta t} - (\{F\}^t + \{\Delta F\}^t) = 0 \quad (11.07)$$

gde je $\{\Delta F\}^t$ vektor koji sadrži prirast sile u čvoru, a koji može približno da se odredi množenjem matrice krutosti sistema $[K]^t$, sastavljene u vremenu t , i vektora inkrementa pomeranja u čvornoj tački $\{\Delta U\}$.

$$\{\Delta F\}^t = [K]^t \cdot \{\Delta U\} \quad (11.08)$$

Zamenom jednačine (11.08) u jednačinu (11.07) dobija se inkrementalna jednačina ravnoteže za sistem:

$$[K]^t \cdot \{\Delta U\} = \{R\}^{t+\Delta t} - \{F\}^t \quad (11.09)$$

Približno rešenje za ukupno pomeranje u vremenu $t+\Delta t$ dobija se rešavanjem jednačine (11.09) po nepoznatim inkrementalnim pomeranjima $\{\Delta U\}$. Na isti način dobijaju se i približna rešenja za sile u čvorovima i napone u vremenenu $t+\Delta t$

$$\{U\}^{t+\Delta t} = \{U\}^t + \{\Delta U\} \quad (11.10)$$

U cilju dobijanja preciznih rešenja za odgovor konstrukcije, ovako modeliranog sistema, pri seizmičkim dejstvima treba obratiti pažnju na usvajanje veličine vremenskog intervala Δt . Da bi rešenje bilo stabilno vremenski korak integracije treba biti manji od

kritičnog vremenskog koraka Δt_{kr} . Kritični vremenski korak je vreme potrebno da longitudinalni talasi pređu put između dva najbliža čvora.

11.3 Inkrementalna jednačina dinamičke ravnoteže za konstruktivne sisteme izložene seizmičkom dejstvu

Polazeći od karaktera seizmičkog dejstva, vrste konstrukcije, osnovnih postavki metode konačnih elemenata i inkrementalnih jednačina ravnoteže, proizilazi da dinamička analiza konstrukcija podrazumeva rešavanje jednačina kretanja čiji je broj jednak ukupnom broju stepeni slobode sistema. Jednačina dinamičke ravnoteže kojom je definisano kretanje sistema u vremenu t glasi :

$$\{F\}_I + \{F\}_D + \{F\}_S = \{R\} \quad (11.11)$$

gde je:

- 1) $\{F\}_I$ - vektor inercijalnih sila u čvorovima,
- 2) $\{F\}_D$ - vektor sile prigušenja u čvorovima,
- 3) $\{F\}_S$ - vektor povratne sile u čvoru,
- 4) $\{F\}^t$ - vektor spoljašnjih sila $\{R\}^t = -[M] \cdot \{\ddot{U}_g\}$,
- 5) $\{\ddot{U}_g\}$ je vektor ulaznog ubrzanja, odnosno akceleracija osnove konstrukcije pri dejstvu zemljotresa.

Ako se sistem ponaša linearno pod dinamičkim dejstvom, vektori sila u čvorovima mogu direktno da se izraze preko fizičkih karakteristika konačnog elementa na sledeći način

$$\{F\}_I = [M] \cdot \{\ddot{U}\}; \quad \{F\}_D = [C] \cdot \{\dot{U}\}; \quad \{F\}_S = [K] \cdot \{U\}; \quad (A)$$

$[M]$, $[C]$ i $[K]$ su konstantne matrice masa, prigušenja i krutosti konstrukcije koja se analizira, a $\{U\}$, $\{\dot{U}\}$, $\{\ddot{U}\}$ su vektori pomeranja, brzine i ubrzanja saglasno stepenu slobode sistema. Zamenom izraza (A) u osnovnu jednačinu dinamičke ravnoteže ista postaje:

$$[M] \cdot \{\ddot{U}\} + [C] \cdot \{\dot{U}\} + [K] \cdot \{U\} = -[M] \cdot \{\ddot{U}_g\} \quad (B)$$

Opšti sistem od n nehomogenih diferencijalnih jednačina sa n nepoznatih generalisanih pomeranja transformiše se u sistem od n simultanih diferencijalnih jednačina po generalisanim pomeranjima. U ovom slučaju za rešenje diferencijalnih jednačina sistema

sa više stepeni slobode može da se primeni uobičajeni postupak metode superpozicije tonova oscilovanja.

Za konstrukcije izložene dejstvu zemljotresa, ukoliko se radi o nelinearnom ponašanju, metoda superpozicije se ne može primeniti s obzirom da nastaju promene dinamičkih karakteristika konstrukcije. U daljem tekstu će se koristiti numerički postupak integrisanja diferencijalnih jednačina metodom korak po korak, jer je on primenljiv i za linearni i nelinearni dinamički odgovor konstrukcije. Dodatna jednačina za dinamičku ravnotežu sistema izloženog dejstvu zemljotresa u vremenu t nakon prirasta vremena Δt , odnosno u vremenu $t + \Delta t$ glasi

$$\left(\{F\}_I^t + \{\Delta F\}_I^t\right) + \left(\{F\}_D^t + \{\Delta F\}_D^t\right) + \left(\{F\}_S^t + \{\Delta F\}_S^t\right) = \{R\}^{t+\Delta t} \quad (11.12)$$

gde $\{\Delta F\}_I^t$, $\{\Delta F\}_D^t$, $\{\Delta F\}_S^t$ predstavljaju promenu inercijalne sile u čvoru, sile prigušenja i povratne sile u čvorovima za prirast Δt . Vektori sila u vremenu $t + \Delta t$ mogu da se napišu kao:

$$\left(\{F\}_I^t + \{\Delta F\}_I^t\right) = [M] \cdot \left\{\ddot{U}\right\}^{t+\Delta t} \quad (11.13)$$

$$\left(\{F\}_D^t + \{\Delta F\}_D^t\right) = [C] \cdot \left\{\dot{U}\right\}^{t+\Delta t} \quad (11.14)$$

$$\left(\{F\}_S^t + \{\Delta F\}_S^t\right) = \{F\}^t \cdot [K]^t \cdot \{\Delta U\}^t \quad (11.15)$$

Zamenom jednačina (11.3), (11.14) i (11.15) u jednačinu (11.12) dobija se inkrementalna jednačina ravnoteže za nelinearni konstruktivni sistem u vremenu t :

$$[M] \cdot \left\{\ddot{U}\right\}^{t+\Delta t} + [C] \cdot \left\{\dot{U}\right\}^{t+\Delta t} + [K]^t \cdot \{\Delta U\}^t = \{R\}^{t+\Delta t} - \{F\}^t \quad (11.16)$$

gde su :

$[M]$ - konstantna matrica masa konstrukcije,

$[C]$ - konstantna matrica prigušenja konstrukcije,

$[K]^t$ - tangentna matrica krutosti u vremenu t ,

$\{R\}^{t+\Delta t}$ - vektor spoljašnjeg opterećenja koji deluje u vremenu $t + \Delta t$,

$\{F\}^t$ - vektor sila u čvoru koji odgovara naprezanju elementa u vremenu t ,

$\left\{\ddot{U}\right\}^{t+\Delta t}$ - vektor ubrzanja u čvoru u vremenu $t + \Delta t$,

$\left\{\dot{U}\right\}^{t+\Delta t}$ - vektor brzine u čvoru u vremenu $t + \Delta t$,

$\{\Delta U\}^t$ - vektor prirasta pomeranja čvora u vremenu između t i $t + \Delta t$,

Ako se pretpostavi da je matrica krutosti konstantna u vremenskom intervalu Δt , rešenje jednačine (11.16) predstavlja rešenje za prirast pomeranja $\{\Delta U\}$, a ukupno pomeranje u vremenu $t + \Delta t$ dobija se sabiranjem poznatih pomeranja u vremenu t .

$$\{U\}^{t+\Delta t} \approx \{U\}^t + \{\Delta U\} \quad (11.17)$$

11.4 Matrica masa i matrica prigušenja

U dinamičkoj analizi parametri pomeranja su funkcije vremena, dok interpolacione funkcije zavise samo od geometrije konačnog elementa.

U postupku koji se primenjuje u ovoj analizi, matrica masa konstrukcije je konstantna, sistematizovana kao dijagonalna, kao posledica pristupa analizi preko koncentrisanih masa. Pored toga uzimaju se i mase diskretnog konačnog elementa $[M]^{(e)}$ i dodatne mase koncentrisane u čvornim tačkama $[M]^{(a)}$ koje mogu biti direktno zadate. Totalna matrica masa konstrukcije dobija se sračunavanjem sledeće jednačine.

$$[M] = [M]^{(e)} + [M]^{(a)} \quad (11.19)$$

Matrica prigušenja konstrukcije sastavljena je kao linearna kombinacija formirane matrice masa $[M]$ i početne linearne matrice krutosti sistema $[K]^L$

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K]^L \quad (11.20)$$

gde su α i β parametri prigušenja

11.5 Numeričke metode za rešavanje inkrementalnih jednačina kretanja

Metode direktne integracije zasnovane su na numeričkom rešavanju jednačina kretanja na osnovu inkrementalnog (step-by-step) pristupa u povezivanju tekuće i naredne konfiguracije analiziranog sistema konačnih elemenata.

Suštinska karakteristika metode je rešavanje sistema diferencijalnih jednačina kretanja bez transformacije sistema, odakle i potiče termin "direktna" u nazivu metode.

Metode direktne integracije jednačina kretanja zasnivaju se na sledećim pretpostavkama:

- Umesto rešenja koja zadovoljavaju jednačinu kretanja za bilo koji vremenski trenutak t traži se rešenje koje ovu jednačinu zadovoljava samo u određenim diskretnim trenucima koji su na međusobnim razmacima Δt .
- Promena pomeranja, brzine i ubrzanja, u okviru vremenskog intervala Δt , unapred se pretpostavlja i predstavlja kriterijum razlikovanja metoda. Od ove pretpostavke zavisi stabilnost, efikasnost i ukupni kvalitet analize.

Iz prve aproksimacije proizilazi da su uslovi ravnoteže, koji pored elastičnih inercijalnih sila obuhvataju i sile prigušenja, zadovoljeni samo u diskretnim trenucima vremena, a ne kontinualno za bilo koju vrednost promenljive t . Vrednosti traženih veličina za bilo koju vrednost vremenske promenljive mogu da se odrede interpolacijom, čiji stepen pouzdanosti zavisi od veličine koraka Δt , kao i od karaktera promene ubrzanja, brzine i pomeranja.

Za direktnu integraciju najčešće se koriste sledeći postupci: metoda centralnih konačnih razlika, Haubolt-ov postupak prethodnih konačnih razlika, Wilsonov- θ postupak linearnog ubrzanja, Newmarkov- β postupak konstantnog ubrzanja, postupak linearnog harmonijskog ubrzanja itd. Zajedničko za sve metode direktne integracije je da se polazi od početnog stanja pomeranja, brzine i ubrzanja u trenutku t_0 , kao poznatog, i da se na osnovu pretpostavke o njihovoj promeni u intervalu Δt određuje stanje u trenutku t_1 .

Sračunavanjem podataka za t_1 , u narednom koraku te vrednosti se posmatraju kao početne, na osnovu kojih se određuju veličine za trenutak t_2 . Tako se formira opšti algoritam za proračun uticaja na kraju intervala i pretpostavljenog načina njihove promene u okviru intervala Δt . Bitno je istaći da kod Wilsonovog- θ i Newmarkovg- β postupka, nisu potrebni početni uslovi, već se tokom postupka koriste vrednosti koje su sračunate u vremenu t .

Primenom numeričkih postupaka za rešavanje nelinearnih zadataka veličina restitucione sile R , odnosno krutost K određuje se za svaki interval vremena usvajanjem vrednosti na početku intervala. Pri porastu opterećenja krutost $K(t)$ opada, tako da je izračunata vrednost inkrementa netačna. Greška nastaje kao posledica usvojenog linearnog i ostvarenog nelinearnog ponašanja sistema u razmatranom intervalu. Ovo odstupanje može da dovede do nestabilnosti postupka, pa se tokom proračuna mora svesti na najmanju meru.

Za smanjenje greške pri rešavanju zadataka iz dinamičke analize primenjuju se postupci sa korigovanom silom. I ovde se koriste iterativni postupci u kojima se u okviru jednog intervala približava stvarnim vrednostima. Takav je na primer Newton-Raphson-ov postupak koji brzo konvergira, ali problemi mogu nastati prilikom programiranja, jer u svakom koraku iteracije treba odrediti novu krutost sistema. Druga mogućnost je iteracija sa

konstantnom krutošću gde je konvergencija sporija, ali je obim računskog postupka u svakom koraku manji. Iteracija u okviru svakog intervala primerena je za rešavanje statičkih zadataka, dok se kod dinamičkih problema uzimaju male vrednosti vremenskih intervala pa se i bez iteracije u okviru intervala mogu postići zadovoljavajući rezultati.

Ukoliko se uslovi ravnoteže na početku intervala koriste za izračunavanje vrednosti nepoznatih na kraju intervala, postupak se smatra eksplicitnim, a ukoliko se u jednačinama koje definišu uslove ravnoteže tangentna matrica krutosti nalazi uz vektor pomeranja na kraju intervala (trenutak $t+\Delta t$) radi se o implicitnom postupku direktne integracije. Svi navedeni numerički postupci su implicitni, sem metoda centralnih konačnih razlika koji je eksplicitni.

Kompjuterski program NORA2005 koji je u disertaciji korišćen za nelinearnu analizu ramova sa polukrutim vezama baziran je na stabilnim numeričkim postupcima: Wilsonov- θ metod i Newmarkov- β metod čija će osnovna suština ovde biti izložena.

1. Wilsonov- θ metod

Za izvođenje ove metode uzima se predvidljiva linearna promena ubrzanja u vremenu jednog usvojenog vremenskog inkrementa, od vremena t do vremena $t+\Delta t$, pri čemu je konstanta $\theta > 1$. Ako je $\theta = 1$, metoda se svodi na poznatu metodu linearne promene ubrzanja. Da bi metoda bila stabilnija u literaturi se preporučuje da bude $\theta \geq 1.37$, a za konkretan slučaj usvojeno je $\theta = 1.4$.

$$\left\{ \ddot{U} \right\}^{t+\tau} = \left\{ \ddot{U} \right\}^t + \frac{\tau}{\theta \Delta t} \left(\left\{ \ddot{U} \right\}^{t+\theta \Delta t} - \left\{ \ddot{U} \right\}^t \right) \quad (11.20)$$

Izrazi za brzinu i pomeranje na kraju usvojenog vremenskog intervala, kada se zameni vrednost $\tau = \theta \Delta t$, dobijaju se integracijom jednačine (11.20) po promenljivoj τ .

$$\left\{ \dot{U} \right\}^{t+\theta \Delta t} = \left\{ \dot{U} \right\}^t + \frac{\theta \Delta t}{2} \left(\left\{ \ddot{U} \right\}^{t+\theta \Delta t} + \left\{ \ddot{U} \right\}^t \right) \quad (11.21)$$

$$\left\{ U \right\}^{t+\theta \Delta t} = \left\{ U \right\}^t + \theta \Delta t \left\{ \dot{U} \right\}^t + \frac{\theta^2 \Delta t^2}{6} \left(\left\{ \ddot{U} \right\}^{t+\theta \Delta t} + 2 \left\{ \ddot{U} \right\}^t \right) \quad (11.22)$$

Uzima se da su pomeranje, brzina i ubrzanje $\left\{ U \right\}^t, \left\{ \dot{U} \right\}^t, \left\{ \ddot{U} \right\}^t$ u izrazima (11.21) i (11.22) poznate veličine, određene u prethodnom koraku.

Uvođenjem integracionih konstanti i vektora pomeranja inkrementa

$\left\{ \Delta U \right\} = \left\{ U \right\}^{t+\theta \Delta t} - \left\{ U \right\}^t$ i zamenom $\tau = \theta \Delta t$ dobija se :

$$\left\{\ddot{U}\right\}^{t+\tau} = a_o \{\Delta U\} - a_2 \left\{\dot{U}\right\}^t - a_3 \left\{\ddot{U}\right\}^t \quad (11.23)$$

$$\left\{\dot{U}\right\}^{t+\tau} = a_1 \{\Delta U\} - a_4 \left\{\dot{U}\right\}^t - a_5 \left\{\ddot{U}\right\}^t \quad (11.24)$$

gde su

$$a_o = \frac{6}{\tau^2} ; a_1 = \frac{3}{\tau} ; a_2 = \frac{6}{\tau} = 2a_1 ; a_3 = 2 ; a_4 = 2 ; a_5 = \frac{\tau}{2} \quad (11.25)$$

$$\{\Delta U\} = \{U\}^{t+\theta\Delta t} - \{U\}^t \quad (11.26)$$

U ovoj metodi ravnoteža se posmatra za vreme $\tau + \Delta t$. Dobijena inkrementalna pomeranja za svaki usvojeni interval koriste se za sračunavanje narednih pomeranja, brzina i ubrzanja za vreme $\tau + \Delta t$ koji su praktično izraženi preko dodatnih pet integracionih konstanti

$$\left\{\ddot{U}\right\}^{t+\Delta t} = a_6 \{\Delta U\} + a_7 \left\{\dot{U}\right\}^t + a_8 \left\{\ddot{U}\right\}^t \quad (11.27)$$

$$\left\{\dot{U}\right\}^{t+\Delta t} = \left\{\dot{U}\right\}^t + a_9 \left(\left\{\ddot{U}\right\}^t + \left\{\ddot{U}\right\}^{t+\Delta t} \right) \quad (11.28)$$

$$\{U\}^{t+\Delta t} = \{U\}^t + \left\{\dot{U}\right\}^t \Delta t + a_{10} \left(\left\{\ddot{U}\right\}^{t+\Delta t} + 2\left\{\ddot{U}\right\}^t \right) \quad (11.29)$$

gde je :

$$a_6 = \frac{a_o}{\theta} ; a_7 = -\frac{a_2}{\theta} ; a_8 = 1 - \frac{3}{\theta} ; a_9 = \frac{\Delta t}{2} ; a_{10} = \frac{\Delta t^2}{6} \quad (11.30)$$

2. Newmarkov- β metod

U ovoj metodi pretpostavljaju se sledeće aproksimacije za brzinu i pomeranje u čvornim tačkama za vreme $t + \Delta t$:

$$\left\{\dot{U}\right\}^{t+\Delta t} = \left\{\dot{U}\right\}^t + \left[(1 - \delta) \left\{\dot{U}\right\}^t + \delta \left\{\ddot{U}\right\}^{t+\Delta t} \right] \Delta t \quad (11.31)$$

$$\{U\}^{t+\Delta t} = \{U\}^t + \left\{\dot{U}\right\}^t \Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \left\{\ddot{U}\right\}^t + \alpha \left\{\ddot{U}\right\}^{t+\Delta t} \right] \Delta t^2 \quad (11.32)$$

Parametri α i β su osnovna karakteristika metode i preko njih se postiže stabilnost numeričke integracije. Metoda je bezuslovno stabilna ako je $\delta \geq 1/2$ i $\alpha \geq 1/4(0.5 + \delta)^2$. Kad je $\delta=1/2$ i $\alpha=1/6$, gore navedene aproksimacije odgovaraju metodi linearnog ubrzanja, a kada je $\delta=1/2$ i $\alpha=1/4$ onda odgovaraju metodi konstantnog ubrzanja. Koristeći prethodne dve jednačine (11.31) i (11.32), i uvođenjem konstante a_i , nepoznata brzina i ubrzanje u

vremenu $t+\Delta t$ izražavaju se samo preko prirasta pomeranja tako da se dobija sledeća relacija:

$$\left\{\ddot{U}\right\}^{t+\Delta t} = a_o\{\Delta U\} - a_2\left\{\dot{U}\right\}^t - a_3\left\{\ddot{U}\right\}^t \quad (11.33)$$

Zamenom ove jednačine u jednačinu ravnoteže (11.31) sledi :

$$\left\{\dot{U}\right\}^{t+\Delta t} = a_1\{\Delta U\} - a_4\left\{\dot{U}\right\}^t - a_5\left\{\ddot{U}\right\}^t \quad (11.34)$$

gde su integracione konstante :

$$a_o = \frac{1}{\alpha\Delta t^2}; \quad a_1 = \frac{\delta}{\alpha\Delta t}; \quad a_2 = \frac{1}{\alpha\Delta t}; \quad a_3 = \frac{1}{2\alpha} - 1; \quad a_4 = \frac{\delta}{\alpha} - 1; \quad a_5 = \left(\frac{\delta}{\alpha} - 2\right)\frac{\Delta t}{2} \quad (11.35)$$

Zamenom relacija za ubrzanje (11.33) i brzinu (11.34) za vreme $t+\Delta t$ u jednačinu ravnoteže može se odrediti ukupno pomeranje $\{U\}^{t+\Delta t}$ ako je analiza linearna, ili da se odredi inkrementalno pomeranje $\{\Delta U\}$, ako je analiza nelinearna. Rešenje za prirast ubrzanja u vremenu $t+\Delta t$ dobija se zamenom sračunatog prirasta pomeranja $\{\Delta U\}$ u jednačinu (11.33);

$$\left\{\ddot{U}\right\}^{t+\Delta t} = a_6\{\Delta U\} + a_7\left\{\dot{U}\right\}^t + a_8\left\{\ddot{U}\right\}^t \quad (11.36)$$

gde su

$$a_6 = a_o; \quad a_7 = -a_2; \quad a_8 = -a_3$$

Rešenje za $\left\{\dot{U}\right\}^{t+\Delta t}$ proizilazi iz jednačine (11.34), zamenom sračunatog prirasta $\left\{\ddot{U}\right\}^{t+\Delta t}$

$$\left\{\dot{U}\right\}^{t+\Delta t} = \left\{\dot{U}\right\}^t + a_9\left\{\ddot{U}\right\}^t + a_{10}\left\{\ddot{U}\right\}^{t+\Delta t} \quad (11.37)$$

gde je :

$$a_9 = \Delta t(1 - \delta); \quad a_{10} = \delta\Delta t$$

Na kraju može se sračunati i ukupno pomeranje u vremenu $t+\Delta t$ zamenom sračunatog prirasta pomeranja u jednačinu (11.38)

$$\{U\}^{t+\Delta t} = \{U\}^t + \{\Delta U\} \quad (11.38)$$

Kada se za rešavanje jednačina kretanja koristi Newmarkov metod, potrebno je u programu naznačiti parametar $\delta \geq 1/2$ (obično 0.5) i parametar α . Parametar α se sračunava prema sledećem izrazu :

$$\alpha = \frac{1}{4} (0.5 + \delta)^2 \quad (11.39)$$

Ako je $\delta = 0.5$ i $\alpha = 0.25$ metoda se svodi na postupak sa konstantnim srednjim ubrzanjem ili na trapezno pravilo.

11.6 Nelinearna dinamička analiza

Na osnovu kompjuterskog programa, koji je korišćen pri izradi ove disertacije, moguće je konstruktivni sistem analizirati kao nelinearan ili sa određenim lokalnim nelinearnostima.

Na blok dijagramu (sl.12.1) vide se svi karakteristični koraci analitičkog postupka preko kojih se sračunava nelinearni dinamički odgovor konstrukcije modelirane u potpunosti, ili delimično nelinearno. Početna tačka i u ovom slučaju je jednačina dinamičke ravnoteže nelinearnog sistema.

$$[M] \left\{ \ddot{U} \right\}^{t+\tau} + [C] \left\{ \dot{U} \right\}^{t+\tau} + [K]^t \{\Delta U\} = \{R\}^{t+\tau} - \{F\}^t \quad (11.40)$$

Koristeći izraze za vektor spoljašnjih sila koje deluju u čvorovima sistema na kraju vremenskog koraka, kao i izraze za ubrzanje i brzinu za isti vremenski interval, inkrementalna jednačina ravnoteže koja treba da se rešava u svakom narednom koraku postupka, ima sledeći oblik:

$$[\hat{K}] \{\Delta U\} = \{\hat{R}\}^{t+\tau} \quad (11.41)$$

$[K]$ je efektivnata matrica krutosti konstrukcije, a $\{\hat{R}\}^{t+\tau}$ je vektor efektivnog opterećenja za sledeći korak

$$[\hat{K}] = ([K]^t + a_o[M] + a_1[C]) \quad (11.42)$$

$$\{\hat{R}\}^{t+\tau} = \{R\}^t + \theta(\{\ddot{R}\}^{t+\Delta t} - \{\ddot{R}\}^t) + [M] \left(a_2 \left\{ \dot{U} \right\}^t + a_3 \left\{ \ddot{U} \right\}^t \right) + [C] \left(a_4 \left\{ \dot{U} \right\}^t + a_5 \left\{ \ddot{U} \right\}^t \right) - \{F\}^t \quad (11.43)$$

Matrica $[K]^t$ je nelinearna tangentna matrica krutosti konstrukcije koja se formira za vreme t i u slučaju kompletno nelinearnog modela ima sledeći oblik:

$$[K]^t = \sum_{e=1}^{NEL} [K]_g^{(e)} \quad (11.44)$$

NEL je ukupan broj konačnih elemenata pomoću kojih je izvršena diskretizacija konstrukcije. Ukoliko je usvojen model sa lokalno nelinearnim elementima tada se ova

matrica formira od konstantnih delova linearnih elemenata i promenljivih delova nelinearnih elemenata :

$$[K]^t = [K]^{LP} + [K]^{tNP} \quad (11.45)$$

Potrebno je istaći da je osnovna karakteristika algoritma, koji se koristi u kompjuterskom programu, određivanje tangentne matrice krutosti, čija vrednost zavisi od načina na koji je modelirana predmetna konstrukcija, odnosno od usvojenih histerezisnih modela za pojedinačne elemente sistema armiranobetonskih ramova sa ispunom od opeke.

Numerički postupak za sračunavanje dinamičkog odgovora konstrukcije za nelinearan sistem podrazumeva sledeće :

1. Formiranje inicijalne (linearne) matrice krutosti konstrukcije i njeno memorisanje za potrebe formiranja matrice prigušenja konstrukcije i za sračunavanje inicijalnih dinamičkih karakteristika konstrukcije.
2. Formiranje matrice masa i sračunavanje matrice prigušenja po jednačini (11.19).
3. Određivanje početnih uslova $\{U\}^0, \{\dot{U}\}^0, \{\ddot{U}\}^0$.
4. Formiranje interpolacione matrice ubrzanja u osnovi $[F]^*$, za aktuelni inkrement Δt , zamenom u originalnim zemljotresnim zapisima ubrzanja, za određene vremenske korake.
5. Određivanje parametara i sračunavanje odgovarajućih integracionih konstanti po metodi Wilson-a i Newmark-a.
6. Sračunavanje konstantnog dela efektivne matrice krutosti konstrukcije

$$[\hat{K}]^{CP} = ([K]^{LP} + a_o[M] + a_i[C]) \quad (11.46)$$

7. Početak sračunavanja metodom korak po korak u svakom koraku podrazumeva sledeće:

- 7.1. Formiranje vektora spoljašnjih sila u čvorovima, odnosno vektora inercijalnih sila

$$\left\{ \ddot{U}_g \right\}^{t+\Delta t}, \text{ primenom relacije } \{R\}^{t+\Delta t} = -[M] \left\{ \ddot{U}_g \right\}^{t+\Delta t};$$

- 7.2. Očitavanje vektora sila u čvorovima $\{F\}^t$ koji odgovara naprezanju u elementu u vremenu t ;

- 7.3. Sračunavanje nelinearnog vektora efektivnog opterećenja $\{\hat{R}\}^{t+\tau}$ korišćenjem izraza (11.44);

- 7.4. Očitavanje vrednosti vektora ukupnih deformacija u nelinearnim elementima na kraju prethodnog koraka i formiranje nelinearnog dela matrice krutosti konstrukcije $[K]^{tNP}$;
- 7.5. Formiranje ukupne efektivne matrice krutosti čvora, kao sume konstantnog dela i nelinearnog dela
- $$[\hat{K}] = [\hat{K}]^{CP} + [K]^{tNP}; \quad (11.47)$$
- 7.6. Dekompozicija ukupne efektivne matrice krutosti konstrukcije $[\hat{K}]$;
- 7.7. Sračunavanje nepoznatog prirasta pomeranja $\{\ddot{U}_g\}$ rešavanjem sistema jednačina $[\hat{K}]\{\Delta U\} = \{\hat{R}\}^{t+\tau}$;
- 7.8. Sračunavanje novog ubrzanja, brzine i pomeranja u čvorovima sistema. U analitičkom modelu za rešavanje aktuelnih čvorova koriste se jednačine (11.28) do (11.30) i (11.37) do (11.39) po metodi Wilsona i Newmarka;
- 7.9. Koristeći izračunate vrednosti inkremenata za globalna pomeranja $\{\ddot{U}_g\}$, izračunavaju se inkrementalna pomeranja u čvorovima lokalnog koordinatnog sistema za sve elemente, kao i prirasti sila u lokalnom koordinatnom sistemu za sve elemente $\{\Delta \bar{S}\}^{N(e)}$;
- 7.10. Sračunava se prirast sila u elementu u globalnom koordinatnom sistemu i nadogradi se vektor prirasta sila u čvorovima $\{\Delta F\}_i$ od dodatog nelinearnog elementa;
- 7.11. Sračunava se i memoriše vektor sila u čvorovima koji odgovara unetim ukupnim pomeranjima $\{\ddot{U}\}^{t+\tau}$ koji će se koristiti u sledećem koraku kao $\{F\}^t$;
- 7.12. Sračunava se i memoriše vektor ukupnih dilatacija koji se nalazi u elementu na kraju odgovarajućeg aktuelnog koraka;
- 7.13. Ponove se koraci od 7.11 do 7.12 za sledeći korak iteracije.

U postupku numeričke integracije za svaki vremenski interval sračunava se vrednost efektivne matrice krutosti konstrukcije i vektor efektivnog opterećenja (sila), određuje se prirast pomeranja rešavanjem jednačine (11.41).

Za poznati prirast pomeranja sračunava se ubrzanje i brzina. Na taj način se dobija odgovor sistema u vremenu $t+\Delta t$ koji je istovremeno početni uslov za sledeći korak.

11.7 Određivanje inicijalnih dinamičkih karakteristika

Početne dinamičke karakteristike konstrukcije, sopstveni periodi (frekvencije) i oblici oscilovanja, kompjuterskim programom NORA 2005, sračunavaju se koristeći formirane linearne matrice krutosti konstrukcije $[K]$ i matrice masa $[M]$. Poznavanje ovih dinamičkih karakteristika potrebno je za definisanje Rayiegh-ovih koeficijenata prigušenja α i β koji se koriste pri formiranju matrice prigušenja konstrukcije $[C]$ preko jednačine (11.19). Za odedivanje niskih svojstvenih vrednosti $\lambda_1, \lambda_2, \dots$, i odgovarajućih sopstvenih vektora $\{\phi\}_1, \{\phi\}_2, \dots$, primerena je metoda inverzne vektorske iteracije za slučaj generalizovanog problema svojstvenih vrednosti u obliku :

$$[K]\{\phi\}_i = \lambda_i [M]\{\phi\}_i \quad (i = 1, 2, \dots) \quad (11.48)$$

gde je $[K]$ početna, linearna matrica krutosti, a $[M]$ matrica masa. Iterativni postupak za sračunavanje prve svojstvene vrednosti λ_1 i odgovarajućeg vektora $\{\phi\}_1$ je sledeći :

1. Usvaja se $\{Y\}_1 = [M]\{X\}_1$; $\{X\}_1$ je početni jedinični vektor. Nakon toga se nastavi sa sračunavanjem naredne iteracije $K+1, 2, \dots$ na sledeći način :

2. Iz $[K]\{\bar{X}\}_{k+1} = \{Y\}_k$, se dobija $\{\bar{X}\}_{k+1}$ (11.49)

3. Sračuna se $\{\bar{Y}\}_{k+1} = [M]\{\bar{X}\}_{k+1}$

4. Dobija se $\rho(\{\bar{X}\}_{k+1}) = \frac{\{\bar{X}\}_{k+1}^T \{Y\}_k}{\{\bar{X}\}_{k+1}^T \{\bar{Y}\}_{k+1}} ; \rightarrow \lambda_i$ (11.50)

5. Dobija se $\{Y\}_{k+1} = \frac{\{\bar{Y}\}_{k+1}}{(\{\bar{X}\}_{k+1}^T \{\bar{Y}\}_{k+1})^{1/2}} ; \rightarrow [M]\{\Phi\}_i$ (11.51)

6. Izvrši se provera konvergencije u svakoj iteraciji korišćenjem, u prethodnoj iteraciji sračunatih sopstvenih vrednosti $\lambda_i^{(k)}$. Specifična tolerancija ACC je:

$$\frac{|\lambda_i^{(k+1)} - \lambda_i^{(k)}|}{\lambda_i^{(k+1)}} \leq ACC \quad (11.52)$$

ACC teba da se usvoji kao $1/10^{2P}$ ili manje ako se za λ_1 izabere $2P$ -digitalana tačnost. Tako će sopstveni vektor $\{\phi\}_1$ imati tačnost P ili veću digitalnu vrednost. Ako nije

ispunjen uslov (11.52), prelazi se na sledeću iteraciju i ukoliko se ispuni prethodni uslov prekida se sa iteracijom:

$$\lambda_l \approx \rho(\{\bar{X}\}_{s+1}) \quad (11.53)$$

$$\{\Phi\}_l \approx \frac{\{\bar{X}\}_{s+1}}{\left(\{\bar{X}\}_{s+1}^T \{\bar{Y}\}_{s+1}\right)^{1/2}} \quad (11.54)$$

Ostale svojstvene vrednosti i sopstveni vektori sračunavaju se primenom očitavanja sa vektora. Ako se integracioni vektor ortogonalizuje u odnosu na sve već sračunate svojstvene vektore $\{\phi\}$ moguće je da će vrednost naredne iteracije konvergirati prema bilo kojoj prethodno sračunatoj svojstvenoj vrednosti koja je eliminisana, odnosno iteracija će konvergirati u drugi svojstveni vektor. U ovom postupku primenjuje se Gram-Schmidt-ova metoda ortogonalizacije vektora preko sledećih izraza :

$$\{\tilde{X}\}_l = \{X\}_l - \sum_{i=1}^m \alpha_i \{\Phi\}_i \quad (11.55)$$

$$\alpha_i = \{\Phi\}_i^T [M] \{X\}_l, \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (11.56)$$

Vektor $\{\tilde{X}\}_l$ se koristi kao početni vektor iteracije umesto $\{X\}_l$, radi obezbeđenja uslova $\{X\}_l^T [M] \{\Phi\}_{m+1} \neq 0$, iteracija treba da konvergira u sledeći $(m+1)$ par vektora svojstvenih vrednosti.

12 METODOLOŠKI KONCEPT RAZVIJENOG KOMPJUTERSKOG SOFTVERA ZA DETALJNU ANALIZU SEIZMIČKOG ODGOVORA KOMPLEKSNIH SISTEMA KORISTEĆI PREDNOSTI NELINEARNIH MODELA

12.1 Kompjuterski program NORA 2005 za nelinearnu seizmičku analizu kompleksnih konstrukcija

Kompjuterski program NORA [109] se koristi za realizaciju specifičnih i kompleksnih nelinearnih seizmičkih analiza dvodimenzionalnih konstrukcija u vremenskom domenu primenom razvijenih nelinearnih modela na različitim nivoima, odnosno korišćenjem tri koncepta formulisanja analitičkog modela:

- (1) Koncept nelinearnog mikro-modela;
- (2) Koncept nelinearnog makro-modela;
- (3) Koncept nelinearnog globalnog-modela.

Primenom programa NORA vrši se linearna i nelinearna statička i dinamička analiza za dvodimenzionalne konstrukcije. Program sadrži veliki broj originalno razvijenih potprograma za rešavanje određenih faza prikazanih u blok dijagramu (Sl.12.1). U ovoj disertaciji to je učinjeno na osnovu rezultata teorijske i eksperimentalne analize sistema sa polukrutim vezama štapova, koja je detaljno prikazana u prethodnim poglavljima.

12.2 Programirane opcije kompjuterskog programa NORA 2005 za nelinearnu seizmičku analizu kompleksnih konstrukcija

Kompjuterski program NORA2005 obezbeđuje realizaciju tri tipa analiza:

1. Statičku linearnu i nelinearnu analizu korak po korak;
2. Analizu početnih dinamičkih karakteristika konstrukcije (rešavanje problema svojstvenih vredosti i svojstvenih vektora, odnosno proračun svojstvenih perioda i oblika oscilovanja konstrukcije);

3. Dinamičku linearnu i nelinearnu analizu korak po korak.

Za realizaciju ovih zadataka u program je uključeno deset različitih opcija za analizu prikazanih u blok dijagramu, sl.12.2.

Prve tri opcije programa obuhvataju statičku analizu za linearni i nelinearni model konstrukcije.

Opcija 1 : linearna statička analiza

Opcija 2: statička analiza konstrukcije sa lokalnim nelinearnostima (delimično nelinearan model)

Opcija 3 : nelinearna statička analiza za kompletno nelinearan model

Za sve opcije statičke analize usvojen je inkrementalni postupak za rešavanje korak po korak, čime je obezbeđena analiza konstrukcije za propisanu vremensku zavisnost dejstva za bilo koji globalni stepen slobode (pri linearnoj analizi), kao i unošenje svih promena u aktuelnoj matrici krutosti konstrukcije (za delimično ili kompletno nelinearni sistem).

Za slučaj dinamičke linearne ili nelinearne analize sistema potrebno je odrediti matricu prigušenja konstrukcije u kombinaciji sa matricom masa i matricom početne krutosti konstrukcije. Za određivanje Rayleigh-ovih koeficijenata prigušenja sračunavaju se početne dinamičke karakteristike konstrukcije i svojstvene periode i oblici vibracija. Preko četvrte opcije programa moguće je dobiti potrebna rešenja. Za rešavanje problema svojstvenih vredosti koristi se metoda inverzne vektorske iteracije.

Opcija 4: početne dinamičke karakteristike konstrukcije;

Dinamička linearna i nelinearna analiza konstrukcija, obuhvaćena programom, sprovodi se preko sledećih opcija:

Opcija 5: linearna dinamička analiza;

Opcija 6: linearna dinamička analiza i rešavanje problema svojstveih vrednosti i svojstvenih vektora;

Opcija 7 : dinamička analiza konstrukcije sa lokalnim nelinearnostima;

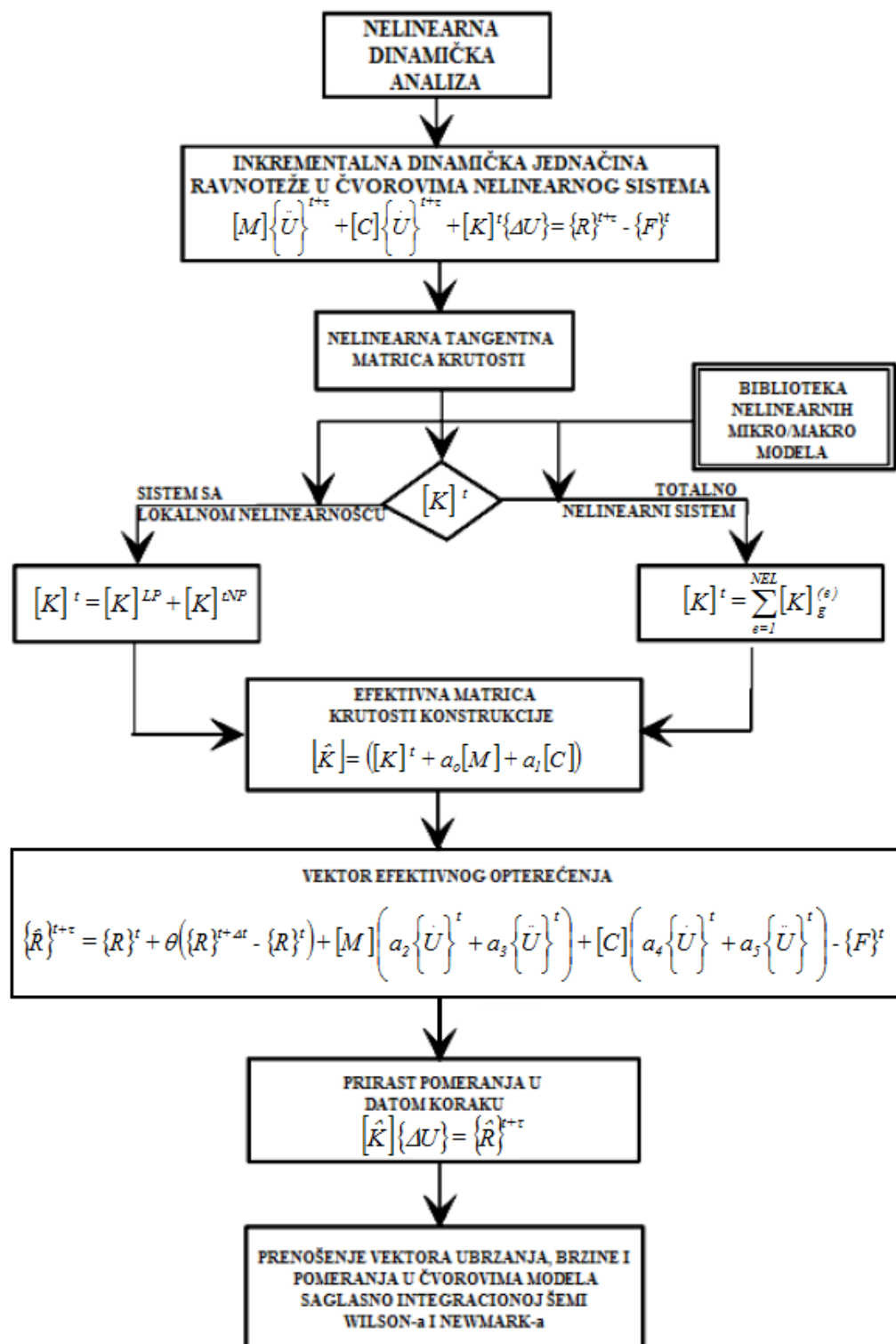
Opcija 8: dinamička analiza konstrukcije sa lokalnim nelinearnostima i rešavanje problema svojstvenih vrednosti i svojstvenih vektora;

Opcija 9 : nelinearna dinamička analiza;

Opcija 10 : nelinearna dinamička analiza i rešavanje problema svojstvenih vrednosti i svojstvenih vektora;

Pri sprovođenju dinamičke analize ponašanja konstrukcije pod dejstvom zemljotresa različitog intenziteta, dinamičko spoljašnje opterećenje (zemljotres) zadaje se preko vremenske istorije ubrzanja (*Time History Analysis*) koje je definisano diskretnim vrednostima označenim u jednakim vremenskim intervalima.

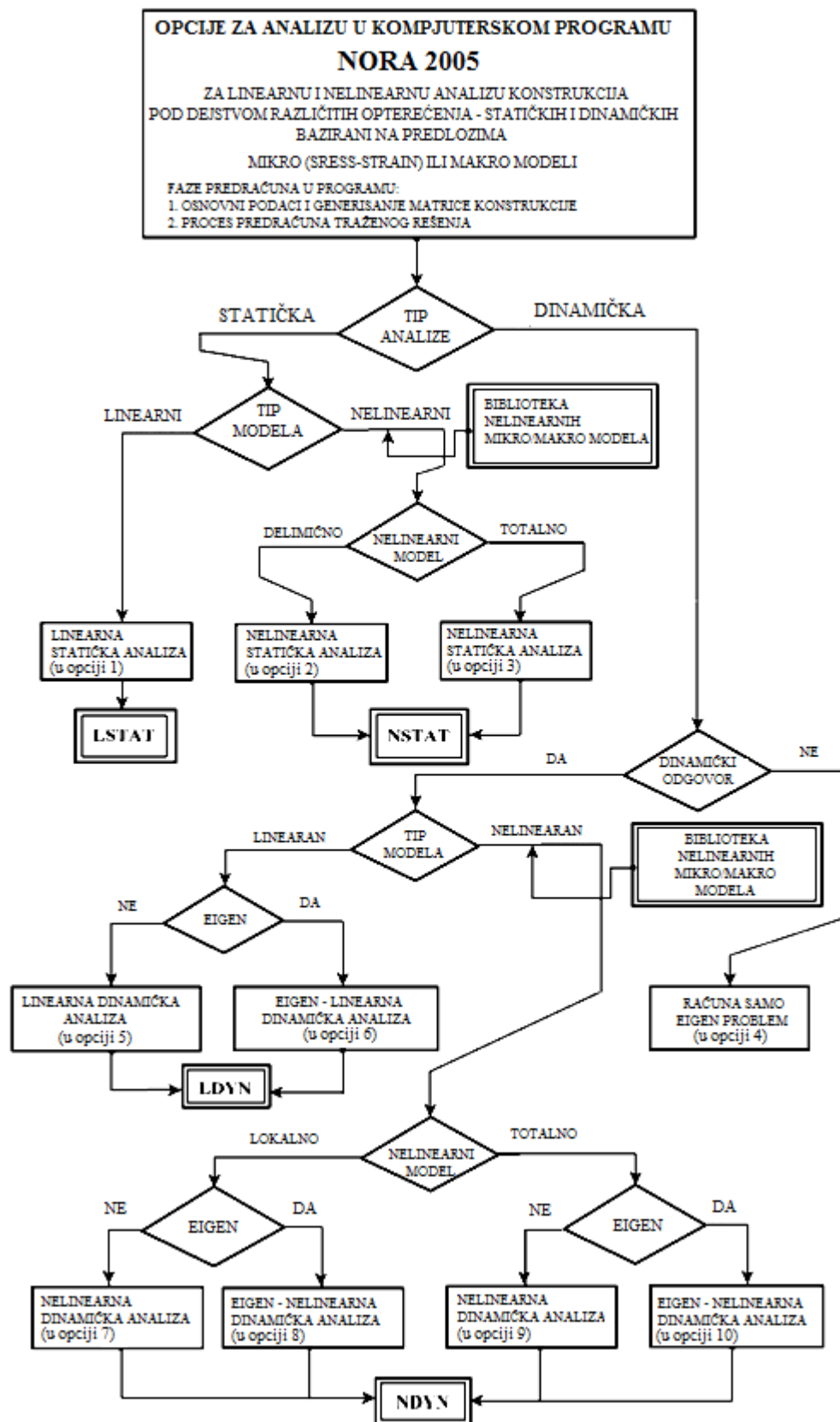
Analiza može da se sprovede i za horizontalnu i vertikalnu komponentu zemljotresa. Program je sastavljen za dvodimenzionalne konačne elemente. Zbog velikog broja stepena slobode koji su uključeni u matematički model konstrukcije napravljena je optimalizacija u korišćenju kapaciteta kompjuterskog sistema radi postizanja efikasnosti rešavanja (procesirane su i stornirane sve matrice sistema u kompaktnoj formi primenom samo polu-trakastih matrica). Vreme potrebno za rešavanje ovih problema redukovano je i na taj način što se prvo formiraju konstantne matrice, a nelinearnost se uzima u obzir samo u procesu rešavanja sistema diferencijalnih jednačina korak po korak.



Sl. 12.1 Blok dijagram analitičke procedure proračuna dinamičkog odgovora delimično ili totalno nelinearnih sistema

Teorijska i eksperimentalna analiza armiranobetonskih linijskih nosača sa polukrutim vezama

12. Metodološki koncept razvijenog kompjuterskog softvera za detaljnu analizu seizmičkog odgovora kompleksnih sistema koristeći prednosti nelinearnih modela



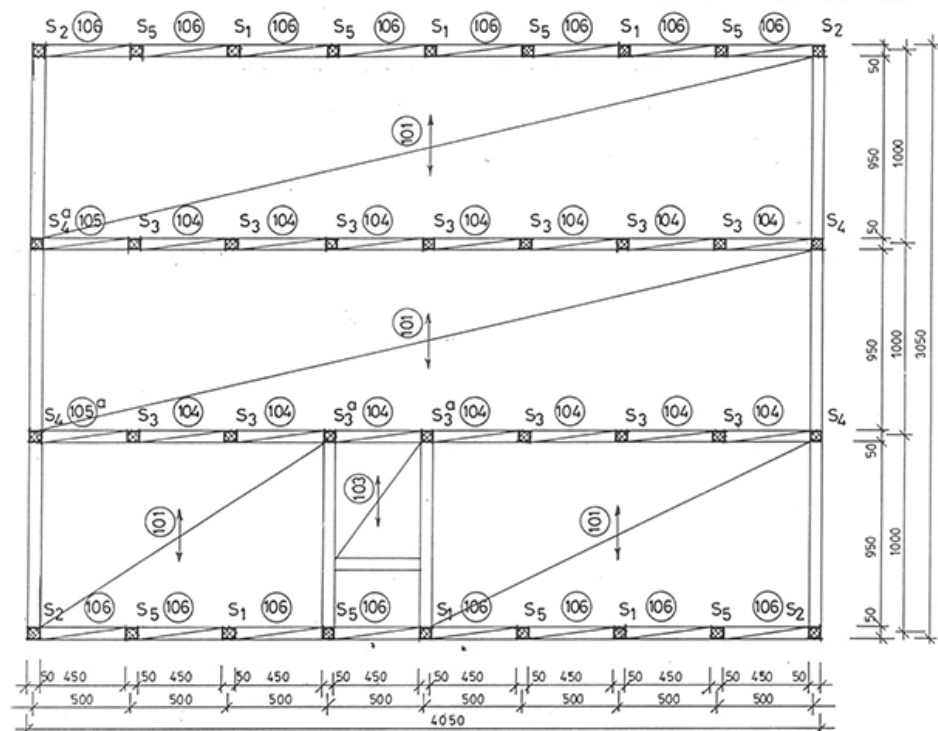
Sl. 12.2 Blok dijagram kompjuterskog programa NORA 2005 sa opcijama analize

13 PRIMENA FORMULISANOG NELINEARNOG ANALITIČKOG MODELA ZA ANALIZU SEIZMIČKOG ODGOVORA PROTOTIPA HALE SA POLUKRUTIM VEZAMA

13.1 Prototip hale za realizaciju analitičkih istraživanja i karakteristike granične nosivosti poprečnih preseka

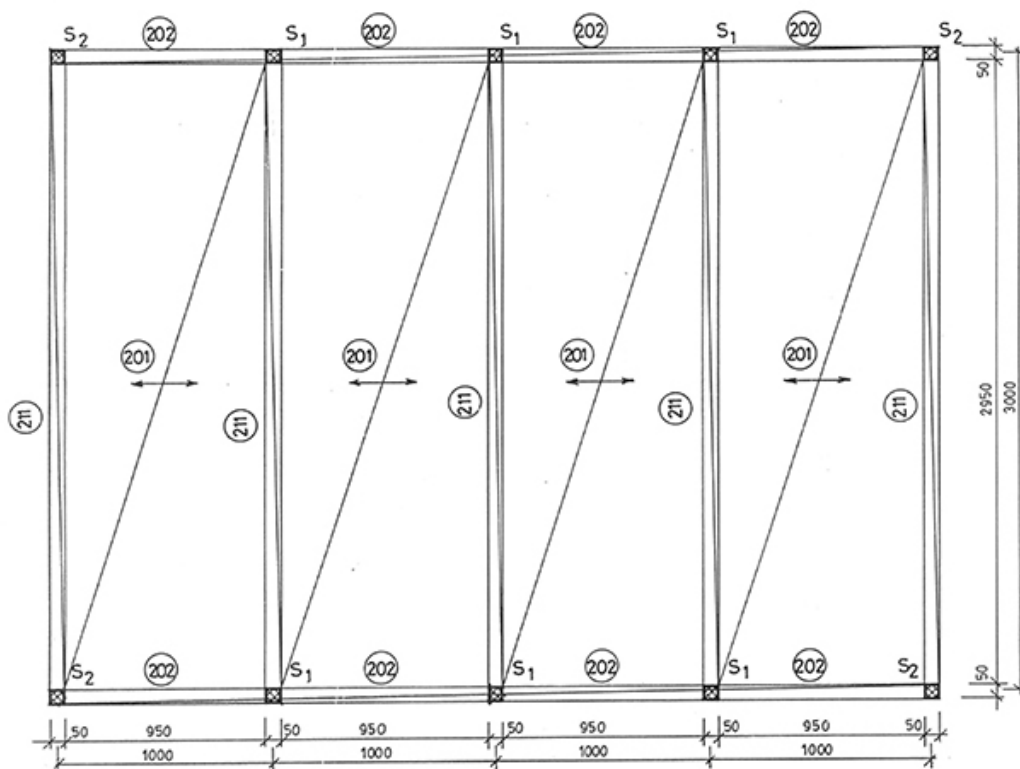
13.1.1 Opis prototipa hale za realizaciju analitičkih istraživanja

Prototip hale za realizaciju analitičkih istraživanja je izvedena po sistemu AMONT (Morava Krušće) u Nišu za potrebu "Elektrotehne", te je zbog toga isti mogao biti razmatran kao reprezentativni montažni objekat. Namijenjena je za skladiranje elektromaterijala i bele tehnike i projektovana je kao dvospratna.



**Sl. 13.0.1.1 Prototip hale za realizacijo planiranih specifičnih analitičnih istraživanja:
Osnova prizemlja.**

13. Primena formulisanog nelinearnog analitičkog modela za analizu seizmičkog odgovora prototipa hale sa polukrutim vezama



Sl. 13.0.1.2 Prototip hale za realizaciju planiranih specifičnih analitičkih istraživanja:
Osnova sprata.

Osnovni konstruktivni sistem objekta čine montažni prefabrikovani konstruktivni elementi i predstavlja prostornu dvospratnu okvirnu konstrukciju. U prizemlju u poprečnom pravcu između četiri reda stubova, objekat ima tri identična raspona od po 10,0m, a na spratu je formiran samo jedan raspon između krajnjih stubova od 30,0m. U podužnom pravcu, raspoređeno je ukupno pet ovakvih identičnih poprečnih okvira na rasteru od 10,0m, tako da ukupna dužina hale iznosi 40,0m.

U prizemlju je na polovini rastera izvedeno još 4 reda stubova koji se po visini protežu samo u prizemlju. Stubovi su podužno međusobno povezani AB gredama u nivou međuspratne konstrukcije i u nivou oslanjajućih greda krovne konstrukcije. Povezivanjem stubova u podužnom i poprečnom pravcu obezbeđen je prostorni rad čitavog nosećeg konstruktivnog sistema odabranog prototipa hale sistema "AMONT", sl.13.0.1.1 i sl.13.0.1.2.

Krovna konstrukcija ove hale je oformljena od montažnih atheziona prethodno napregnutih krovnih koruba raspona 10,0m, izvedenih po sistemu "AMONT".

Međuspratna konstrukcija je izvedena od montažnih AB koritnica raspona 10,0m po sistemu "AMONT", a preko njih je naknadno izvedena AB ploča za monolitizaciju i formiranje pogodne podne podloge.

Glavni krovni nosači nose krovne korube i izvedeni su kao adhezioni prethodno napregnuti nosači "A30" promenljive visine sa dvostranim nagibom gornjeg ruba nosača od oko 12°. Sekundarni, ili vezni nosači, na prvom spratu u visini krova u podužnom pravcu objekta, izvedeni su kao "T60" i imaju konstantnu visinu i raspon od 10,0m. Glavni nosači u prizemlju nose međuspratne ploče (koritnice). Ovi nosači su postavljeni u podužnom pravcu objekta, konstantne su visine i raspona od 5,0m. Izvedeni su kao nosači "T90" u središnjem delu i kao "T70" po obodu objekta.

Sekundarni nosači u prizemlju su izvedeni u poprečnom pravcu samo po obodu objekta kao "T40", konstantne visine i raspona od 10,0m.

Svi stubovi su montažni, poprečnog preseka 50/50cm. Isti su posle montaže adekvatno uklješteni u temeljne čašice temelja samaca.

Objekat je u celosti fundiran na temeljima samcima. Obodni parapetni zidovi su izvedeni na temeljnim gredama koje su projektovane za tu namenu. U ovom slučaju objekt je na fasadi zatvoren montažnim fasadnim rebrastim elementima "FER-240". Isti su, deo pvoizvodog programa fabrike "AMONT-MORAVA" iz Krušca.

Poprečni preseki objekta su poslužili za formulisanje nelinearnog analitičkog modela koji je korišćen za realizaciju analitičkih istraživanja.

Pregledom objekta na licu mesta, u vreme kada je izvršeno i merenje dinamičkih karakteristika objekta metodom ambijent vibracija, što je detaljno dato u poglavlju 7, konstatovano je da objekat nema uočljivih konstruktivnih ili nekonstruktivnih oštećenja. Opšta je konstatacija da je ponašanje objekta u toku dosadašnjeg eksploatacionog perioda bilo zadovoljavajuće. To ukazuje na činjenicu da je kvalitet ugrađenih materijala, kao i kvalitet samih montažnih elemenata u celini na zadovoljavajućem nivou.

Za potrebe predmetnih istraživanja korišćene su podloge iz postojeće tehničke dokumentacije. Na osnovu iste izvršena su najpre predviđena eksperimentalna istraživanja koja obuhvataju ispitivanje projektovanih fizičkih modela, a zatim i specifična analitička istraživanja, primenom formulisanih adekvatnih nelinearnih analitičkih modela.

13.1.2 Karakteristike granične nosivosti poprečnih preseka konstruktivnih elemenata

Za analitičko definisanje potrebnih relacija kojim se predstavljaju zavisnosti moment krivina ($M-\phi$) i moment-aksijalna sila ($M-N$) za karakteristične poprečne preseke analiziranog objekta korišćen je namenski kompjuterski program SEKAP (Section Capacity) izrađen u IZIIS-u (V. Hristovski, 1997).

Prilikom analiza pomenutih zavisnosti $M-\phi$ i $M-N$, geometrijske karakteristike preseka, karakteristike materijala, ugrađene armature i njihov raspored uzeti su adekvatno na bazi raspoložive projektne dokumentacije.

Kapacitet granične nosivosti je proračunat za sve karakteristične preseke konstruktivnih elemenata relevantne za modeliranje objekta za dejstvo vertikalnih i horizontalnih sila. Kvalitet betona u svim nosivim elementima je uzet iz dostupne tehničke dokumentacije.

Armatura u presecima je preuzeta iz statičkog proračuna i detalja armiranja konstruktivnih elemenata. Osnovni podaci analiziranih elemenata su sledeći:

1. Koritnica K-45 je II poprečnog preseka raspona 10,0m, visine 45cm. Debljina ploče koritnice iznosi 11cm, koliko iznosi i debljina svakog rebra. Izrađena je od betona MB40 i armirana sa po 2R ϕ 22 u donjoj zoni svakog rebra i mrežom Q131 u donjoj zoni ploče i 4 ϕ 10 i 4 ϕ 6 u donjoj zoni ploče.
2. Glavni nosač T-90 je T poprečnog preseka, raspona 5,0m, visine 90cm. Flanša je širine 50cm i visine 20cm. Debljina rebra iznosi 15cm. Nosač je izrađen od betona MB30 a armiran je sa 6R ϕ 22 u donjoj zoni rebra 4 ϕ 8 po visini rebra, 2 ϕ 16 i 2 ϕ 8 u donjoj zoni flanše nosača i 4 ϕ 16 u gornjoj zoni flanše nosača.
3. Glavni nosač T-70 je T poprečnog preseka i raspona 5,0m, visine 70cm. Flanša je širine 50cm i visine 20cm. Debljina rebra iznosi 15cm. Nosač je izrađen od betona MB30 i armiran sa 4R ϕ 19 i 2R ϕ 16 u donjoj zoni rebra, 4 ϕ 8 po visini rebra, 2R ϕ 12 i 2 ϕ 8 u donjoj zoni flanše nosača i 4R ϕ 12 u gornjoj zoni flanše nosača.
4. Vezni nosač T-60 je T poprečnog preseka raspona 10,0m, visine 60cm. Flanša je širine 50cm i visine 20cm. Debljina rebra iznosi 15cm. Nosač je izrađen od betona MB30 i armiran sa 4R ϕ 16 u donjoj zoni rebra 2 ϕ 8 po visini rebra, 2 ϕ 14 i 2 ϕ 8 u donjoj zoni flanše nosača i 2R ϕ 12 + 2 ϕ 14 u gornjoj zoni flanše nosača.
5. Vezni nosač T-40 je T poprečnog preseka raspona 10,0m, visine 40cm, flanša je širine 50cm i visina 20cm. Debljina rebra iznosi 15cm. Nosač je izrađen od betona MB30 i armiran sa 4R ϕ 19 u donjoj zoni rebra 2 ϕ 14 i 2 ϕ 8 u donjoj zoni flanše nosača i 4 ϕ 14 u gornjoj zoni flanše nosača.
6. Glavni nosač A-30 je atezivno prethodno napregnut element raspona 30,0m sa I porečnim presekom i promenljivom visinom. Na mestu oslanjanja postupno prelazi u oblik T preseka sa visinom od 80cm dok u sredini raspona njegova visina iznosi 260cm. Pored kablovske armature od 7 redova po 7 kabla 7 ϕ 3 raspoređenoj u

13. Primena formulisane nelinearnog analitičkog modela za analizu seizmičkog odgovora prototipa hale sa polukrutim vezama

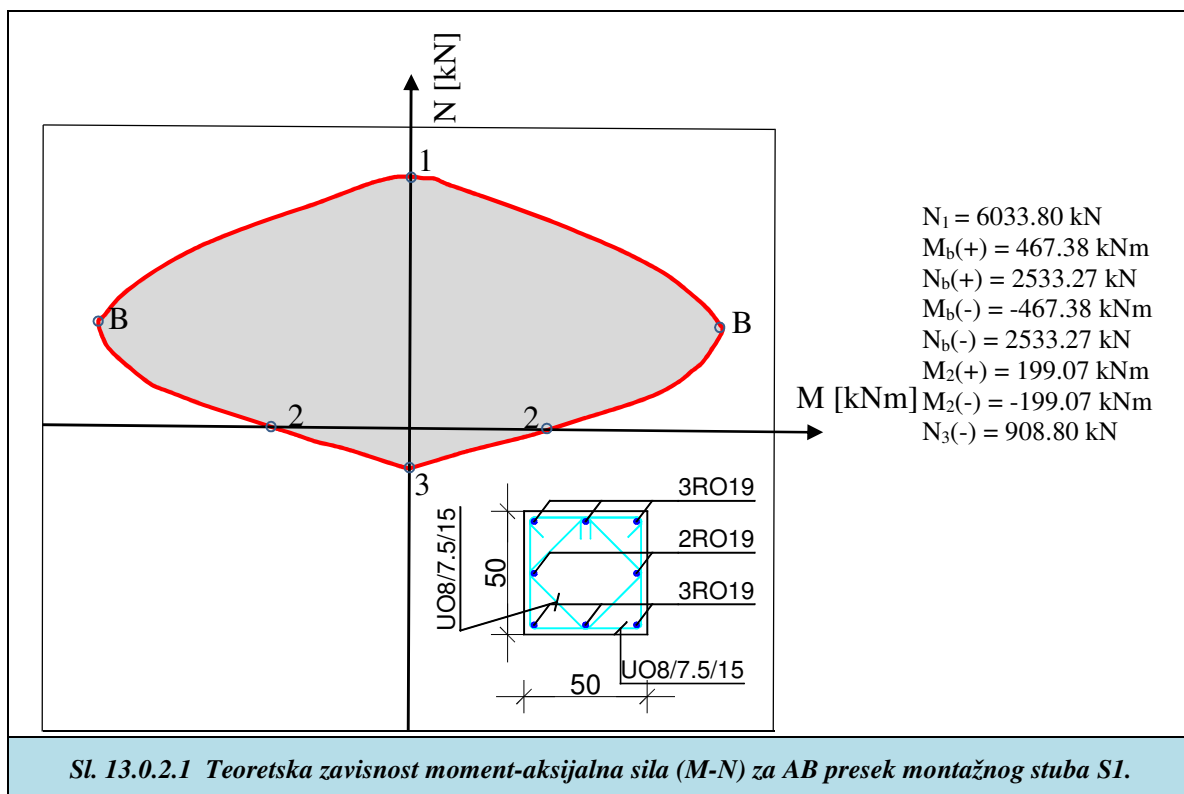
donjoj zoni nosača isti je armiran i nekonstruktivnom armaturom 6R ϕ 16 u flanši nosača. 4R ϕ 16 u donjoj flanši nosača i 22R ϕ 16 po visini rebra.

7. Stubovi S1 i S2 su kvadratnog poprečnog preseka dimenzija 50/50cm. Izrađeni su od betona MB30 i armirani su sa 8R ϕ 19 simetrično raspoređenih u preseku.
8. Stubovi S3, S4 i S5 su kvadratnog poprečnog preseka dimenzija 50/50cm. Izrađeni su od betona MB30 i armirani su sa 8R ϕ 16 simetrično raspoređenih u preseku.

U ovom tekstu su za ilustraciju prikazane u grafičkoj formi dobijene zavisnosti $M-\phi$ i $M-N$ samo za odabrane karakteristične preseke. Pomenute zavisnosti date su u grafičkom obliku.

Dobijene osnovne zavisnosti $M-\phi$ za sve relevantne preseke, nadalje se koriste kao ulazni podaci za simulaciju nelinearnih karakteristika svih konstruktivnih elemenata pri analizi nelinearnog ponašanja objekta pri dejstvu zemljotresa kako u podužnom tako i u poprečnom pravcu.

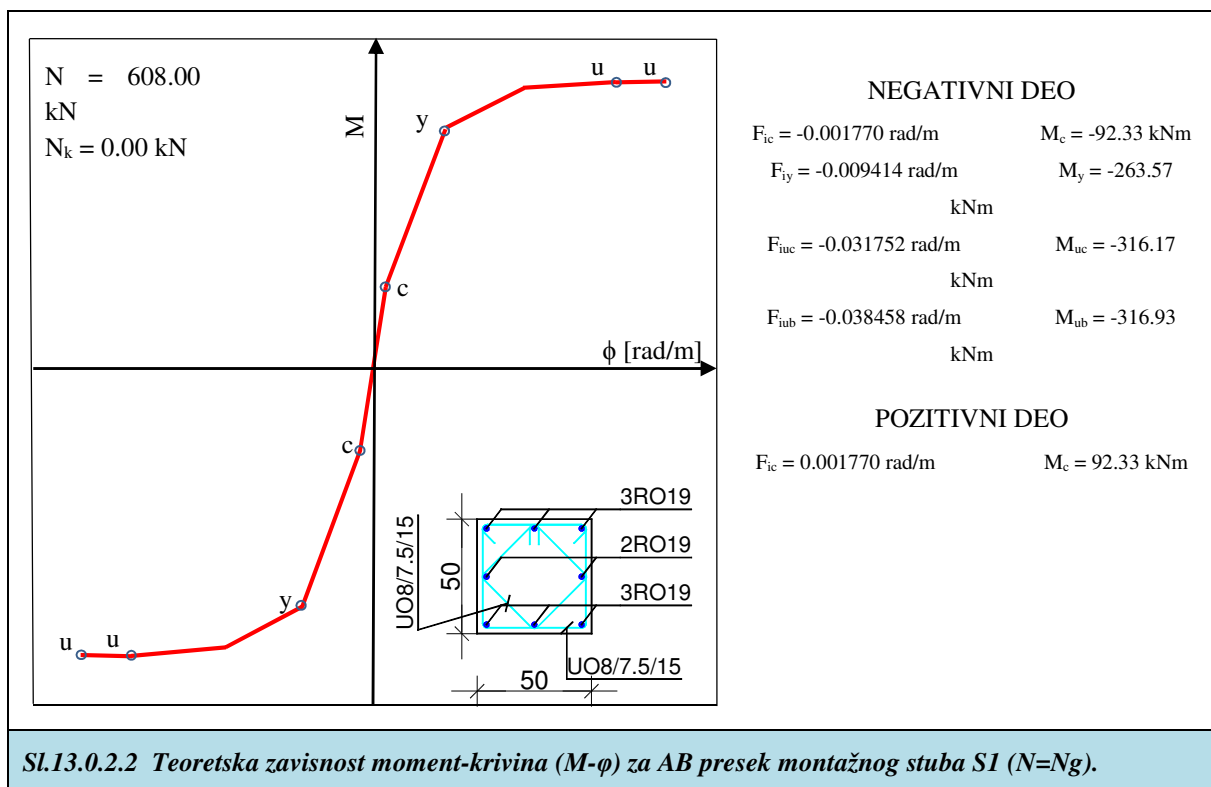
Na sl. 13.0.2.1 data je analitička zavisnost $M-N$ za stub S1 sa tačnim numeričkim vrednostima za odabrane i obeležene karakteristične tačke.



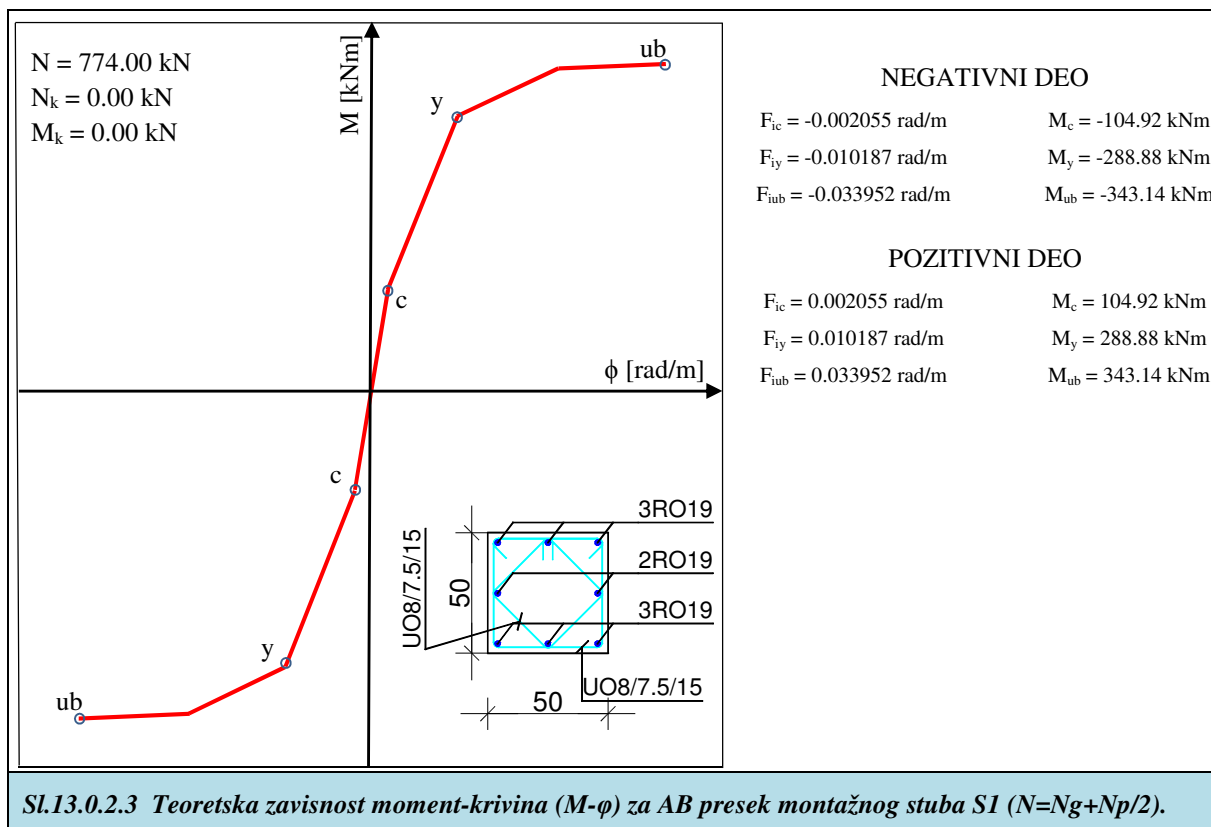
Na naredne tri slike date su analitičke zavisnosti $M-\phi$ za poprečni presek stuba S1 za tri različite vrednosti aksijalnog opterećenja.

13. Primena formulisanog nelinearnog analitičkog modela za analizu seizmičkog odgovora prototipa hale sa polukrutim vezama

Na sl. 13.0.2.2 data je teoretska zavisnost $M-\phi$ za aksijalno opterećenje $N=N_g$ (vrednost aksijalne sile od sopstvene težine).

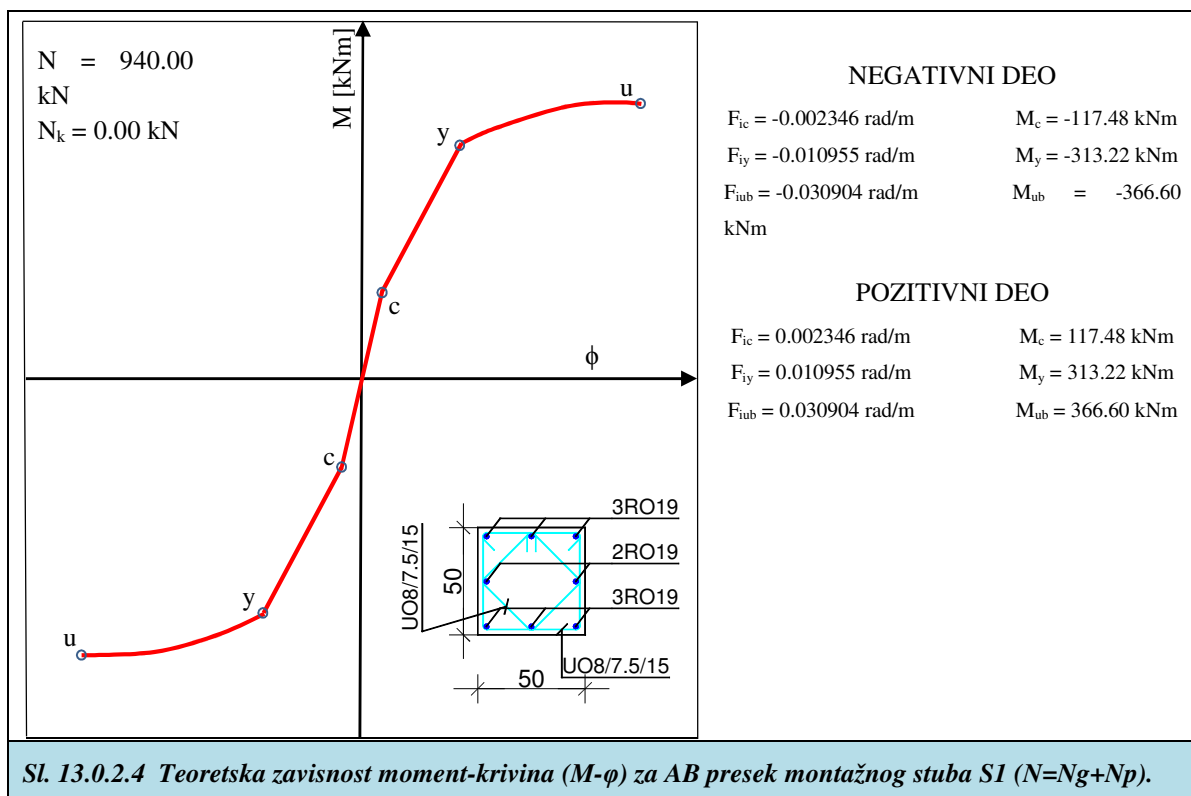


Na sl. 13.0.2.3 data je teoretska zavisnost $M-\phi$ za aksijalno opterećenje $N=N_g+N_p/2$ (vrednost aksijalne sile od sopstvene težine i polovine korisnog opterećenja).

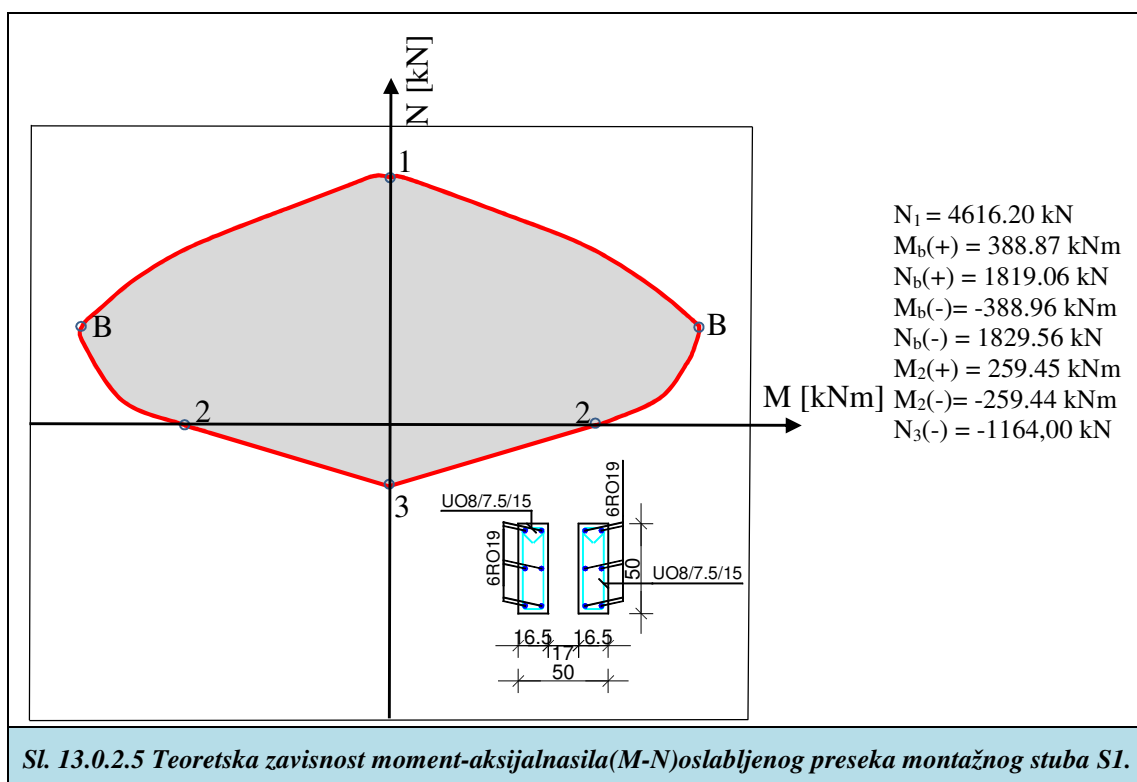


13. Primena formulisanog nelinearnog analitičkog modela za analizu seizmičkog odgovora prototipa hale sa polukrutim vezama

Na sl. 13.0.2.4 data je teoretska zavisnost $M-\phi$ za aksijalno opterećenje $N=N_g+N_p$ (vrednost aksijalne sile od sopstvene težine i ukupnog pokretnog opterećenja).

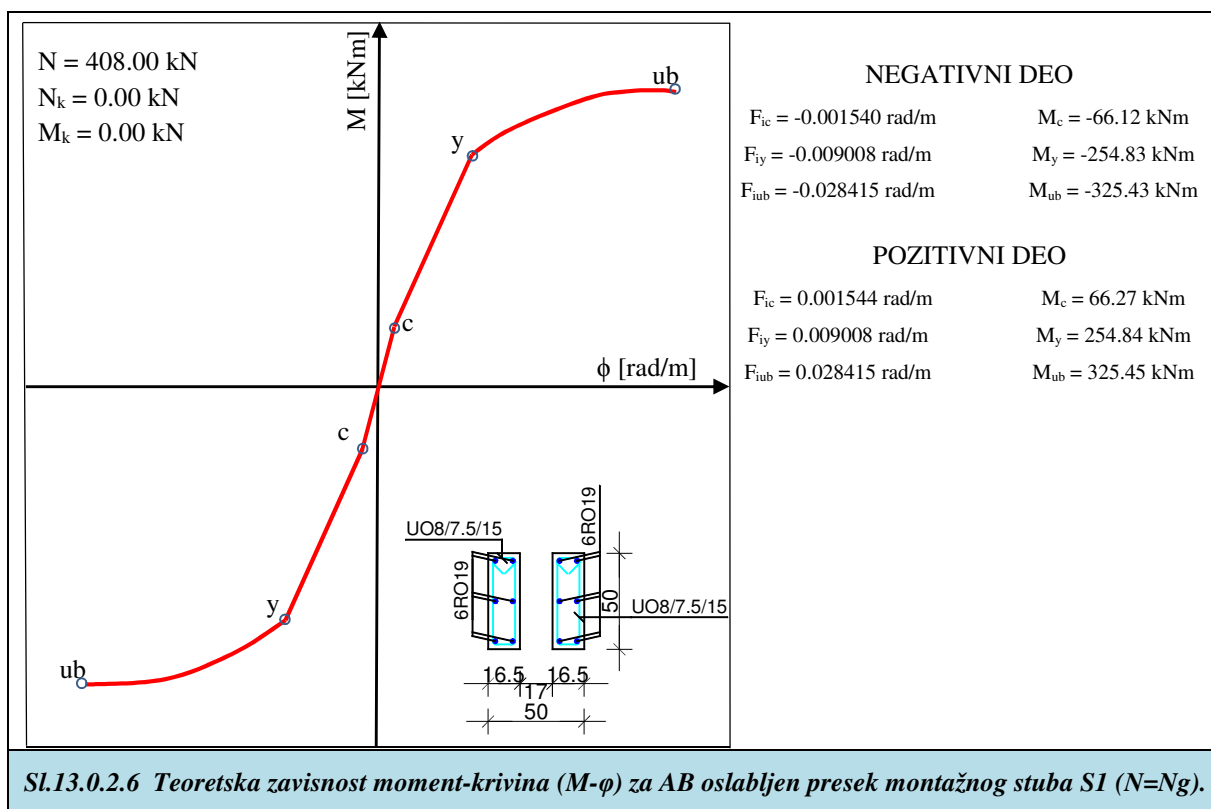


Na sl.13.0.2.5 data je analitička zavisnost $M-N$ za oslabljen presek AB stuba S1. Na naredne tri slike prikazane su analitičke zavisnosti $M-\phi$ za poprečni presek oslabljenog stuba S1 i to za tri slučaja aksijalnih sila.

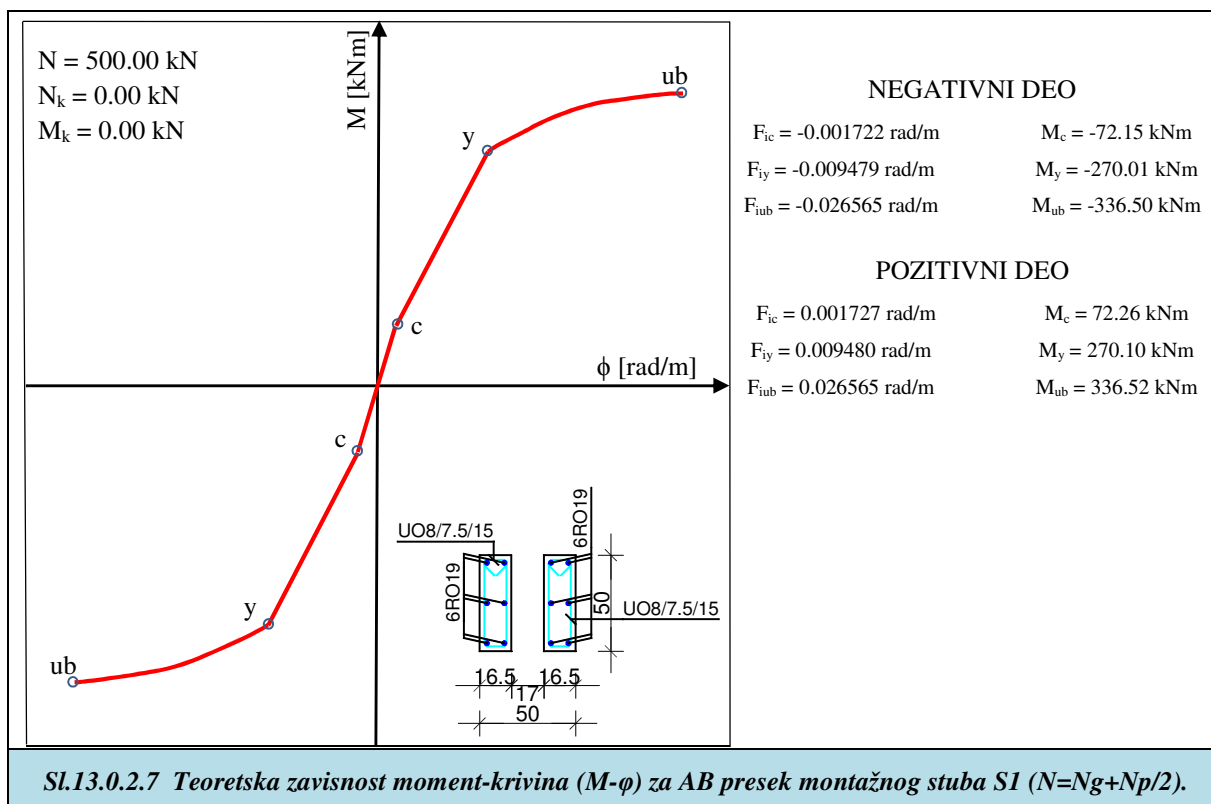


13. Primena formulisane nelinearnog analitičkog modela za analizu seizmičkog odgovora prototipa hale sa polukrutim vezama

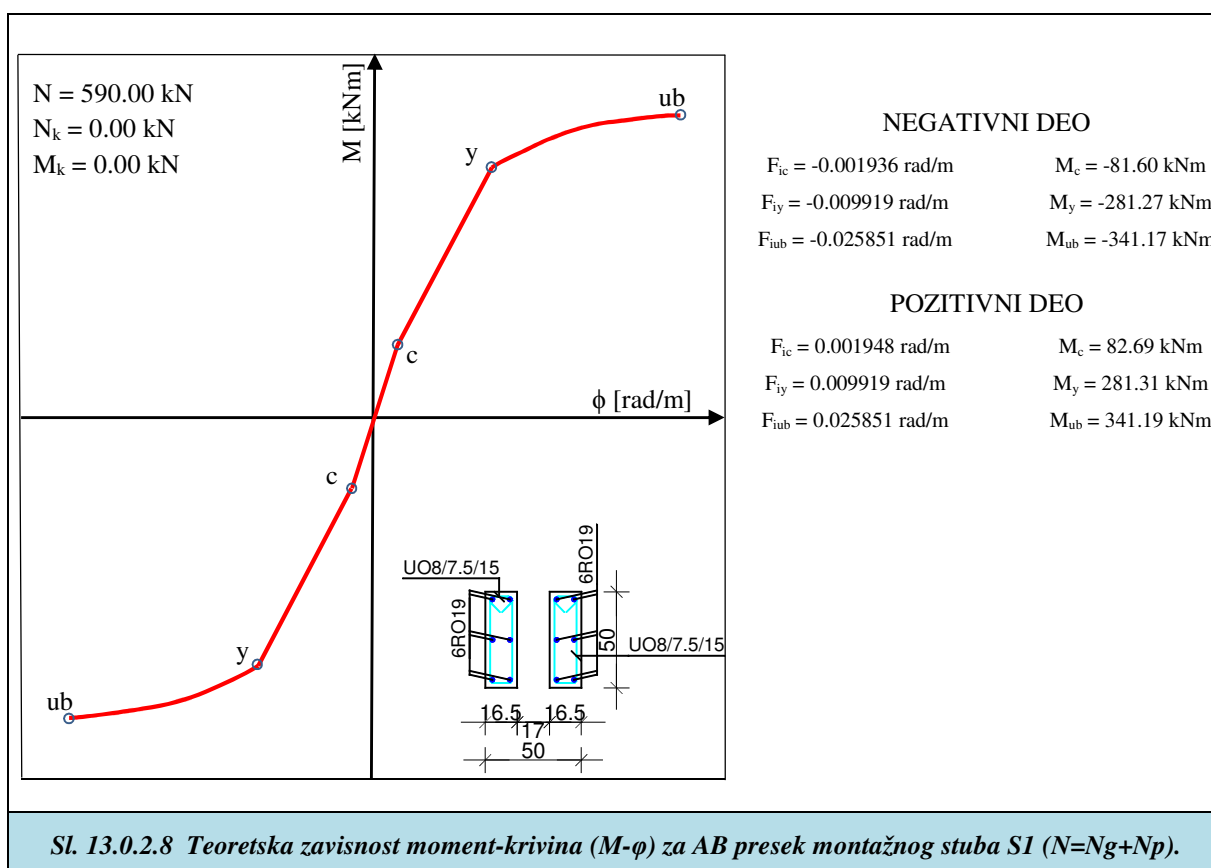
Na sl. 13.0.2.6 data je zavisnost $M-\phi$ za aksijalno opterećenje $N = N_g$.



Na narednim slikama, sl. 13.0.2.7 i sl. 13.0.2.8 date su zavisnosti $M-\phi$ za vrednosti aksijalnih sila $N = N_g + N_p/2$ i $N = N_g + N_p$, respektivno.



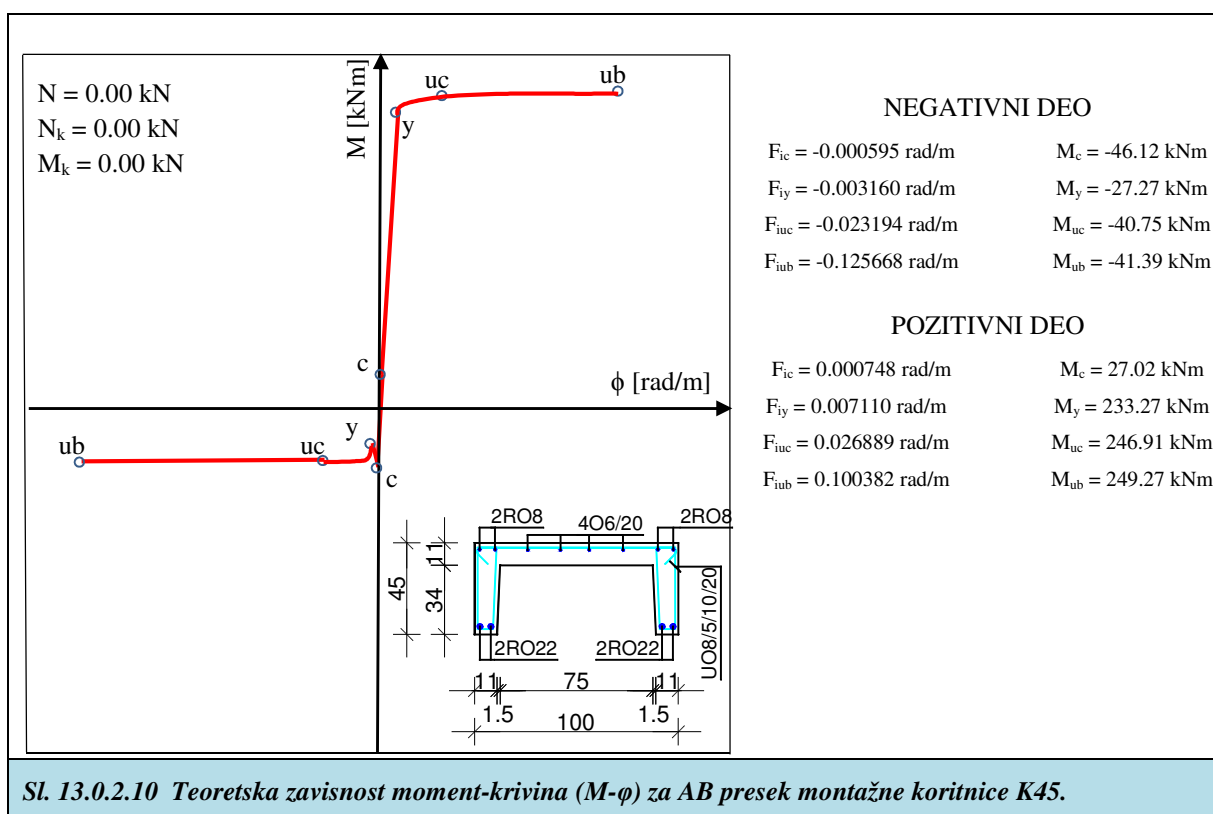
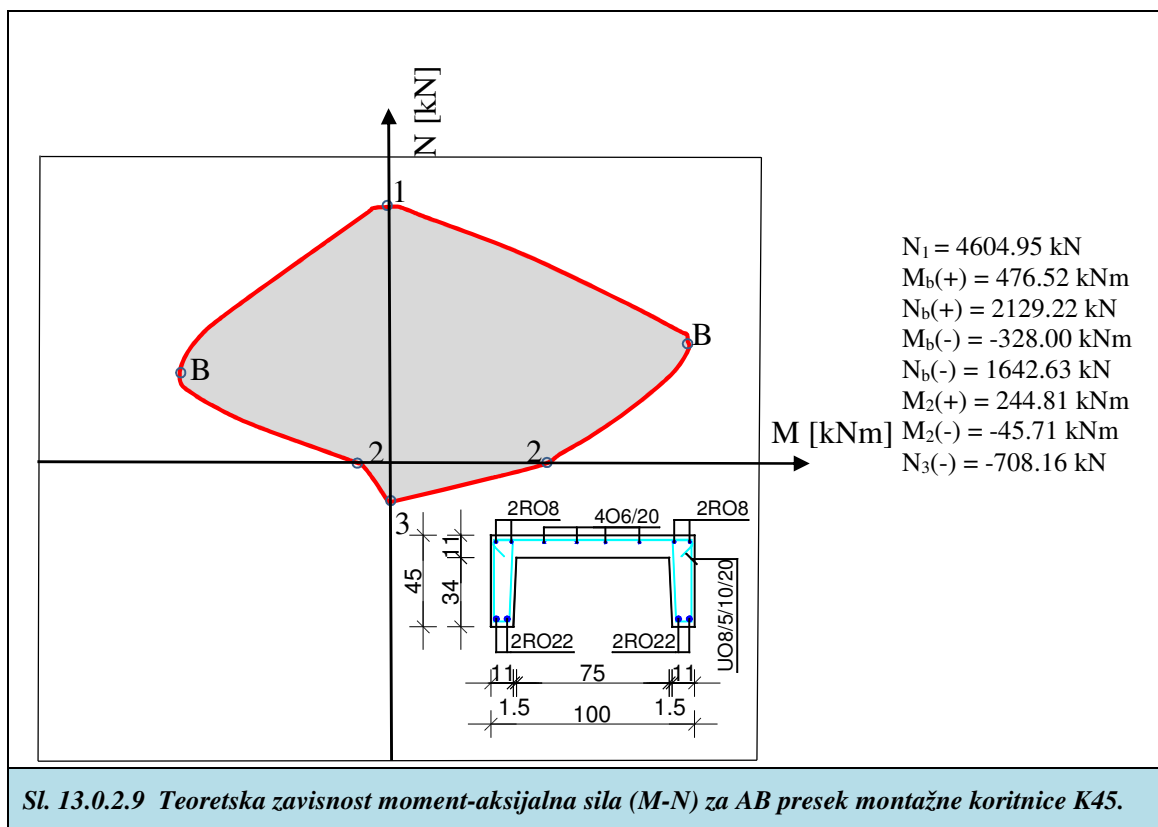
13. Primena formulisanog nelinearnog analitičkog modela za analizu seizmičkog odgovora prototipa hale sa polukrutim vezama



Pomenute reprezentativne slike pokazuju kvantitativno uticaj stvarnog aksijalnog opterećenja na promenu zavisnosti relacije moment-krivina ($M-\phi$). U slučajevima gde je taj uticaj značajan potrebno je to uzeti u obzir pri analizi različitih stanja. U ovom slučaju se može uočiti da promena vrednosti aksijalne sile ne utiče bitno i matematički model može biti formulisan pod pretpostavkom delovanja konstantne aksijalne sile. Za sve horizontalne elemente, promena aksijalne sile nije od značaja i može se zanemariti.

13. Primena formulisanog nelinearnog analitičkog modela za analizu seizmičkog odgovora prototipa hale sa polukrutim vezama

Na sl. 13.0.2.9 i sl. 13.0.2.10 prikazane su u grafičkoj formi analitički dobijene zavisnosti ($M-N$) i ($M-\phi$), respektivno za AB poprečni presek primenjene montažne koritnice K-45.

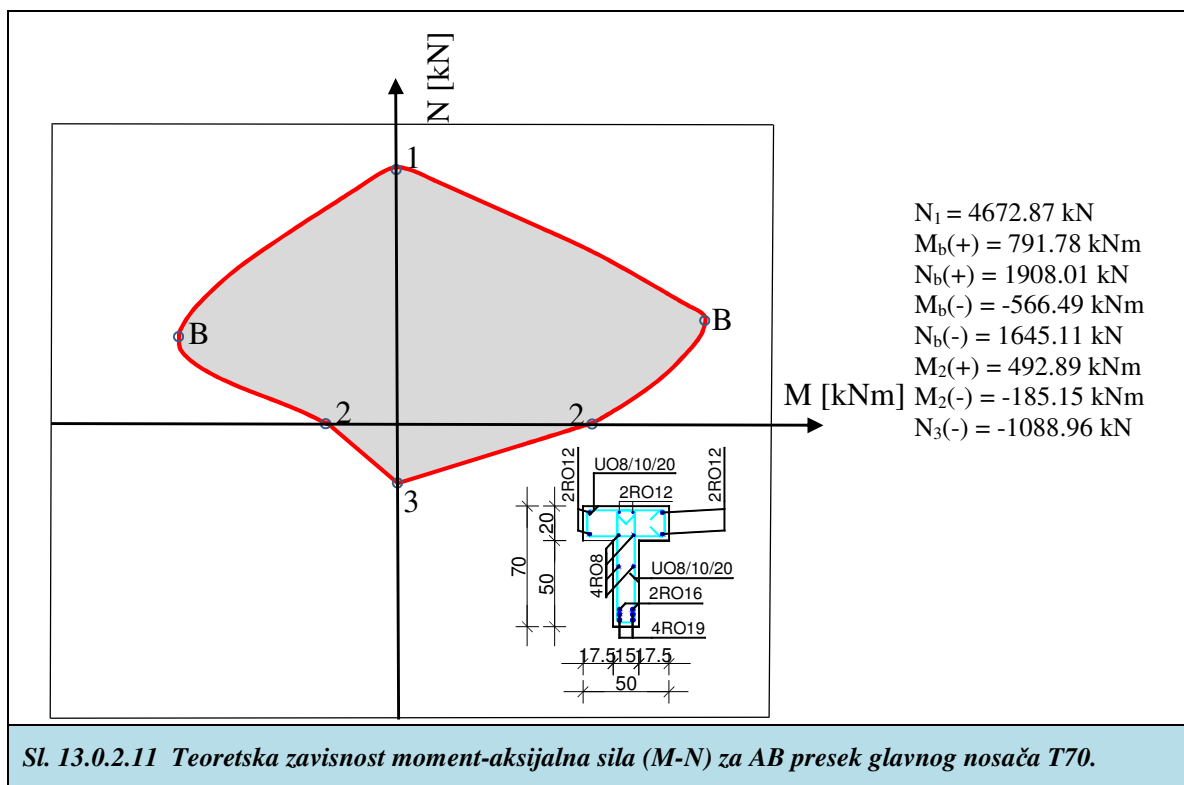


13. Primena formulisanog nelinearnog analitičkog modela za analizu seizmičkog odgovora prototipa hale sa polukrutim vezama

Koritnica ima nesimetričan poprečni presek za horizontalnu težišnu osu. Ova nesimetričnost je izražena na dijagramu moment-aksijalna sila, sl. 13.0.2.9, jer su dobijeni kapaciteti nosivosti za pozitivan i negativan moment različiti. Ova razlika je još značajnije izražena u zavisnosti moment-krivina, sl. 13.0.2.10, jer su znatne razlike u vrednostima za moment tečenja za savijanje sa pozitivnim ili negativnim momentom.

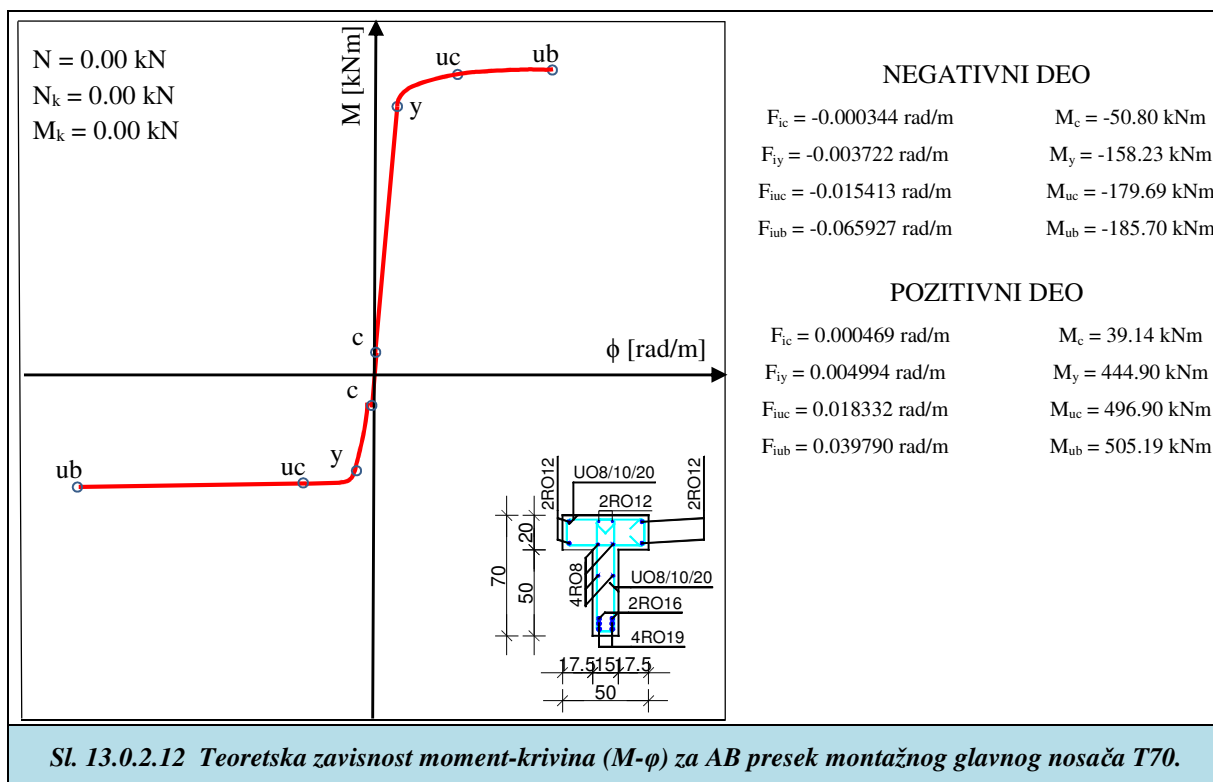
Ovakvo nesimetrično ponašanje poprečnog preseka koritnice se mora ispravno tretirati, naročito u slučaju cikličnih (dvoznačnih) uticaja pri dejstvu jakih zemljotresa.

Na sl. 13.0.2.11 prikazana je dobijena nesimetrična analitička zavisnost moment-aksijalna sila ($M-N$). Kao što je napred navedeno, za usvojenu aksijalnu silu $N=0$ za horizontalne montažne elemente, dobijene su drastično različite granične nosivosti za dejstvo pozitivnog ili negativnog momenta savijanja.



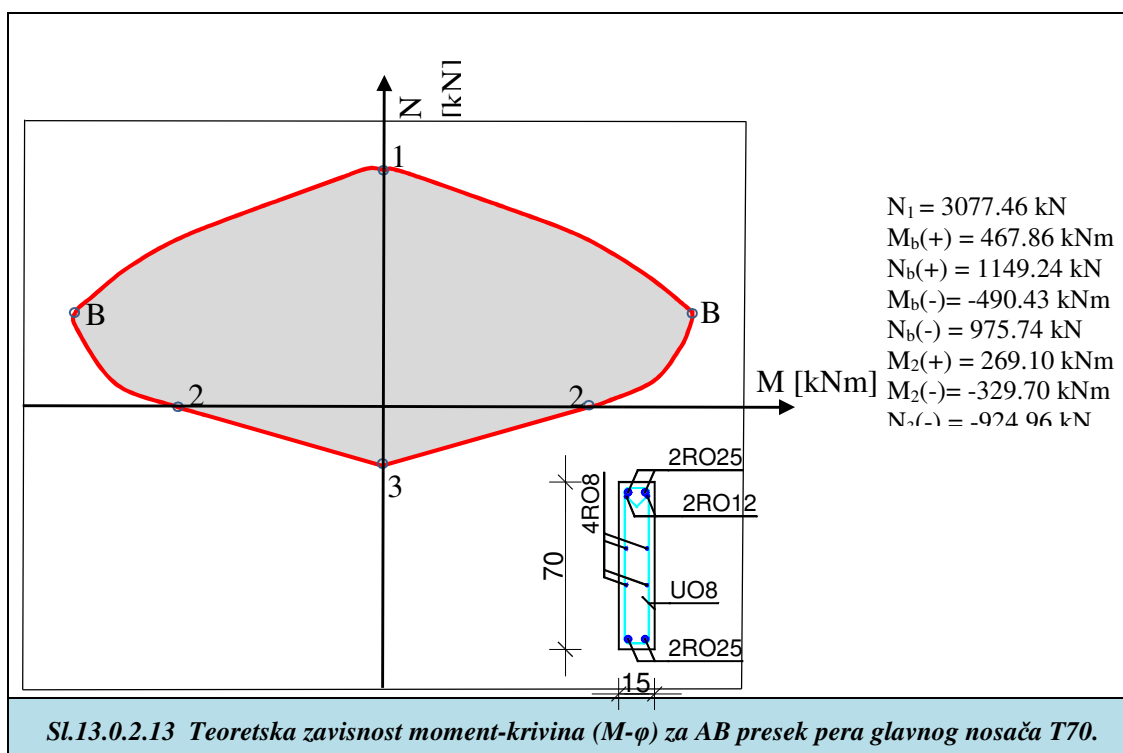
Na sl. 13.0.2.12 prikazana je dobijena nesimetrična analitička zavisnost moment-krivina ($M-\phi$) za usvojenu vrednost aksijalne sile $N=0$. Kao što se vidi sa slike, momenti granične nosivosti za dejstvo pozitivnog i negativnog momenta drastično se razlikuju.

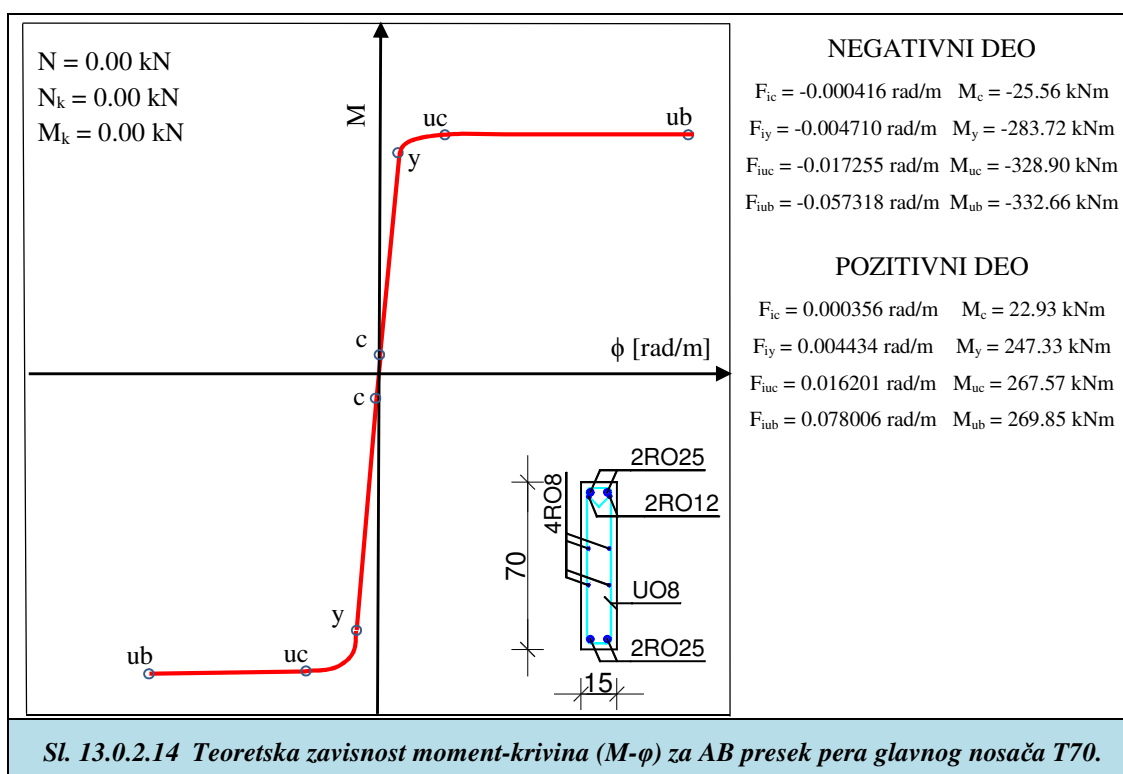
13. Primena formulisanog nelinearnog analitičkog modela za analizu seizmičkog odgovora prototipa hale sa polukrutim vezama



Kao značajan primer za ilustraciju prikazni su i dobijeni analogni rezultati za nesimetričan AB presek glavnog nosača T70. Kao primer za ilustraciju, prikazani su i dobijeni rezultati za AB presek takozvanog "pera" glavnog nosača primenjenog za formiranje konstruktivne veze sa stubovima.

Na sl.13.0.2.13 prikazana je zavisnost ($M- N$) za AB presek pera glavnog nosača T70. Dok je na sl. 13.0.2.14 prikazana je zavisnost ($M-\phi$) za isti presek.





Gore navedeni rezultati ukazuju da ponašanje poprečnih preseka montažnih konstruktivnih elemenata može biti veoma kompleksno.

Kompleksno ponašanje može najpre biti uslovljeno zbog usvojenih nesimetričnih poprečnih preseka elemenata i nesimetričnosti armiranja istih. Takođe, na krajevima montažnih nosača nastaju nagle promene oblika poprečnih preseka kao i načina armiranja, što izaziva kompleksnost za ispravno tretiranje nelinearnog histerezisnog ponašanja primenjenih elemenata i konstruktivnih veza.

Da bi se omogućilo formulisanje adekvatnih nelinearnih analitičkih modela za poprečni i podužni pravac prototipa hale i sprovođenje detaljnih analitičkih istraživanja, izvršena je teorijska analiza granične nosivosti svih potrebnih poprečnih preseka primenjenih konstruktivnih elemenata.

Zbog svoje velike obimnosti rezultati ovih analiza su direktno korišćeni kao ulazni parametri pri realizaciji analitičkih istraživanja. Adekvatan opis važnosti i drugih specifičnosti formulisanih nelinearnih analitičkih modela korišćenih za analizu seizmičkog odgovora prototipa hale u poprečnom i podužnom pravcu dat je u tačkama 13.1 i 13.2, respektivno.

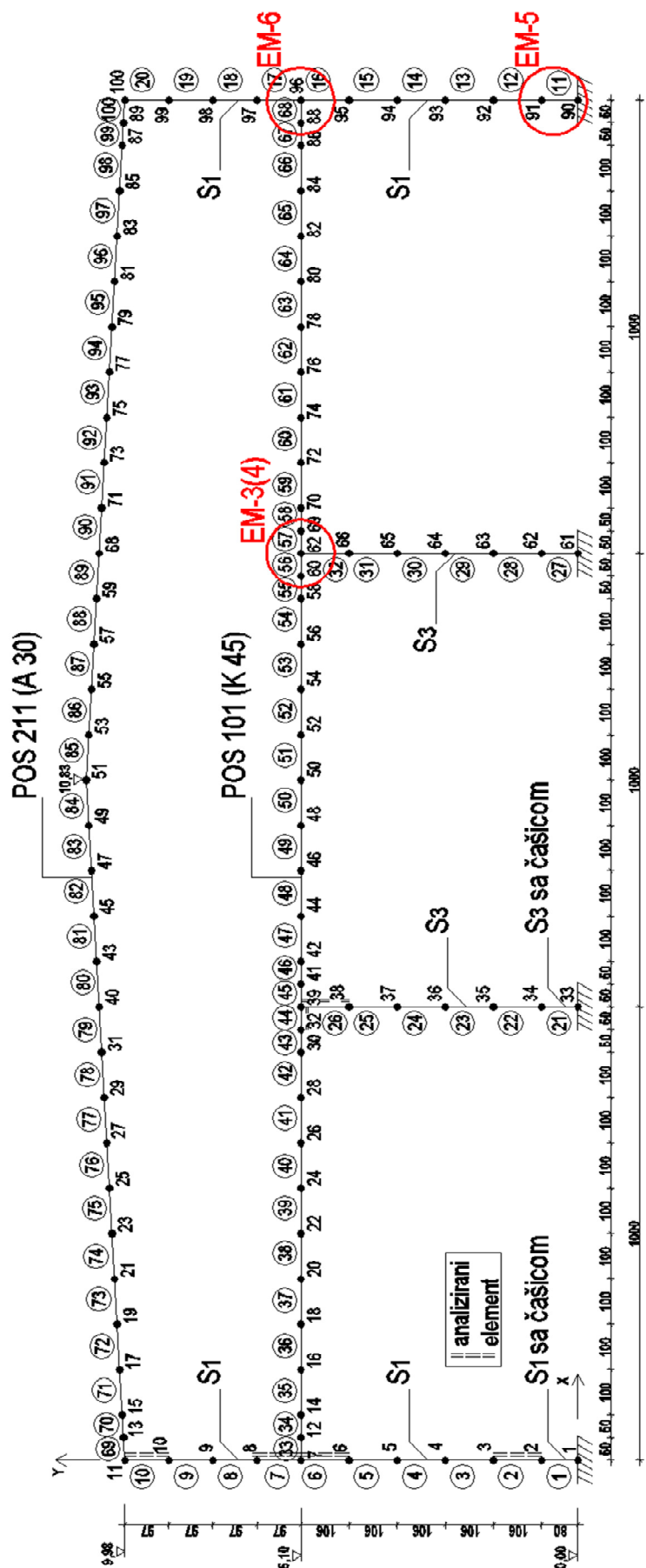
13.2 Formulisanje nelinearnog matematičkog modela prototipa hale za poprečni pravac i analiza dinamičkih karakteristika sistema

Specifična analitička istraživanja izvršena u okviru ove doktorske disertacije svojim rezultatima doprinose sagledavanju stvarnog nelinearnog ponašanja montažnih industrijskih hala pri dejstvu jakih zemljotresa. Ovi sistemi sa specifičnim detaljima i specifičnim konstruktivnim vezama nisu u dovoljnoj meri proučeni, a zajednički su definisani kao sistemi sa polukrutim vezama.

Osnovni cilj sprovedenih obimnih nelinearnih analiza je utvrđivanje karakteristika ponašanja objekta simulacijom nelinearnih karakteristika svih elemenata preko simulacije fleksione i aksijalne krutosti istih, primenom guste podele elemenata na serije bliskih poprečnih preseka, čiji su reprezentanti konstitutivne realcije $M-\phi$ i $\sigma-\epsilon$. Ako u okviru jednog konačnog elementa razmatramo više diskretnih preseka preko realnih $M-\phi$ dijagrama koji najuspešnije simuliraju karakteristike svih materijala od kojih su nosači konstruisani, tada je moguće proširiti primenu zavisnosti moment-rotacija ($M-\phi$) na nivou cele konstrukcije, čime se može napraviti nelinearan model. Na takav način, koristeći standardni metod konačnih elemenata, može se dobiti veoma detaljna slika naponsko-deformacionog stanja sistema.

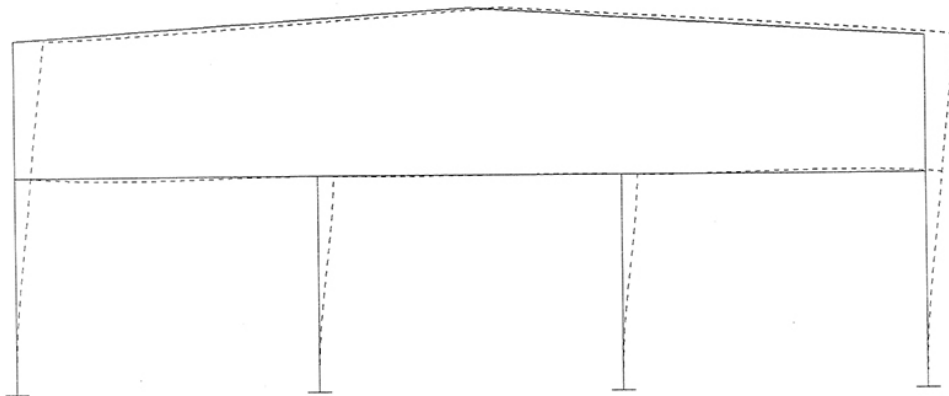
Formulisani nelinearni matematički model objekta za poprečni pravac dat je na sl. 13.1.1. Isti se odnosi na srednji poprečni ram, a formiran je kao model u ravni koji ima 100 nelinearnih konačnih elemenata sa po tri stepena slobode u svakoj čvornoj tački. Ulazni podaci koordinata čvorova za matematički model, ulazni podaci koncetrisanog opterećenja u čvornim tačkama matematičkog modela, ulazni podaci povezivanja elemenata kao i osnovne karakteristike kojima se postiže simulacija nelinearnog ponašanja svih elemenata generisani su predprocesorskim kompjuterskim softverima i isti su direktno uključeni u formiranje veoma obimnog ulaznog fajla koji je korišćen pri realizaciji svih nelinearnih seizmičkih analiza u poprečnom pravcu.

Pošto su korišćena dva realna karakteristična zemljotresa sa po tri intenziteta, $PGA=0,1g$, $0,2g$ i $0,4g$, za poprečni pravac je izvršeno ukupno šest (6) nelinearnih seizmičkih analiza. Ove analize obezbeđuju obiman fond numeričkih rezultata koji imaju izvanredan istraživački značaj, ali je pre toga izvršena analiza dinamičkih karakteristika objekta za poprečni pravac. U analizu su uključene mase od sopstvene težine i 50% mase korisnog opterećenja. Usvojen je faktor participacije masa 1 za oba ortogonalna pravca globalnog koordinatnog sistema.

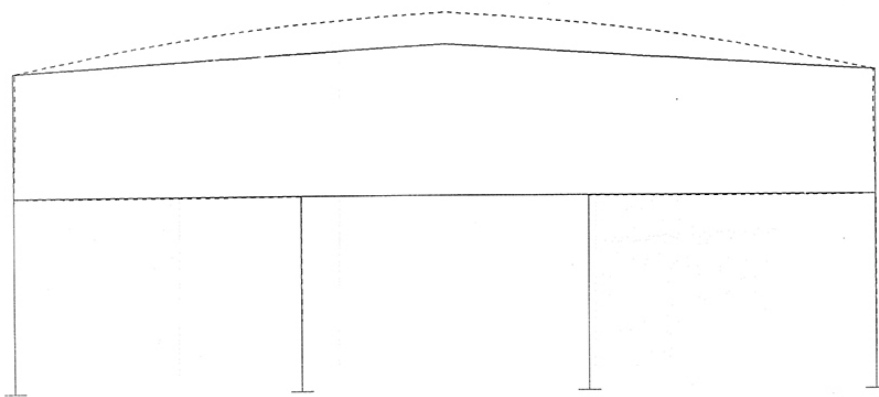


Sl. 13.1.1 Model za analizu nelinearnog seizmičkog odgovora u poprečnom pravcu
 (za srednji reprezentativan ram). Označene čvorne tačke i konačni elementi.

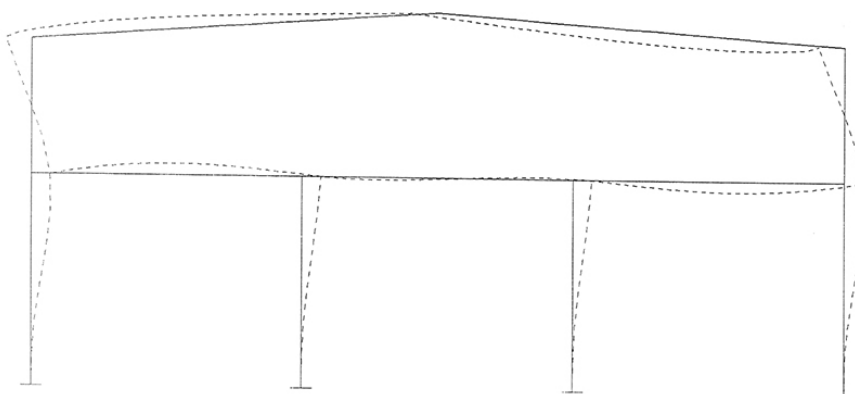
Za poprečni pravac, kompjuterskom analizom su određene prve tri periode i prve tri forme svojstvenih vibracija. Oblici dobijenih vektora za prva tri tona predstavljani su grafički na slikama sl. 13.1.2, sl. 13.1.3 i sl. 13.1.4, respektivno.



Sl. 13.1.2 Oblik prvog tona vibracija ($T_1=0.683$ sek.) matematičkog modela (M1) za poprečni pravac.



Sl.13.1.3 Oblik drugog tona vibracija ($T_2=0.390$ sek.) matematičkog modela (M1) za poprečni pravac.



Sl. 13.1.4 Oblik trećeg tona vibracija ($T_3=0.301$ sek.) matematičkog modela (M1) za poprečni pravac.

Period vibracija prvog tona iznosi $T_1=0,683s$, a manifestuje se u horizontalnom pravcu, dok drugi period iznosi $T_2=0,390s$ i manifestuje se u vertikalnom pravcu. Razlog za ovakvo ponašanje je vitkost krovnih nosača A30. Treći period vibracija iznosi $T_3=0,301s$ i manifestuje se kao antimetrična forma u horizontalnom pravcu analiziranog nelinearnog modela okvira.

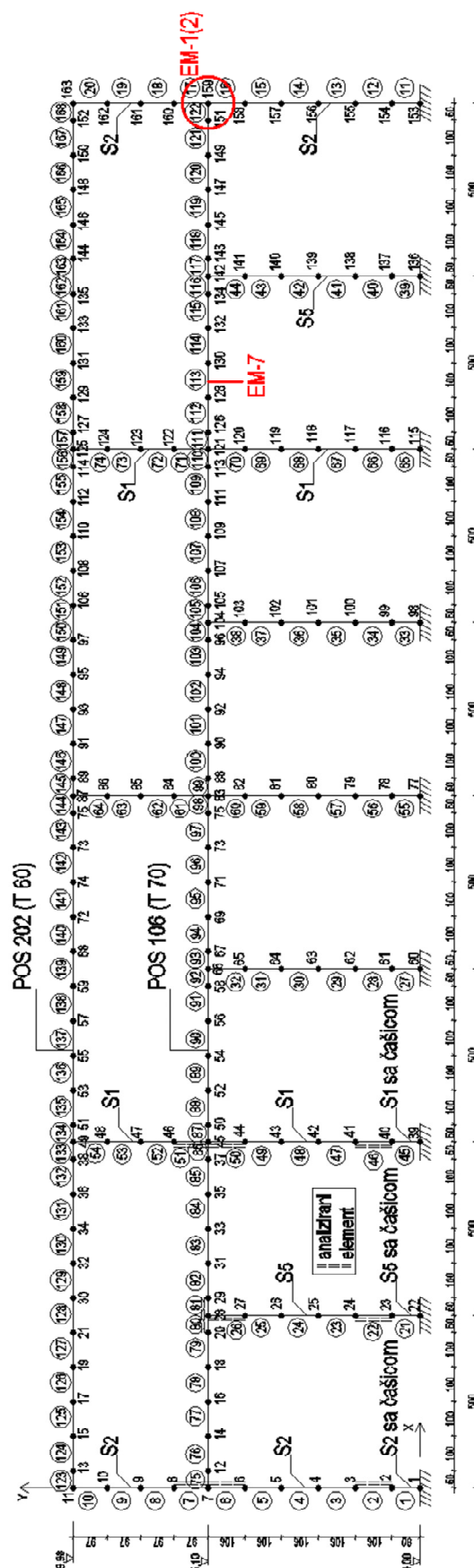
Dobijene periode vibracija za prva dva tona primenjene su za određivanje parametara α i β sa kojima se određuje matrica prigušenja linearnom kombinacijom matrice masa i matrice krutosti sistema.

13.3 Formulisanje nelinearnog matematičkog modela prototipa hale za podužan pravac i analiza dinamičkih karakteristika sistema

Kao reprezentativni konstruktivni segment, za podužni pravac, korišćen je krajnji (fasadni) podužni ram. Nelinearni matematički model objekta za podužni pravac (Sl. 13.2.1), je formulisan kao model u ravni sastavljen od 166 nelinearnih konačnih elemenata sa po tri stepena slobode u svakoj čvornoj tački. Ulazni podaci: koordinata čvorova, koncentrisanog opterećenja čvornih tačaka, povezivanja elemenata kao i osnovne karakteristike kojim se postiže simulacija nelinearnog ponašanja elemenata generisani su pred procesorskim kompjuterskim softverom i isti su direktno uključeni u formulisanje veoma obimnog ulaznog fajla, koji je korišćen za realizaciju svih nelinearnih seizmičkih analiza u podužnom pravcu.

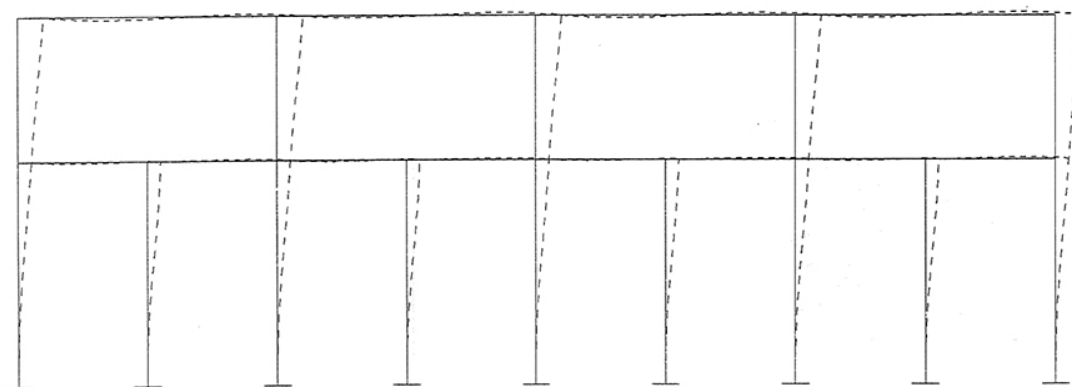
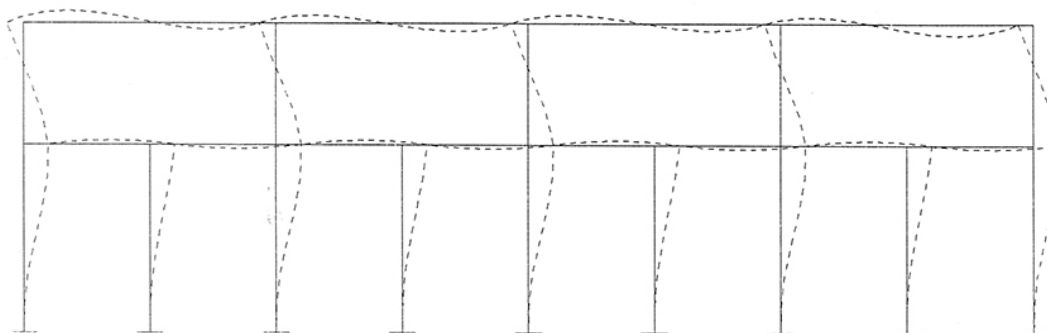
I u ovom slučaju korišćena su dva realna karakteristična zemljotresa sa po tri intenziteta: $PGA=0,1g$, $0,2g$ i $0,4g$. Na taj način je i za podužni pravac izvršeno ukupno šest (6) nelinearnih seizmičkih analiza. Ove analize takođe obezbeđuju koristan fond numeričkih podataka koji omogućavaju realnije sagledavanje fenomena i karakteristika nelinearnog ponašanja objekta, ali je pre toga izvršena analiza dinamičkih karakteristika objekta u podužnom pravcu.

13. Primena formulisane nelinearnog analitičkog modela za analizu seizmičkog odgovora prototipa hale sa polukrutim vezama



Sl 13.2.1 Model za analizu nelinearnog seizmičkog odgovora u podužnom pravcu (za reprezentativan krajnji ram). Označene čvorne tačke i konačni elementi.

13. Primena formulisanog nelinearnog analitičkog modela za analizu seizmičkog odgovora prototipa hale sa polukrutim vezama

Sl. 13.2.2 Oblik prvog tona vibracija ($T_1=0.567$ sek.) matematičkog modela (M2) za podužni pravac.sl. 13.2.3 Oblik drugog tona vibracija ($T_2=0.205$ sek.) matematičkog modela (M2) za podužni pravac.

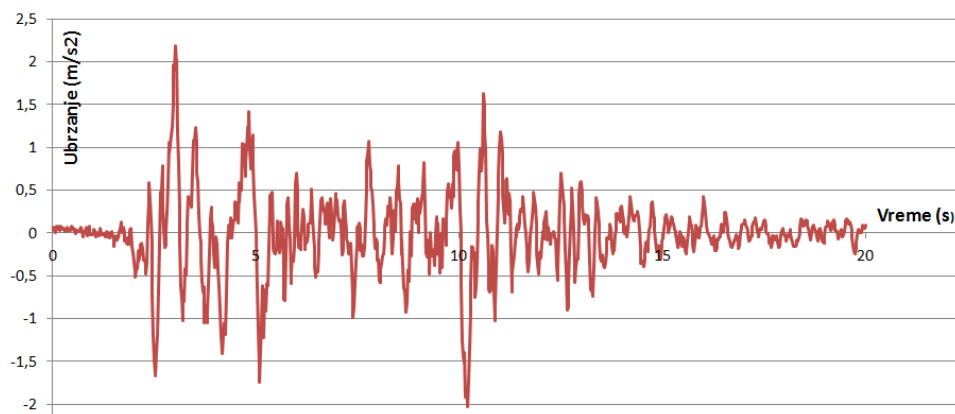
Za podužni pravac, kompjuterskom analizom određene su prve dve periode i prve dve forme vibracija. Oblici dobijenih formi vibracija prikazani su na sl. 13.2.2 i sl. 13.2.3, respektovano. Period prvog tona iznosi $T_1=0,567$ s. Period drugog tona iznosi $T_2=0,205$ s i manifestuje se kao antimetrična forma u horizontalnom pravcu analiziranog ramovskog modela.

Vrednosti perioda za prva dva tona vibracije su korišćeni za određivanje parametara α i β , za određivanje prigušenja kao i adekvatne matrice prigušenja pri realizaciji nelinearnih seizmičkih analiza.

14 ANALIZA NELINEARNOG SEIZMIČKOG ODGOVORA TIPSKE HALE ZA DEJSTVO ZEMLJOTRESA RAZLIČITIH INTENZITETA U POPREČNOM PRAVCU

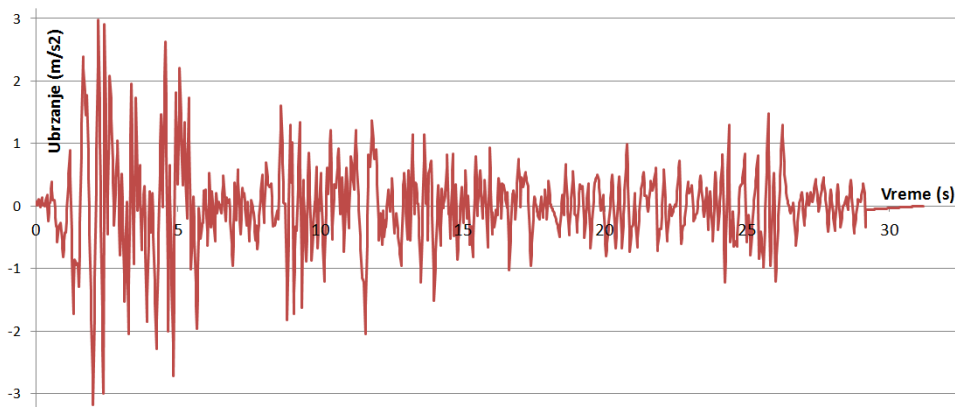
Kao što je napred navedeno, nelinearna seizmička analiza objekta za dejstvo realnih zemljotresa u dva ortogonalna pravca izvršena je primenom dva zemljotresna zapisa sa karakterističnim frekventno-amplitudnim sastavom. Pri tome su odabrane sledeće zemljotresne pobude:

- 1) Vremenska istorija ubrzanja tla registrovana na lokaciji Ulcinj-Albatros u toku zemljotresa u Crnoj Gori od 15.04.1979 god. (komponenta N-S)



Sl. 14.1 Akcelerogram zemljotresa Ulcinj-Albatros (komponenta N-S)

- 2) Vremenska istorija ubrzanja tla registrovana za vreme zemljotresa El-Centro 18.05.1940 god. (komponenta S00E).



Sl. 14.2 Akcelerogram zemljotresa El-Centro (komponenta S00E)

Za potrebe predmetnih analiza definisana su tri nivoa maksimalnih pik (pick) akceleracija:

- 1) Maksimalna pik akceleracija 0,1g
- 2) Maksimalna pik akceleracija 0,2g,
- 3) Maksimalna pik akceleracija 0,4g,

U saglasnosti sa definisanim nivoima maksimalnog ubrzanja (pik akceleracije), pomenuti akceleroگرامи su prethodno korigovani odgovarajućim linearnim faktorom (F) koji je definisan na bazi stvarnih registrovanih maksimalnih akceleracija za svaku vremensku istoriju na sledeći način:

$$A_r(t) \times A_{nivo}/A_p \text{ (m/s}^2\text{)}$$

gde je:

$A_r(t)$ = registrovana istorija ubrzanja tla,

A_p = maksimalno registrovano ubrzanje tla (pik akceleracija),

A_{nivo} = potrebno maksimalno ubrzanje tla za konkretni nivo intenziteta zemljotresa.

Koristeći usvojene akceleroگرامе kao i definisane nelinearne matematičke modele analizirane konstrukcije, na bazi izvršenih šest (6) nelinearnih analiza objekta za dejstva registrovanih zemljotresa u poprečnom pravcu, dobijen je impozantan fond specifičnih rezultata. Zbog svoje obimnosti, u ovoj disertaciji su prikazani odabrani karakteristični rezultati i to u najprikladnijoj grafičkoj formi.

Rezultati izvršenih analitičkih istraživanja predstavljaju izvedenu bazu za sagledavanje specifičnosti od značaja za ocenu realne seizmičke otpornosti ovih specifičnih objekata.

14.1 Analiza dejstva zemljotresa Ulcinj-Albatros u poprečnom pravcu

1) Dejstvo zemljotresa Ucinj-Albatros sa $maxA = 0,10 \text{ g}$

Predviđene tri nelinearne seizmičke analize hale za dejstvo zemljotresa Ulcinj-Albatros u poprečnom pravcu izvršene su za tri različita intenziteta zemljotresa.

Konkretno, za respektivne analize pik akceleracija zemljotresa je svedena na:

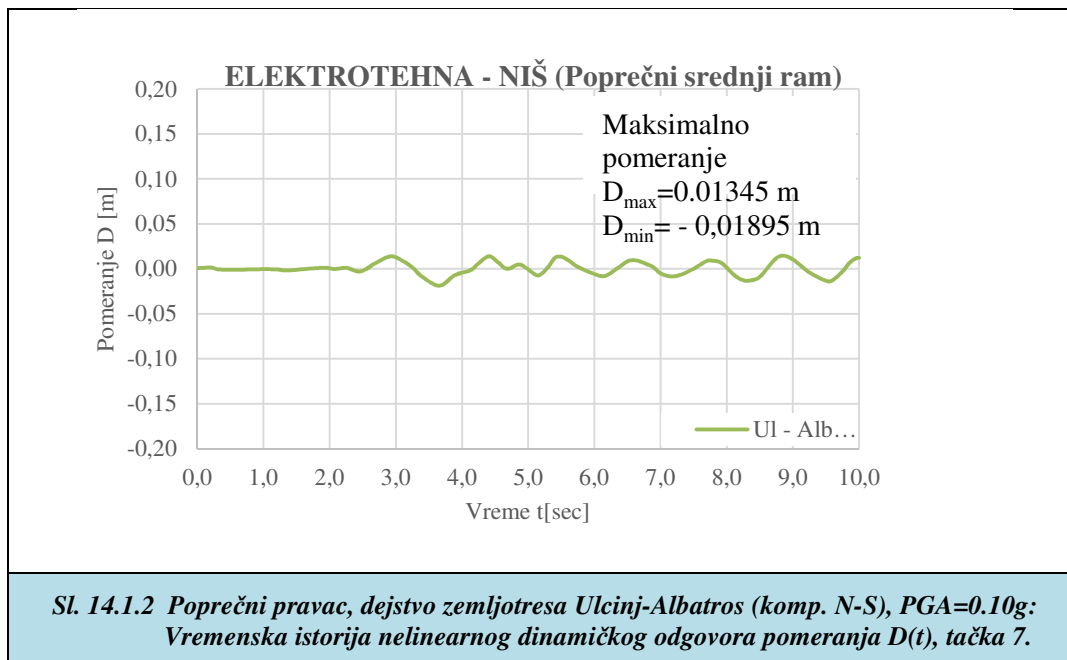
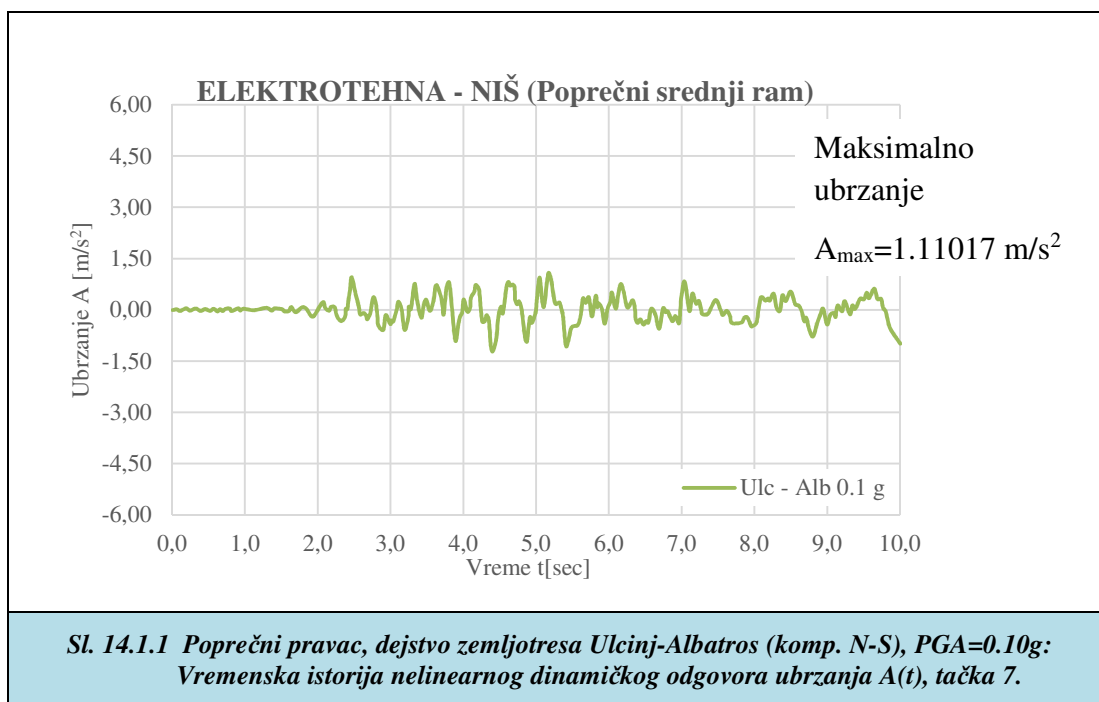
(1) $A_{p1}=0,10 \text{ g} = 0,981 \text{ m/s}^2$

(2) $A_{p2}=0,20 \text{ g} = 1,962 \text{ m/s}^2$

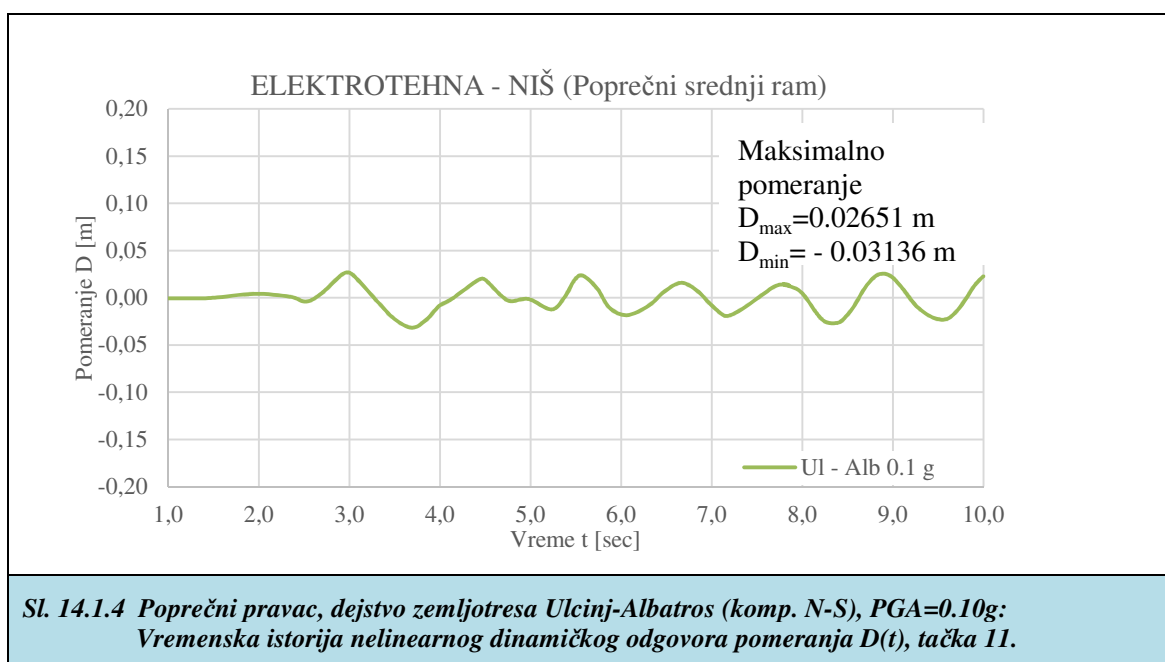
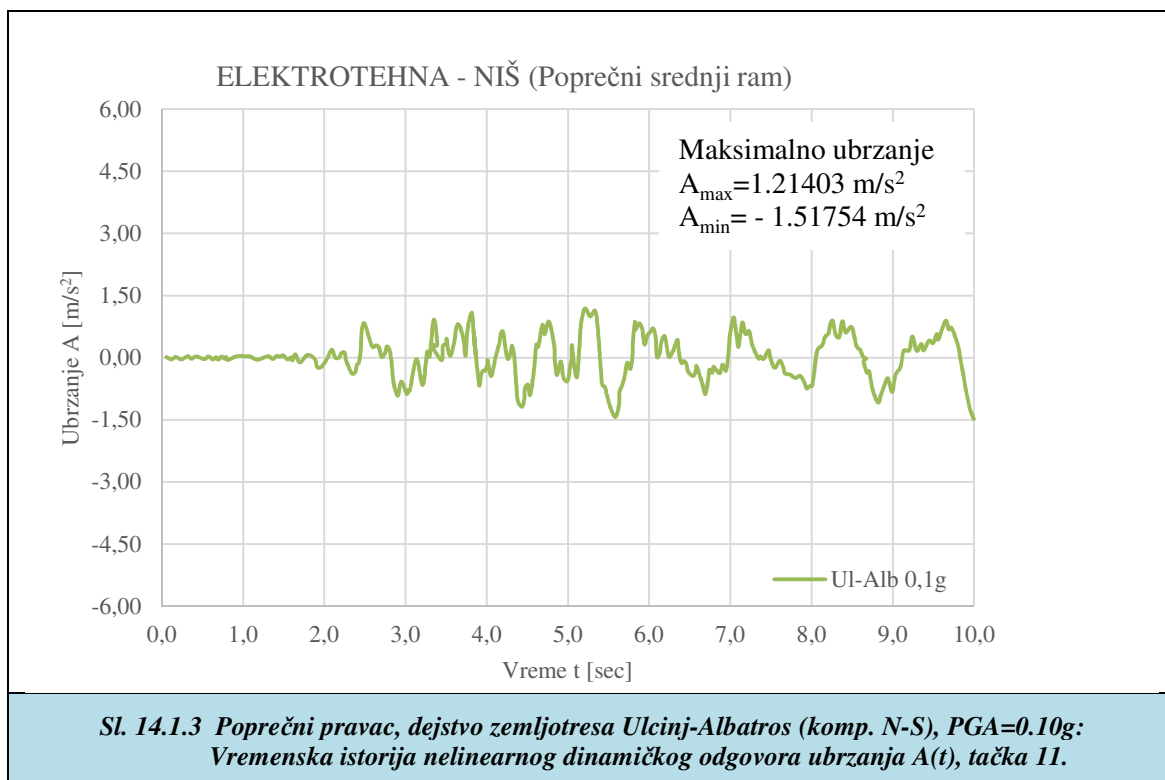
(3) $A_{p3}=0,40 \text{ g} = 3,924 \text{ m/s}^2$

Da bi se omogućilo sagledavanje kvalitativnih razlika nelinearnih seizmičkih odgovora, izvršena je grafička prezentacija najkarakterističnijih rezultata sve tri analize.

Koristeći dobijen kompletan set rezultata za prvu nelinearnu seizmičku analizu $A_{p1}=0,10g$, izdvojeni su samo karakteristični segmenti i isti su predstavljeni u grafičkoj formi na sledećim slikama (Sl. 14.1.1 do Sl. 14.1.10).



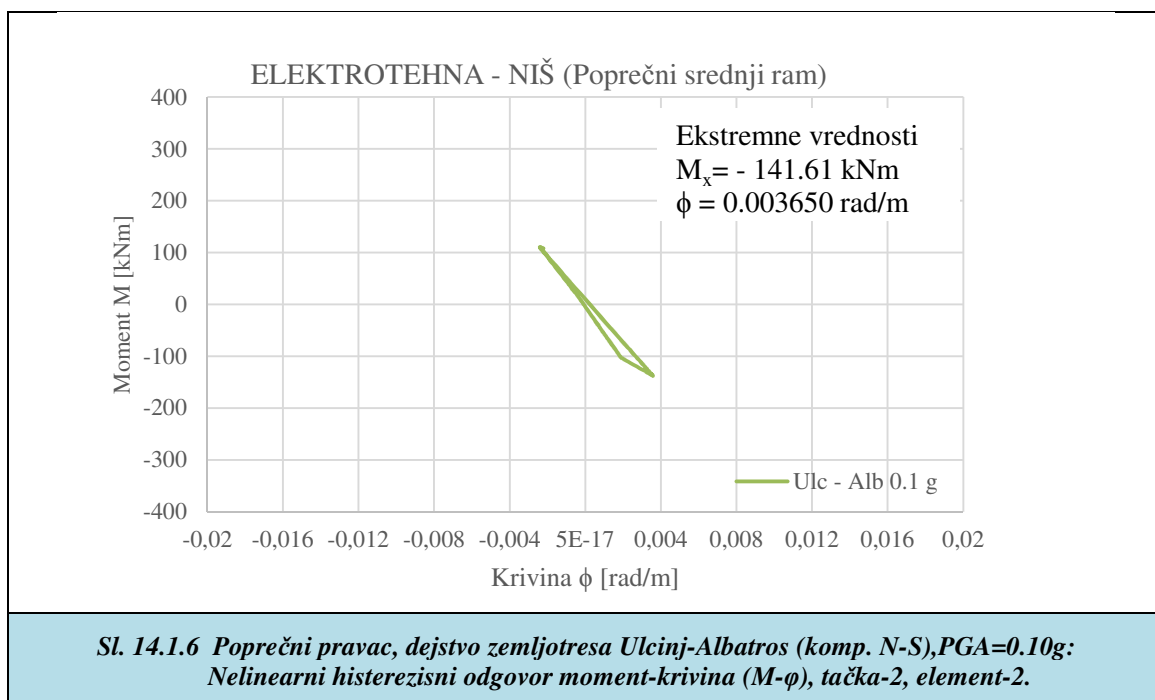
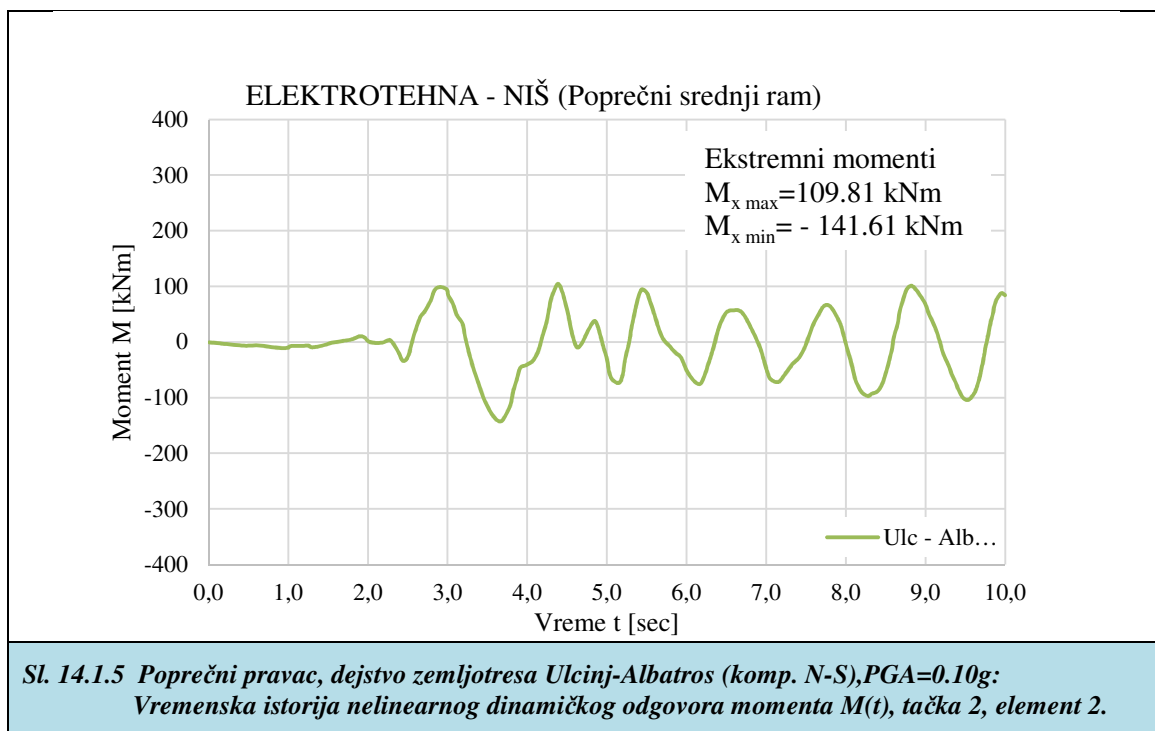
Na sl. 14.1.1 i sl. 14.1.2, respektivno, predstavljene su vremenska istorija ubrzanja i pomeranja za karakterističnu tačku 7, koja se nalazi na nivou međuspratnih greda iznad prizemlja. Maksimalno ubrzanje iznosi $\max A=1,275 \text{ m/s}^2$, što odgovara faktoru dinamičke amplifikacije od $DAF = 1,275/0.981 = 1,299$, a maksimalno pomeranje $\max D = 1,89 \text{ cm}$.



Na isti način, na sl. 14.1.3 i sl. 14.1.4 prikazane su vremenska istorija ubrzanja i pomeranja za tačku 11 u visini krovne grede iznad prvog sprata. Za ovu tačku maksimalna vrednost ubrzanja iznosi $\max A = 1,517 \text{ m/s}^2$ ili $\text{DAF} = 1,546$, a maksimalna vrednost pomeranja $\max D = 3,14 \text{ cm}$.

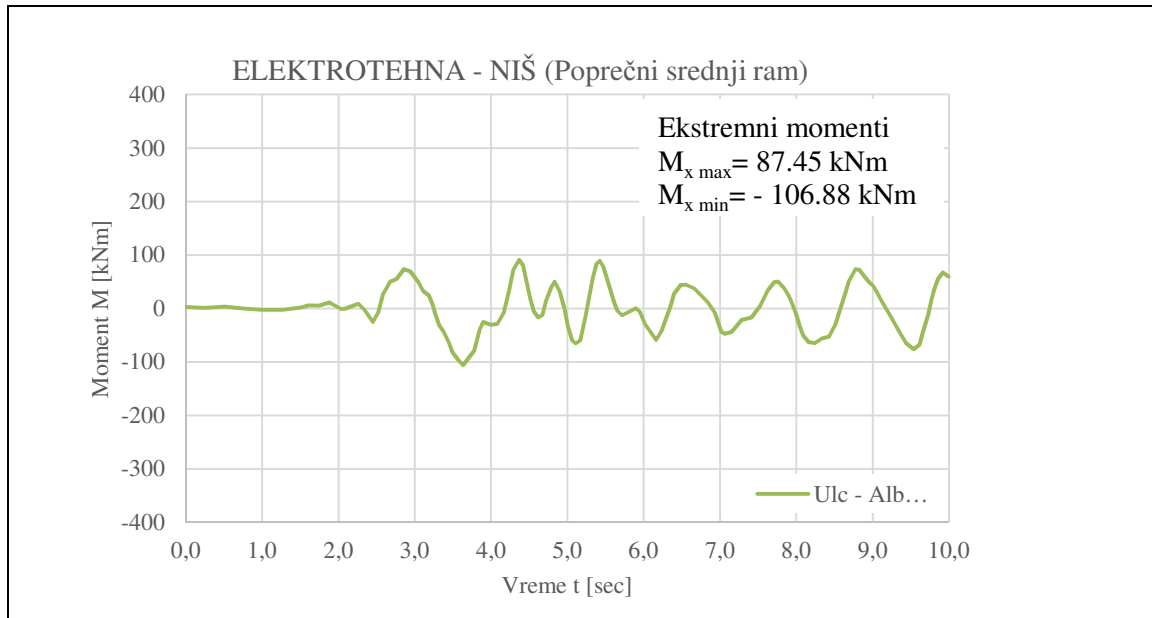
Na slikama sl. 14.1.5, sl. 14.1.7 i sl. 14.1.9, prikazani su rezultati nelinearnog odgovora tri odabrana karakteristična poprečna preseka.

Prvi karakterističan poprečni presek se odnosi na tačku blizu oslanjanja stuba (tačka 2, element 2), na sl. 14.1.5 prikazana je vremenska istorija promene momenta savijanja. Za ovaj slučaj dobijen $\max M = 141,61 \text{ kNm}$. Na sl. 14.1.6, prikazan je nelinearni (histerezisni) odgovor poprečnog preseka preko zavisnosti moment-krivina. Na slici se vidi da kritični poprečni presek pokazuje u određenoj meri nelinearni odgovor, ali isti nije ugrožen zbog njegove znatno veće nosivosti.

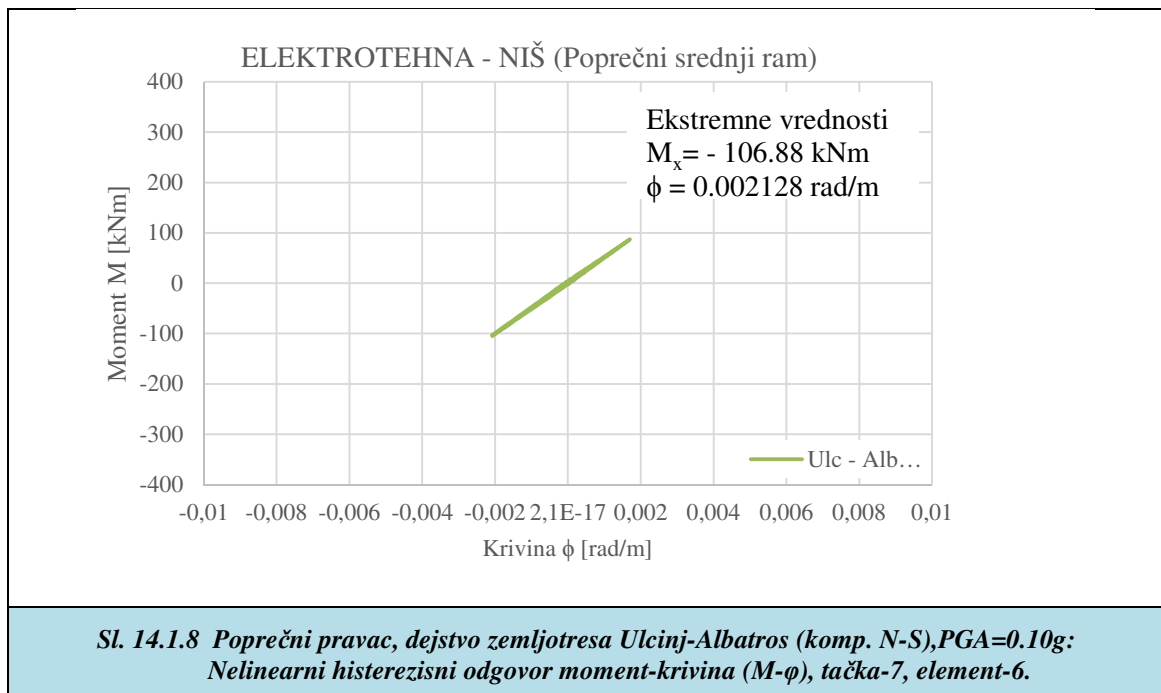


Sledeći karakteristični poprečni presek koji se odnosi na stub i to u nivou međuspratne grede iznad prizemlja (tačka 7, element 6).

Vremenska istorija momenta savijanja za ovaj poprečni presek data je na sl. 14.1.7. Nelinearna histerezijsna zavisnost moment-krivina data je na sl. 14.1.8.



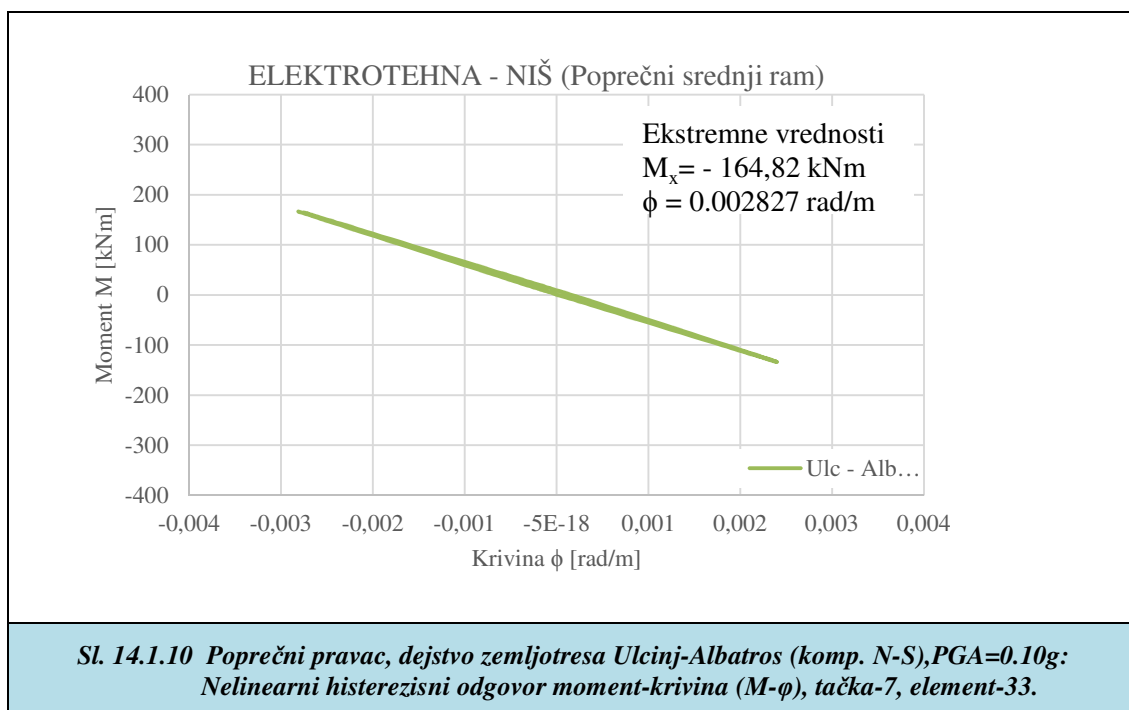
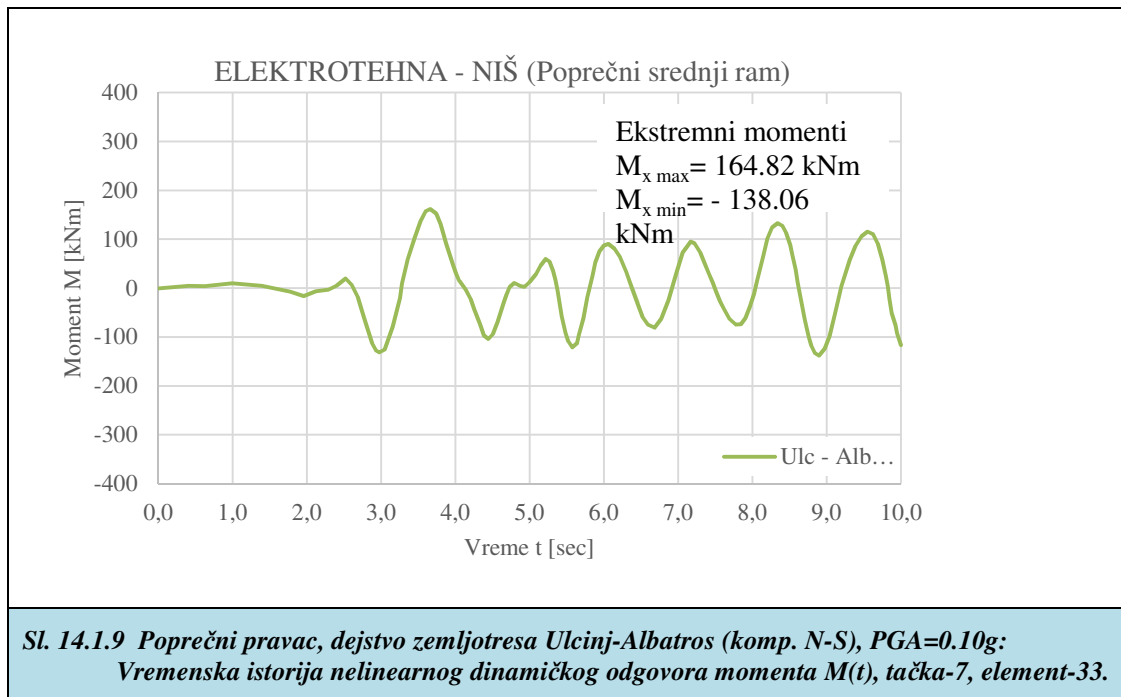
Sl. 14.1.7 Poprečni pravac, dejstvo zemljotresa Ulcinj-Albatros (komp. N-S),PGA=0.10g: Vremenska istorija nelinearnog dinamičkog odgovora momenta $M(t)$, tačka-7, element-6.



Sl. 14.1.8 Poprečni pravac, dejstvo zemljotresa Ulcinj-Albatros (komp. N-S),PGA=0.10g: Nelinearni histerezijsni odgovor moment-krivina ($M-\phi$), tačka-7, element-6.

U ovom slučaju vrednost maksimalnog momenta savijanja je manja i iznosi $\max M = 106,88 \text{ kNm}$, što je logično jer je ovaj poprečni presek na većoj visini.

Treći odabrani karakteristični poprečni presek koji se odnosi na međuspratnu gredu iznad prizemlja, na mestu veze sa stubom (tačka 7, element 33), na sl.14.1.9 prikazuje vremensku istoriju momenta savijanja, dok je na sl.14.1.10 prikazan histerezisni odgovor moment-krivina.



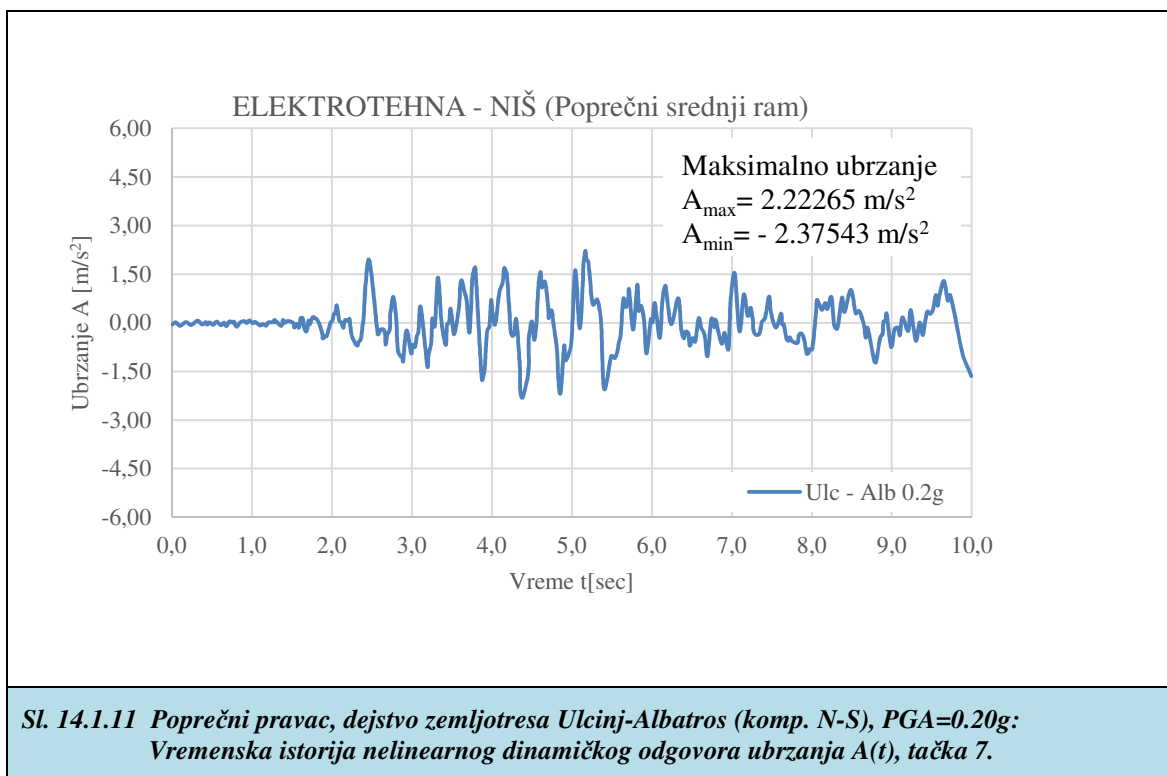
U ovom slučaju dobijen je odgovor maksimalnog momenta $\max M = 164,82 \text{ kNm}$.

Prikazani rezultati ukazuju da pri relativno slabom intenzitetu zemljotresa Ulcinj-Albatros od $\max A = 0,10g$, odgovor sistema u poprečnom pravcu pokazuje izvestan stepen nelinearnosti, ali je njegovo ponašanje skoro linearno i ne dovodi se u pitanje stabilnost objekta.

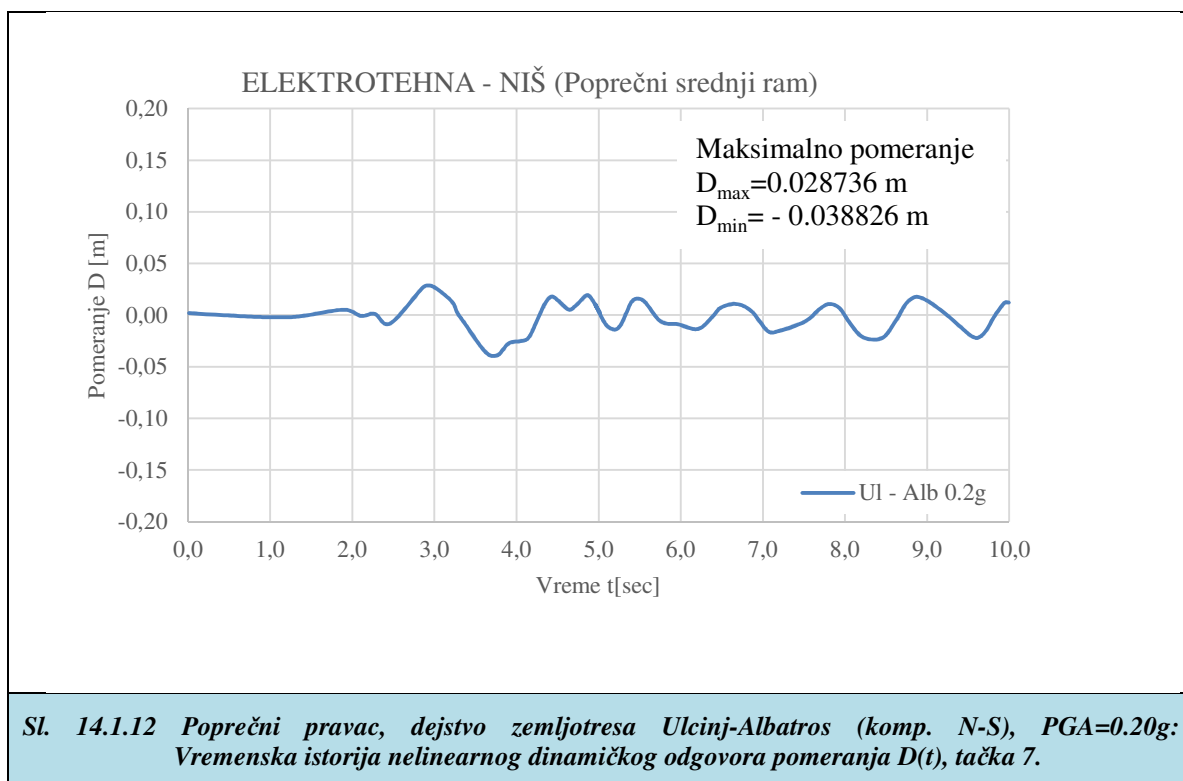
2) *Dejstvo zemljotresa Ucinj-Albaros sa $\max A = 0,20 g$*

Karakteristični rezultati za dejstvo zemljotresa Ucinj-Albatros sa pik akceleracijom dovedenom na $\max A = 0,20g$ predstavljeni su na slikama od sl. 14.1.11 do 20.

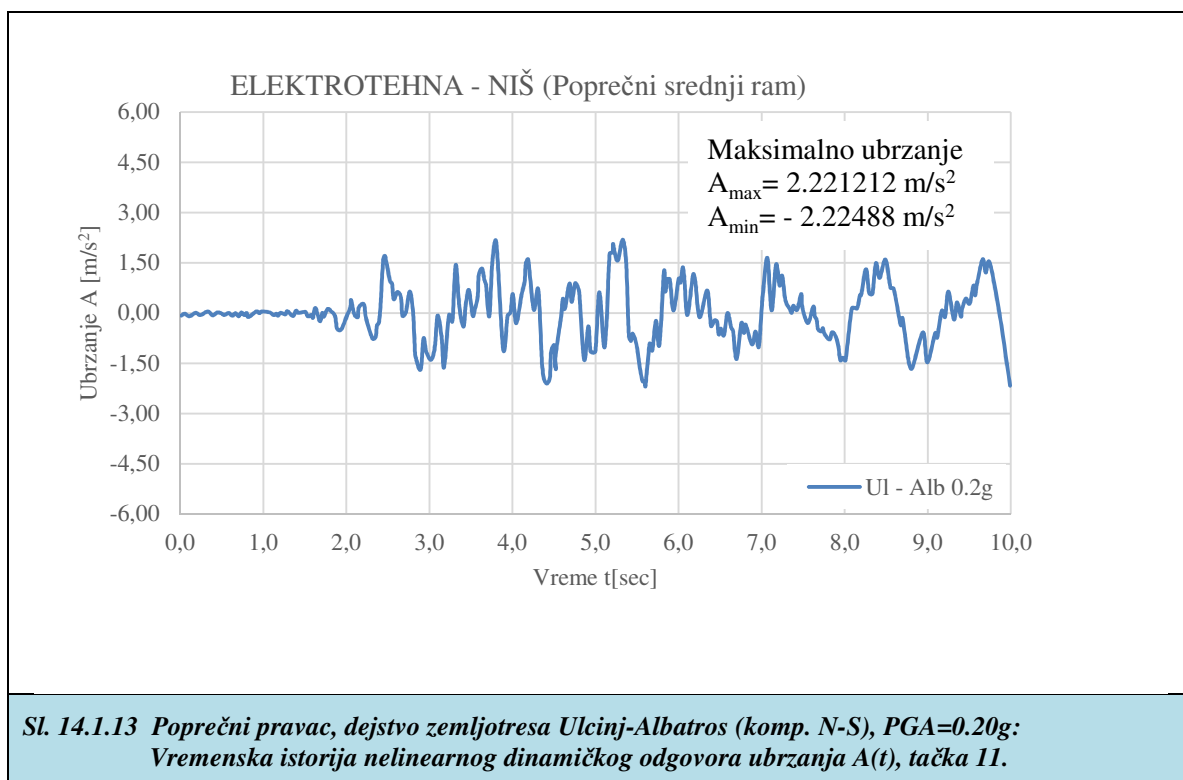
Na sl. 14.1.11 i sl. 14.1.12 prikazane su vremenske istorije ubrzanja i pomeranja za karakterističnu tačku 7. Maksimalno ubrzanje u ovom slučaju iznosi $\max A = 2,37m/s^2$ za iznos faktora uvećanja $F=1,86$, iako je intenzitet zemljotresa tačno dva puta veći. Ovakve promene nastaju zbog uslovljene intenzivnije pojave nelinearnosti sistema.

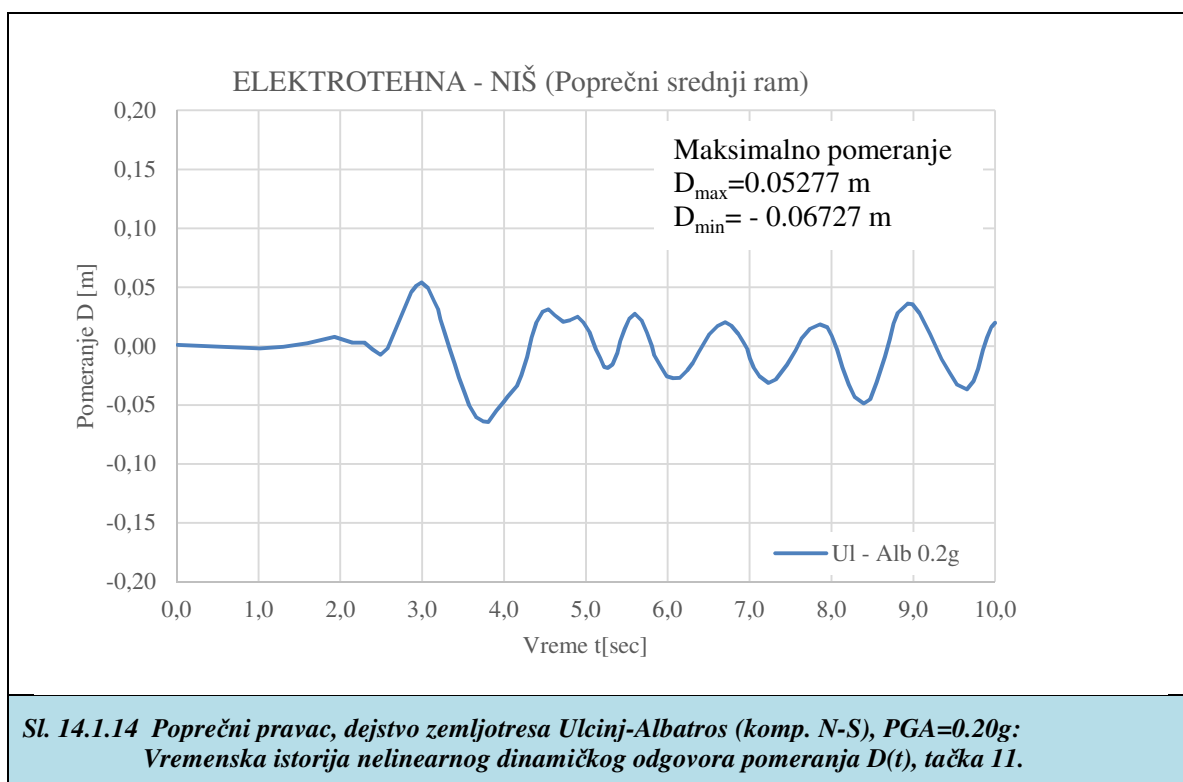


Maksimalna vrednost pomeranja za tačku7 iznosi $\max D = 3,88\text{cm}$, sl. 14.1.12.



Na slikama sl. 14.1.13 i sl. 14.1.14, komparativno su prikazane vremenske istorije ubrzanja i pomeranja za tačku 11, respektivno. Maksimalno ubrzanje iznosi ($\max A=2,225\text{m/s}^2$), a maksimalno pomeranje $\max D = 6,72\text{cm}$,

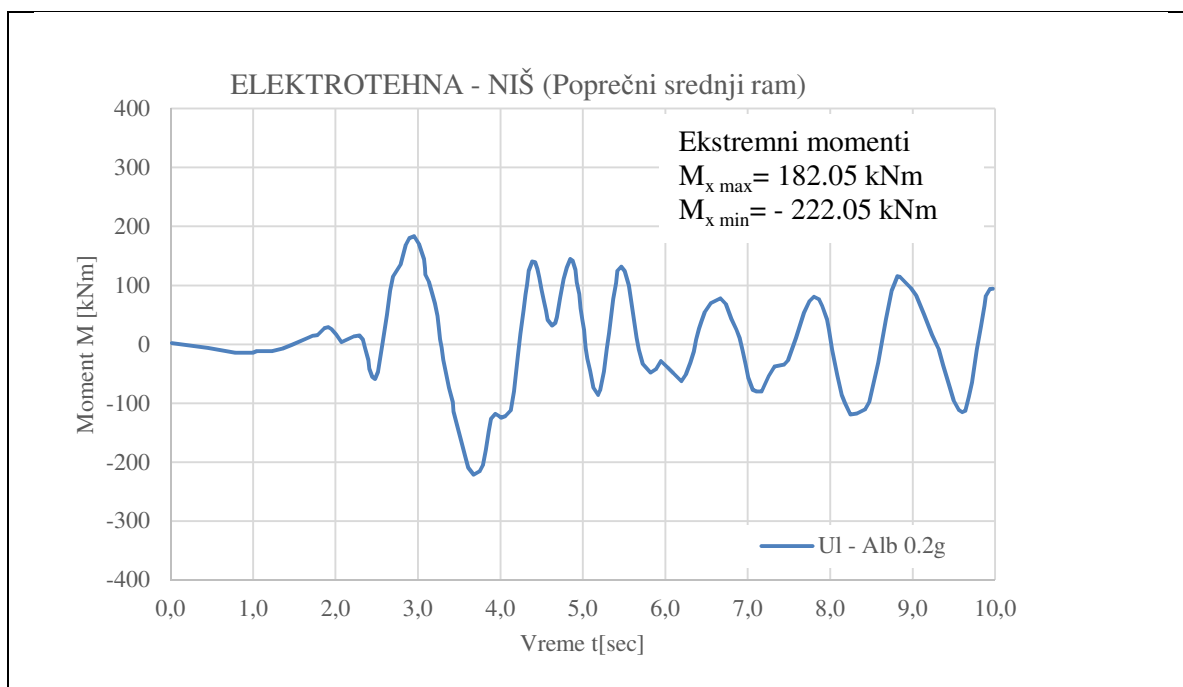




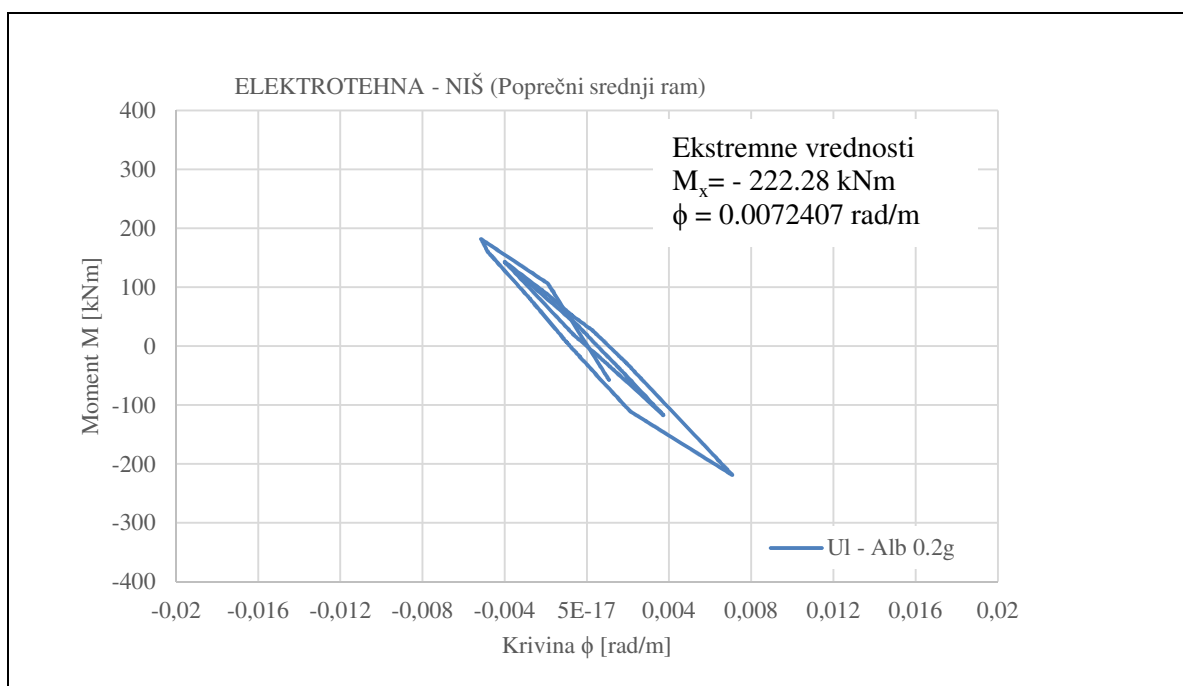
U ovom slučaju faktor uvećanja pomeranja iznosi $FD = \max D_2 / \max D_1 = 6,77 / 3,14 = 2,14$.

Na sl. 14.1.15 i sl. 14.1.16 su prikazane vremenske istorije momenta savijanja i histerezisni odgovor karakterističnog preseka u blizini oslonca stuba (tačka 2, element 2). U ovom slučaju vrednost maksimalnog momenta iznosi $\max M_2 = 222,05 \text{ kNm} > \max M_1 = 141,61 \text{ kNm}$ što je uvećanje za vrednost faktora $FM = 1,56$, iako je faktor uvećanja intenziteta tačno 2. Histerezisni dijagram je otvoreniji i pokazuje da je izazvan veći stepen nelinearnosti sistema.

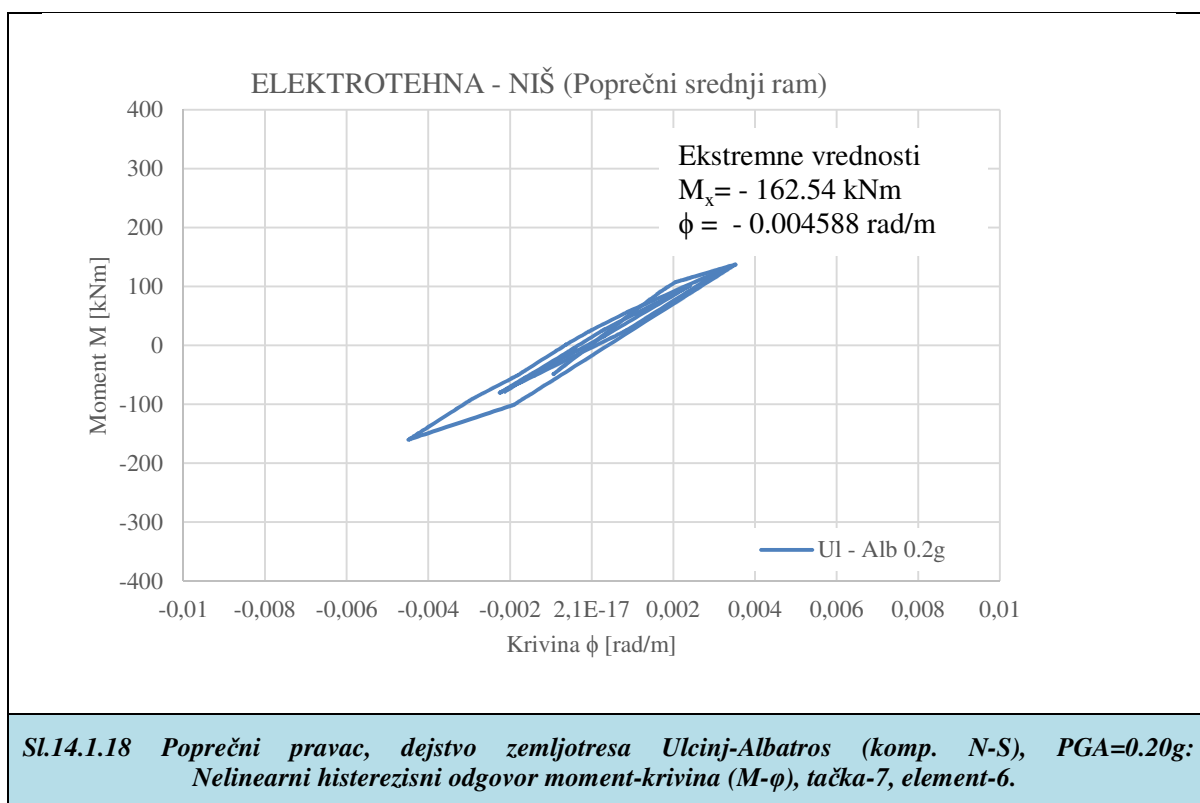
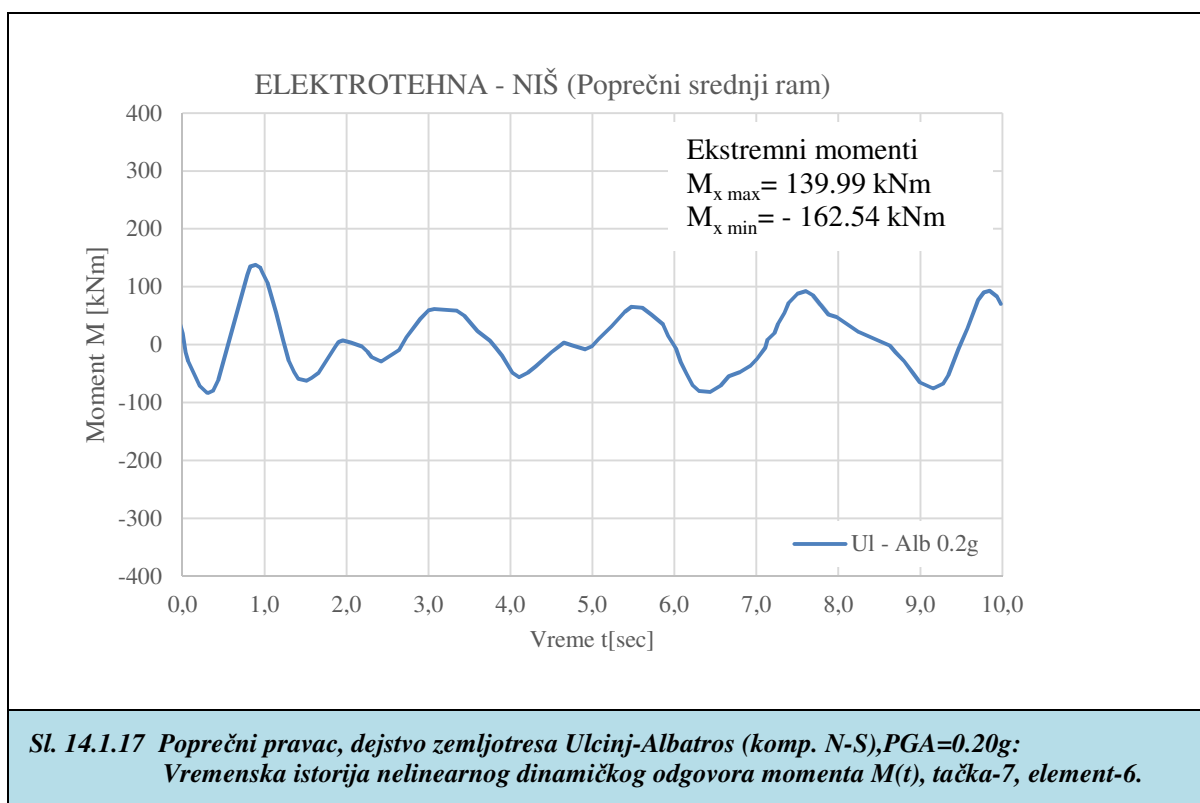
Na sl. 14.1.17 i sl. 14.1.18 prikazane su vremenske istorije momenta savijanja i histerezisni odgovor moment-krivina za karakterističnu tačku 7, element 6. Za ovaj uvećani intenzitet javlja se izraženija nelinearnost sistema sa otvorenijim histerezisnim dijagramom.



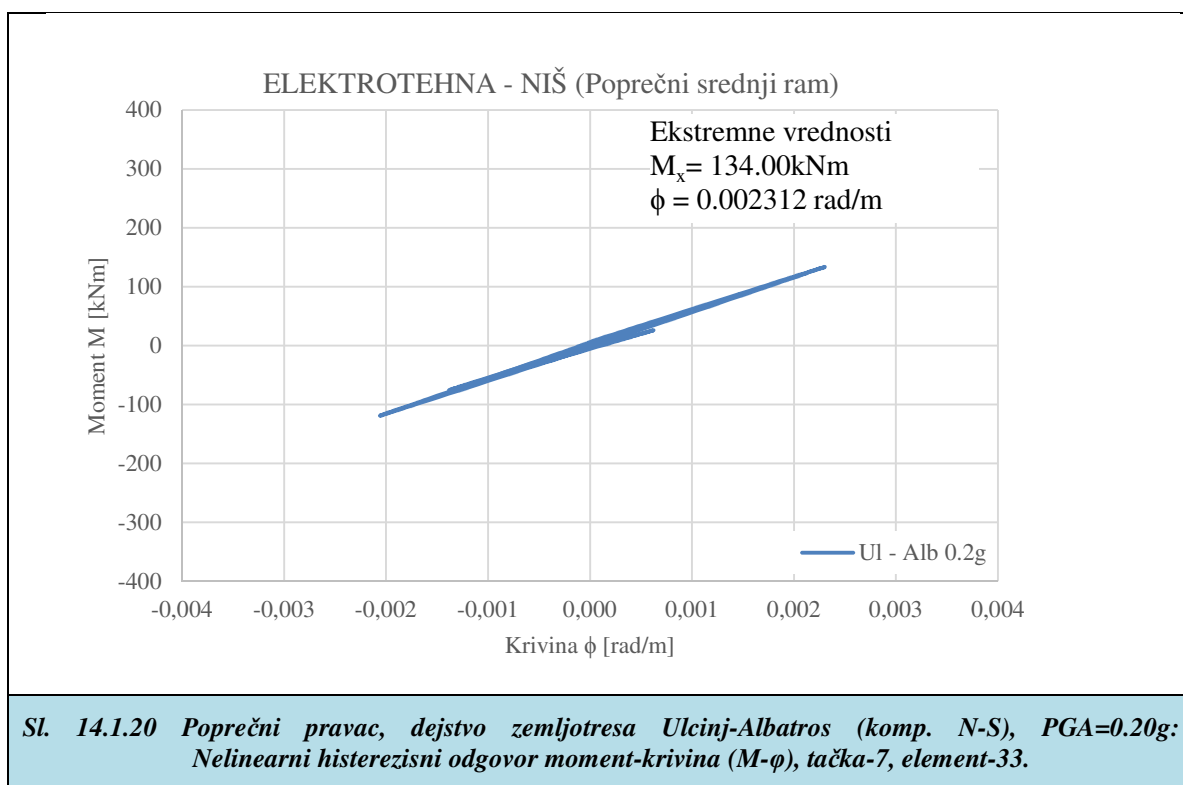
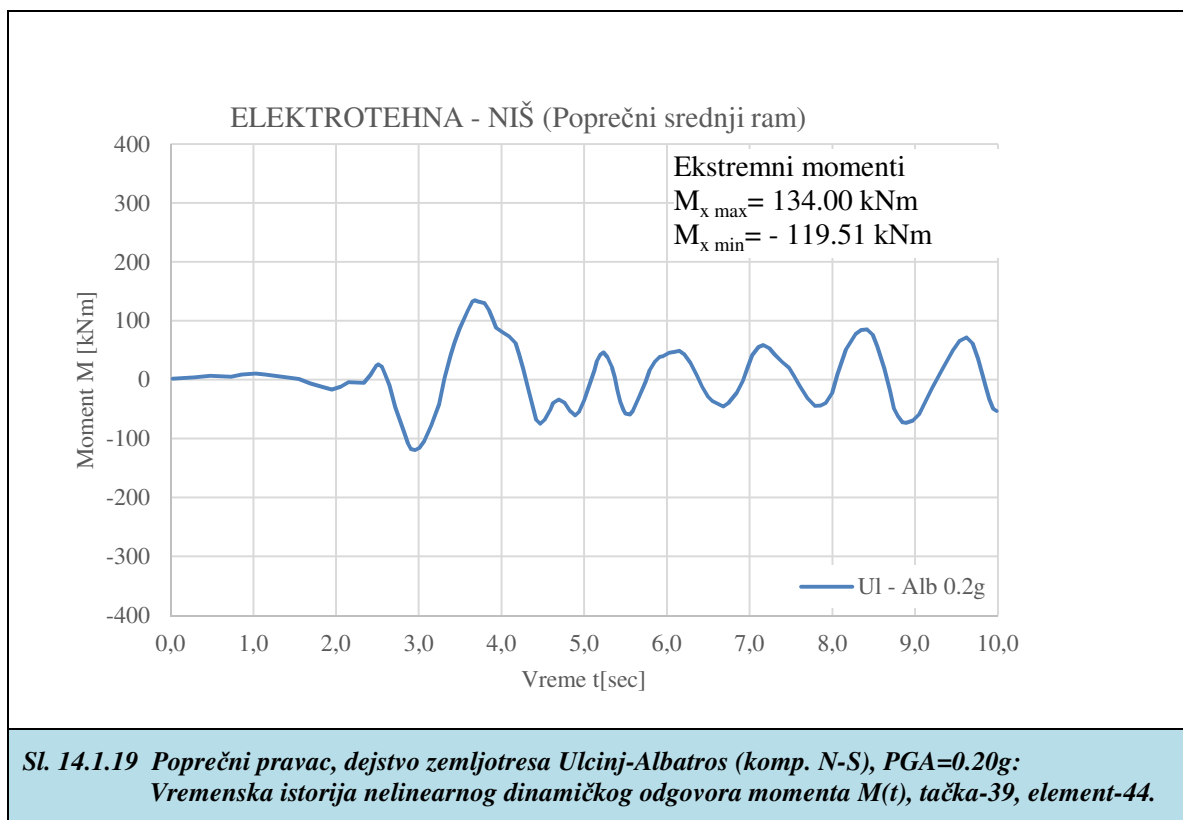
Sl. 14.1.15 Poprečni pravac, dejstvo zemljotresa Ulcinj-Albatros (komp. N-S), $PGA=0.20g$: Vremenska istorija nelinearnog dinamičkog odgovora momenta $M(t)$, tačka 2, element 2.



Sl. 14.1.16 Poprečni pravac, dejstvo zemljotresa Ulcinj-Albatros (komp. N-S), $PGA=0.20g$: Nelinearni histerezisni odgovor moment-krivina ($M-\phi$), tačka-2, element-2.

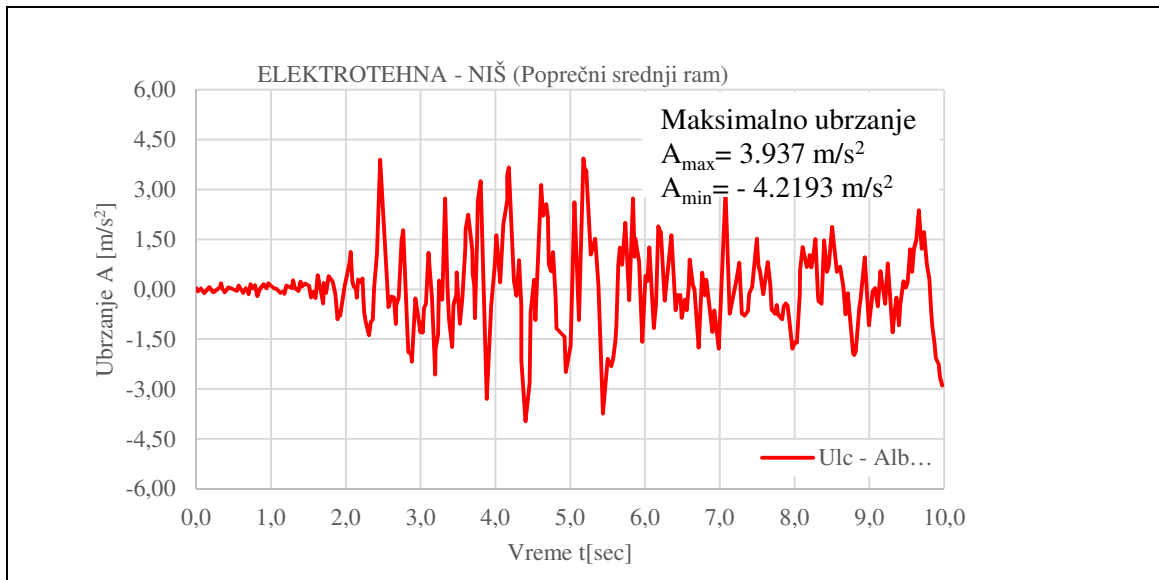


Konačno na sl. 14.1.19 i sl. 14.1.20 prikazne su vremenske istorije momenta savijanja i histerezisni odgovor moment-krivina za karakterističnu tačku 7 element 33.

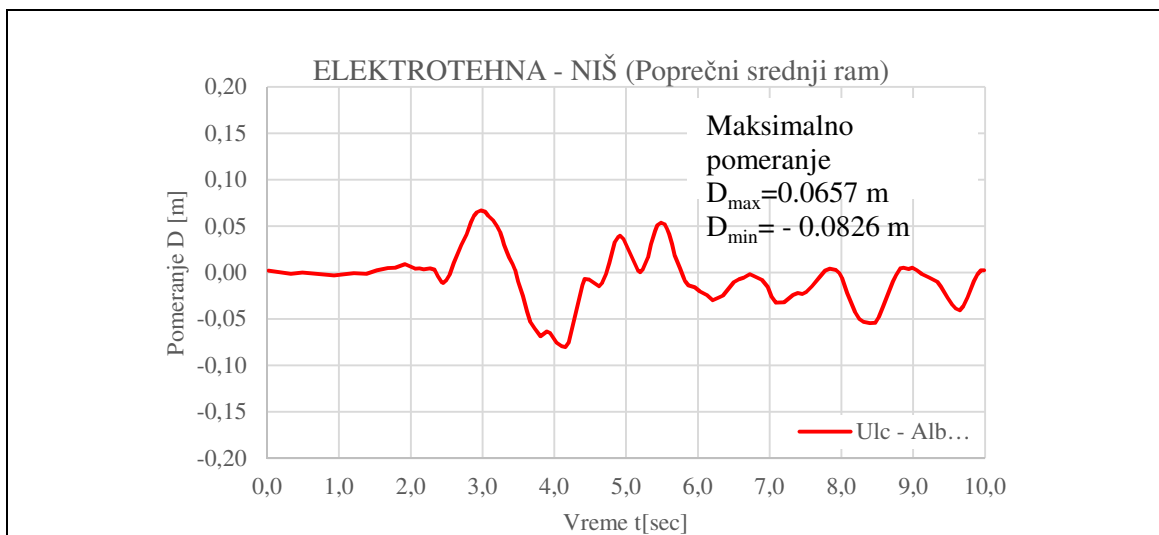


3) **Dejstvo zemljotresa Ulcinj-Albatros sa $\max A = 0,40g$**

Na slikama, od sl. 14.1.21 do sl. 14.1.30, prikazane su karakteristični rezultati izvršene analize nelinearnog seizmičkog odgovora sistema za još snažniji zemljotres izražen pik akceleracijom $\max A = 0,40g$. Za karakterističnu tačku 7, vremenska istorija ubrzanja i vremenska istorija pomeranja prikazane su na sl.14.1.21 i sl.14.1.22.



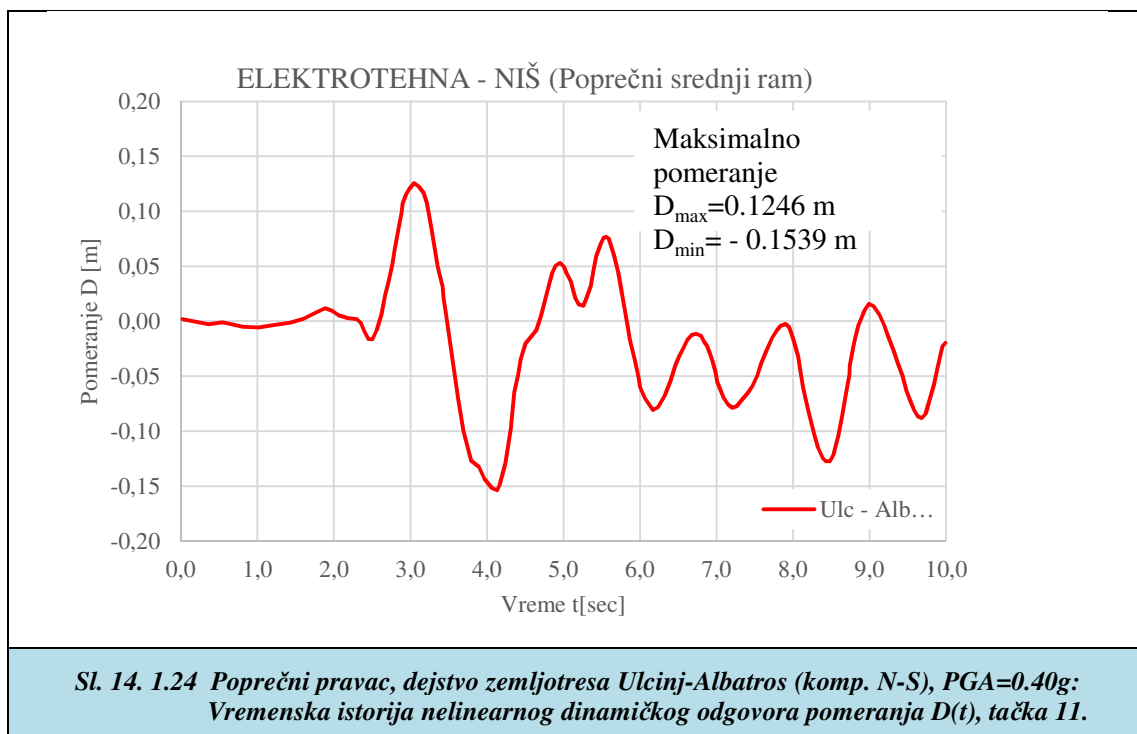
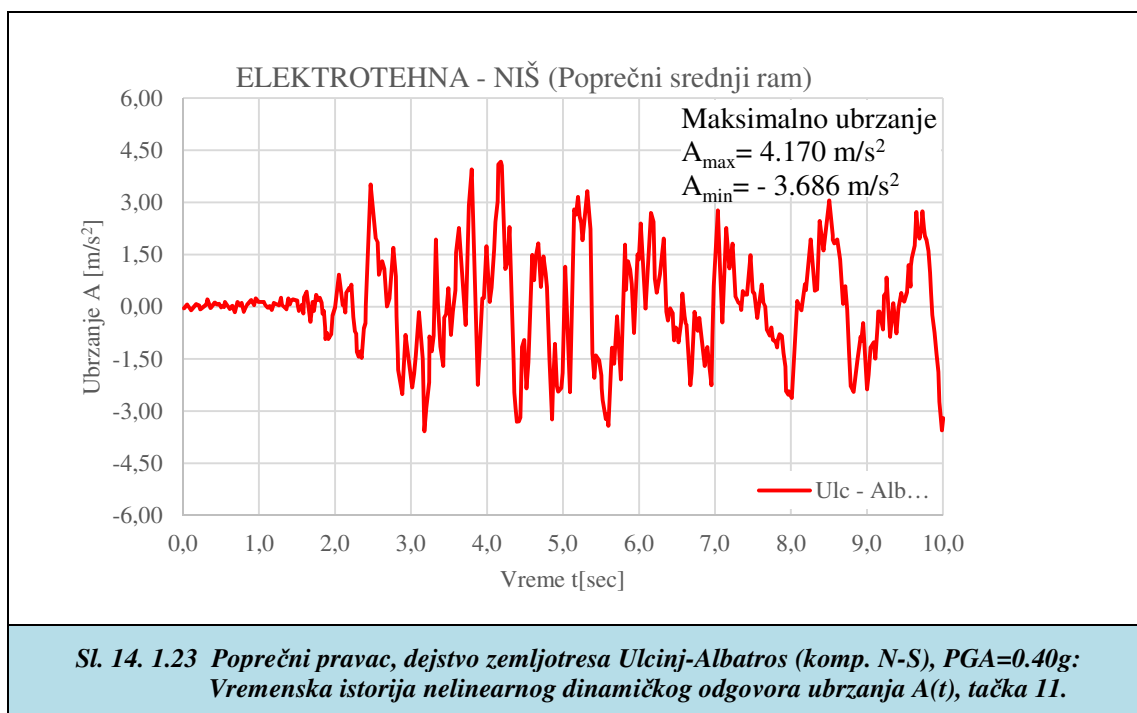
Sl. 14. 1.21 Poprečni pravac, dejstvo zemljotresa Ulcinj-Albatros (komp. N-S), $PGA=0.40g$: Vremenska istorija nelinearnog dinamičkog odgovora ubrzanja $A(t)$, tačka 7.



Sl. 14. 1.22 Poprečni pravac, dejstvo zemljotresa Ulcinj-Albatros (komp. N-S), $PGA=0.40g$: Vremenska istorija nelinearnog dinamičkog odgovora pomeranja $D(t)$, tačka 7.

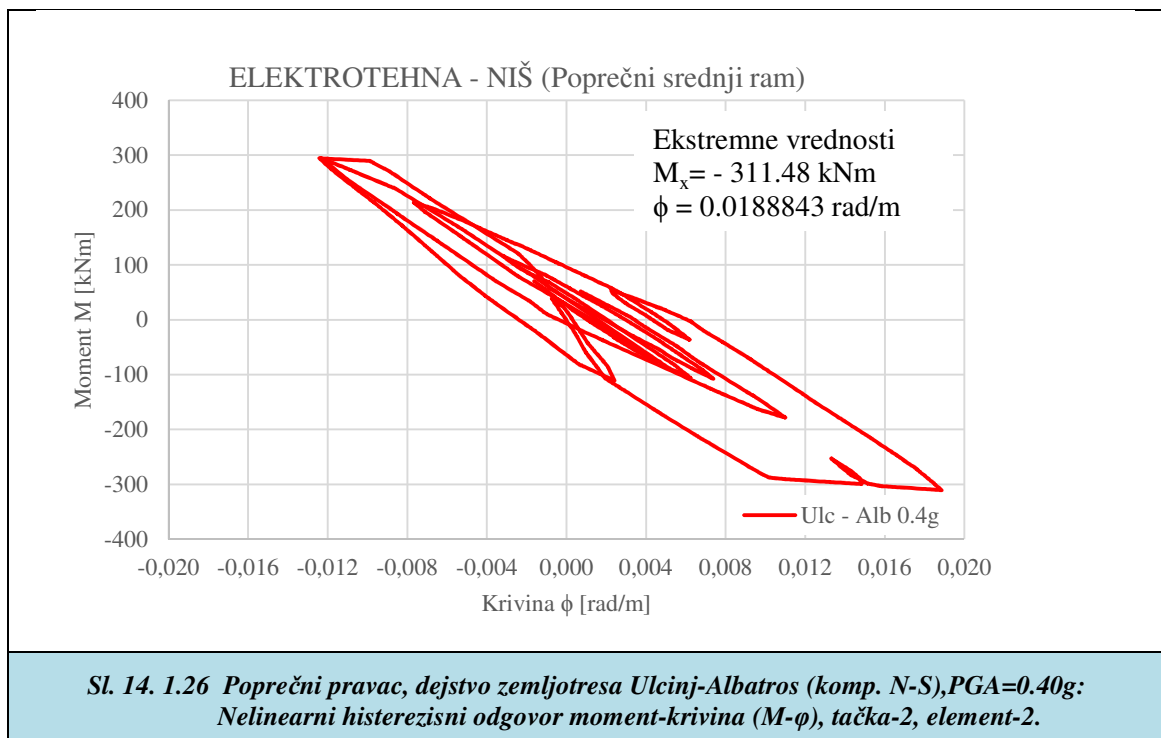
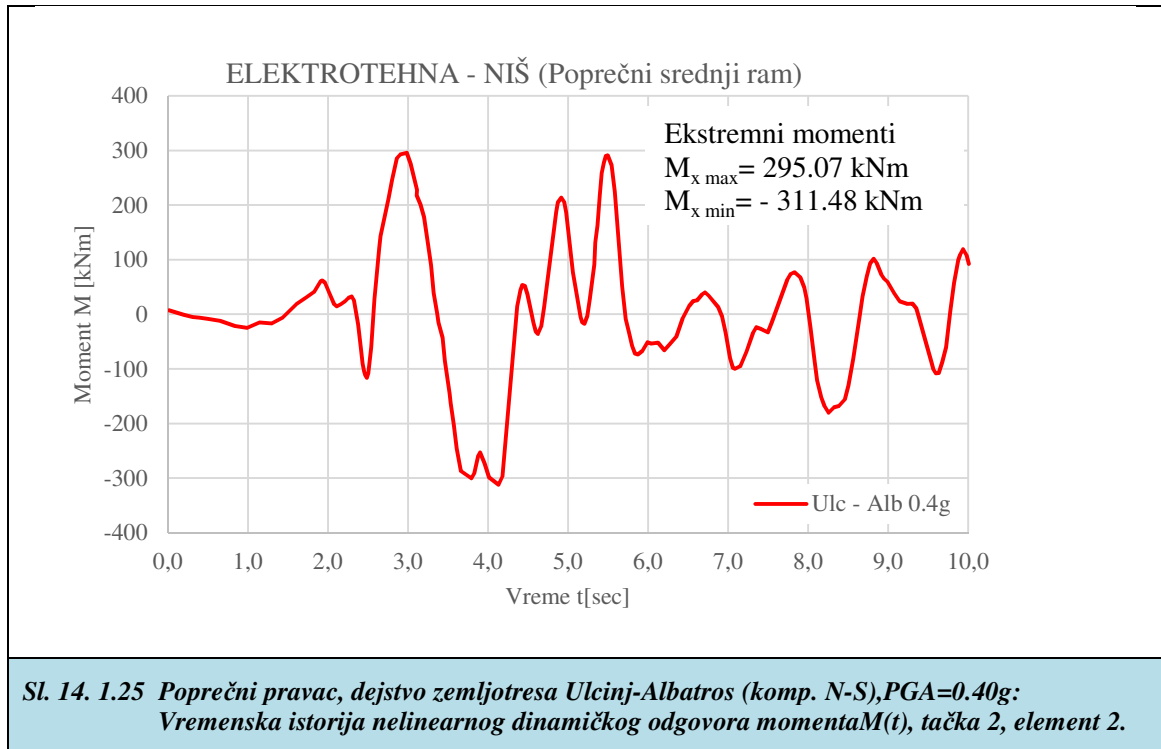
Maksimalno ubrzanje iznosi $\max A = 4,22 \text{ m/s}^2$ što znači uvećanje (u odnosu na intenzitet od $0,10g$) za iznos faktora $FA = 4,22/1,27 = 3,32$. Maksimalno pomeranje iznosi $\max D = 8,26 \text{ cm}$, što predstavlja uvećanje sa faktorom $FD = 8,26/1,89 = 4,37$.

Na sl. 14.1.23 i sl. 14.1.24 prikazana je vremenska istorija ubrzanja i vremenska istorija pomeranja, respektivno, za karakterističnu tačku 11. U ovom slučaju maksimalno ubrzanje iznosi $\max A = 4,17 \text{ m/s}^2$ što je uvećanje za faktor $FA = 4,17/3,92 = 1,06$.



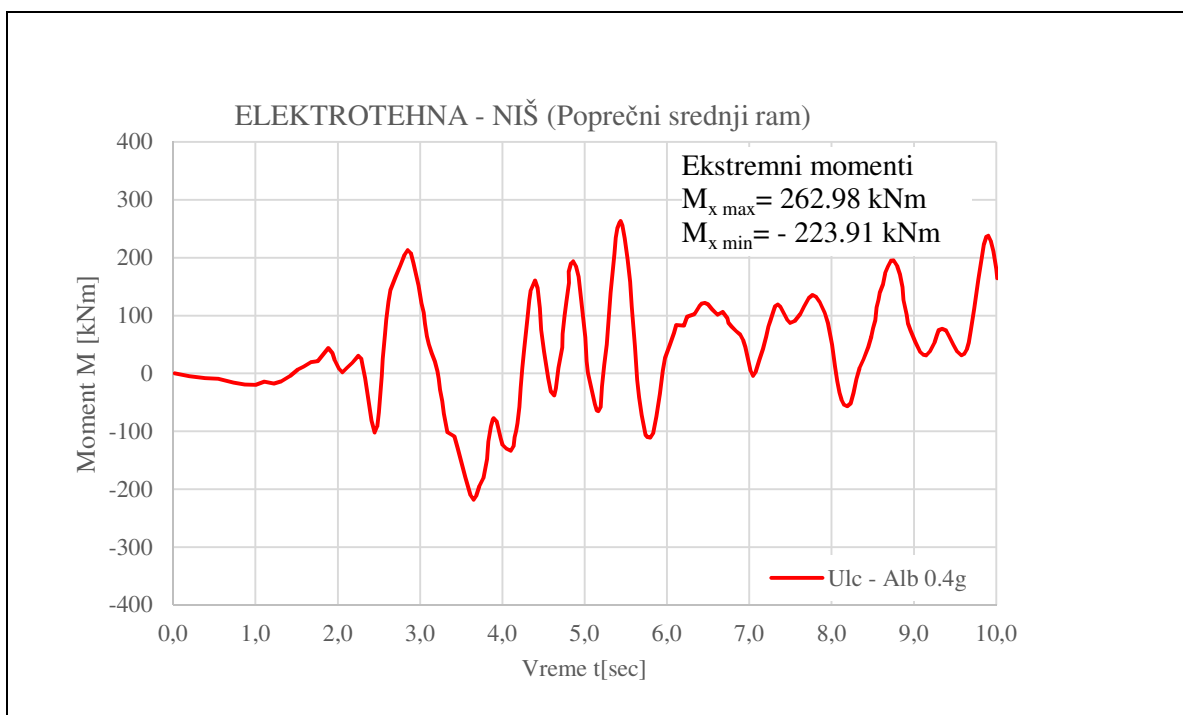
Maksimalno pomeranje iznosi $\max D = 15,39 \text{ cm}$, ili uvećanje sa faktorom $FD = 15,39/3,13 = 4,92$ u odnosu na intenzitet $0,10g$.

Na sl. 14.1.25 i sl. 14.1.26 prikazane su za tačku 2, element 2 vremenska istorija momenta savijanja i histerezisni dijagram odgovora moment-krivina respektivno.

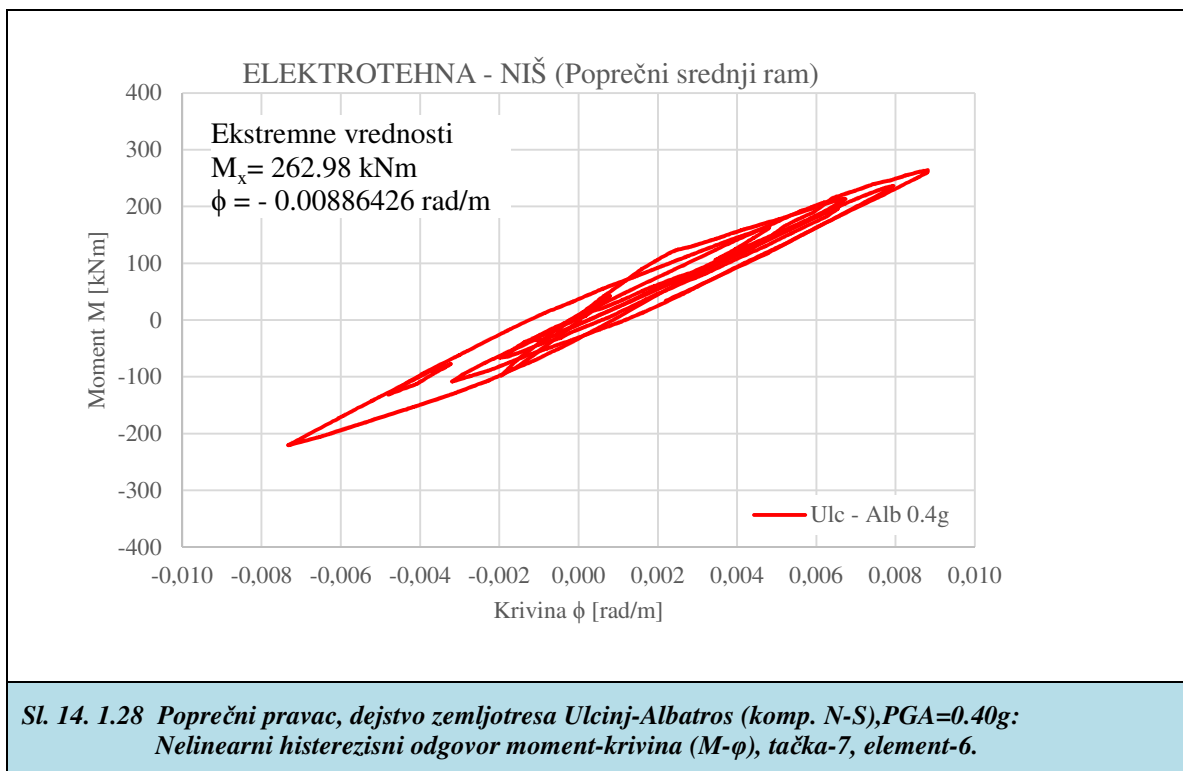


U ovom slučaju je evidentno veliko proširenje histerezisnog dijagrama, što ukazuje na dosta izraženo nelinearno ponašanje ovog karakterističnog preseka u osnovi.

Na sl. 14.1.27 i sl. 14.1.28 prikazane su vremenska istorija momenta savijanja i histerezijsni odgovor moment-krivina za karakterističnu tačku 7, element 6 (gornji poprečni presek stuba).

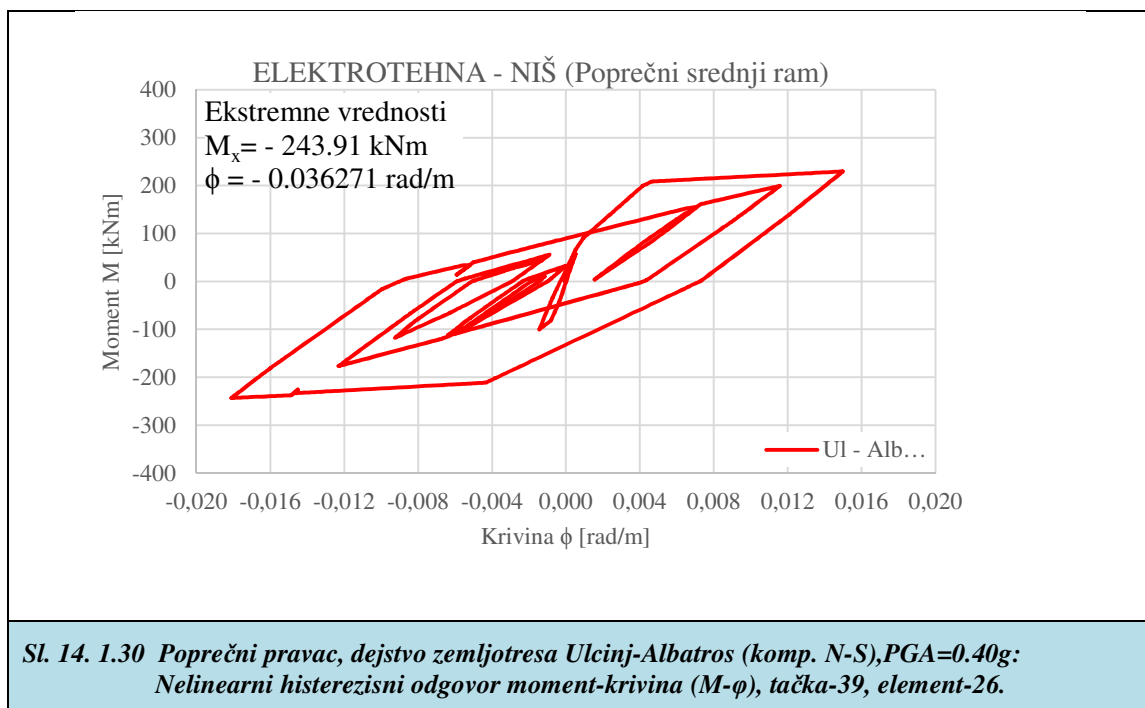
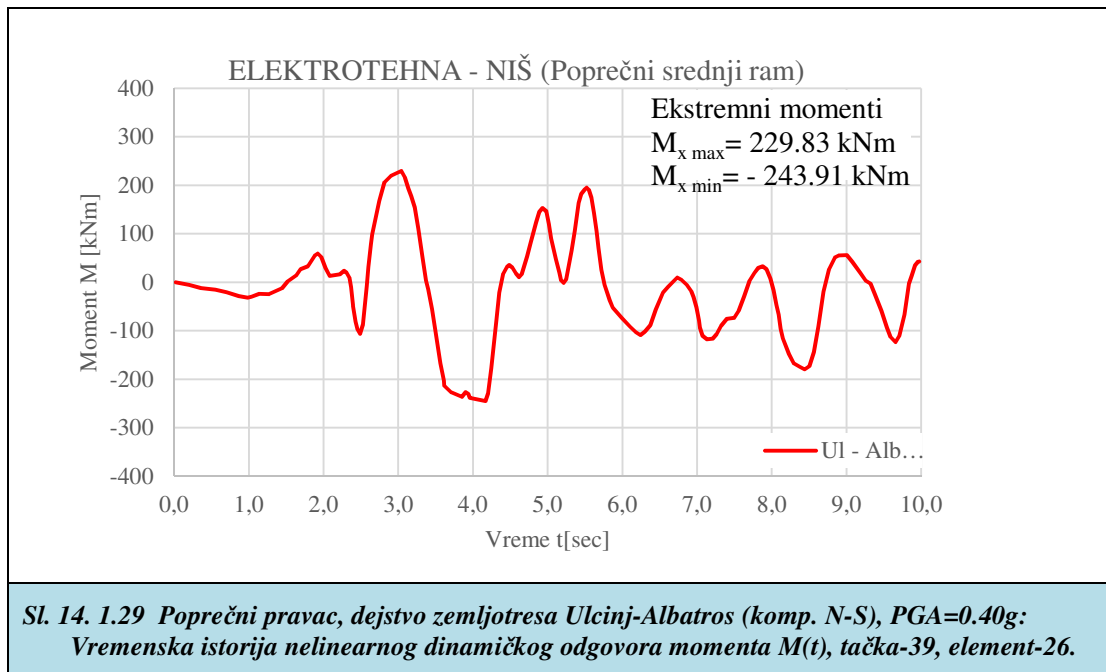


Sl. 14. 1.27 Poprečni pravac, dejstvo zemljotresa Ulcinj-Albatros (komp. N-S),PGA=0.40g:
 Vremenska istorija nelinearnog dinamičkog odgovora momenta $M(t)$, tačka-7, element-6.



Sl. 14. 1.28 Poprečni pravac, dejstvo zemljotresa Ulcinj-Albatros (komp. N-S),PGA=0.40g:
 Nelinearni histerezijsni odgovor moment-krivina ($M-\phi$), tačka-7, element-6.

Analogno, na sl. 14.1.29 i sl. 14.1.30 prikazana je vremenska istorija momenta savijanja i histerezijsni odgovor moment-krivina za tačku 39, element 26. Ovaj presek odgovara vezi unutrašnjeg stuba sa međuspratnom gredom iznad prizemlja. U ovom slučaju dobijen je veoma otvoren histerezijsni dijagram odgovora, sl. 14.1.30.

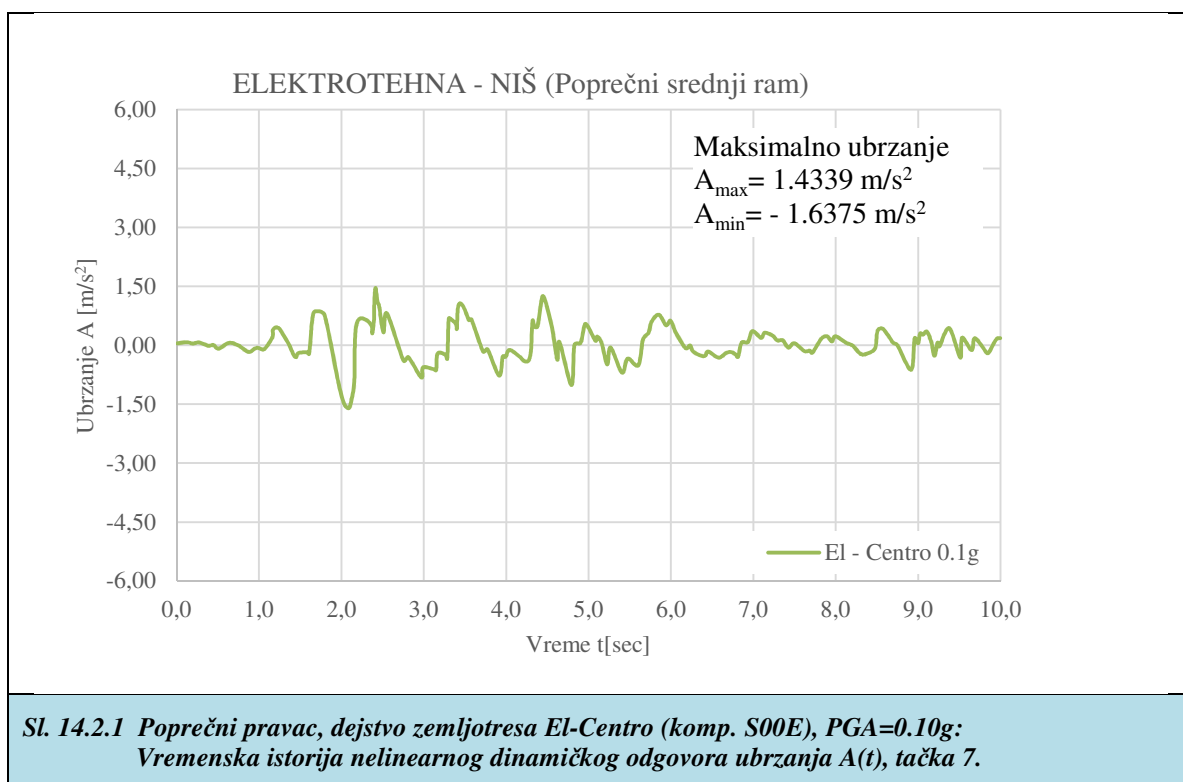


Na bazi ovih analiza nedvosmisleno je potvrđeno da primena potpuno nelinearnog matematičkog modela obezbeđuje izvanredan uvid u sve značajne fragmente koje karakterišu realno dinamičko ponašanje sistema za različite intenzitete zemljotresa.

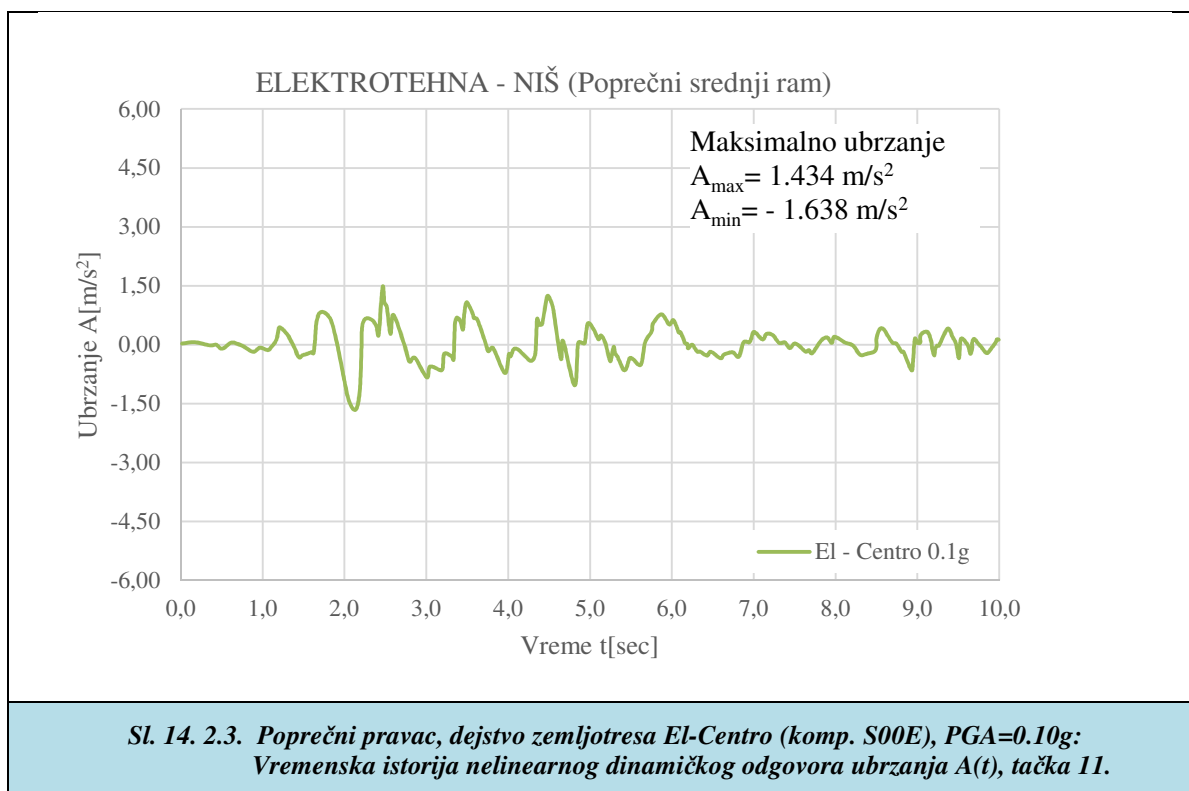
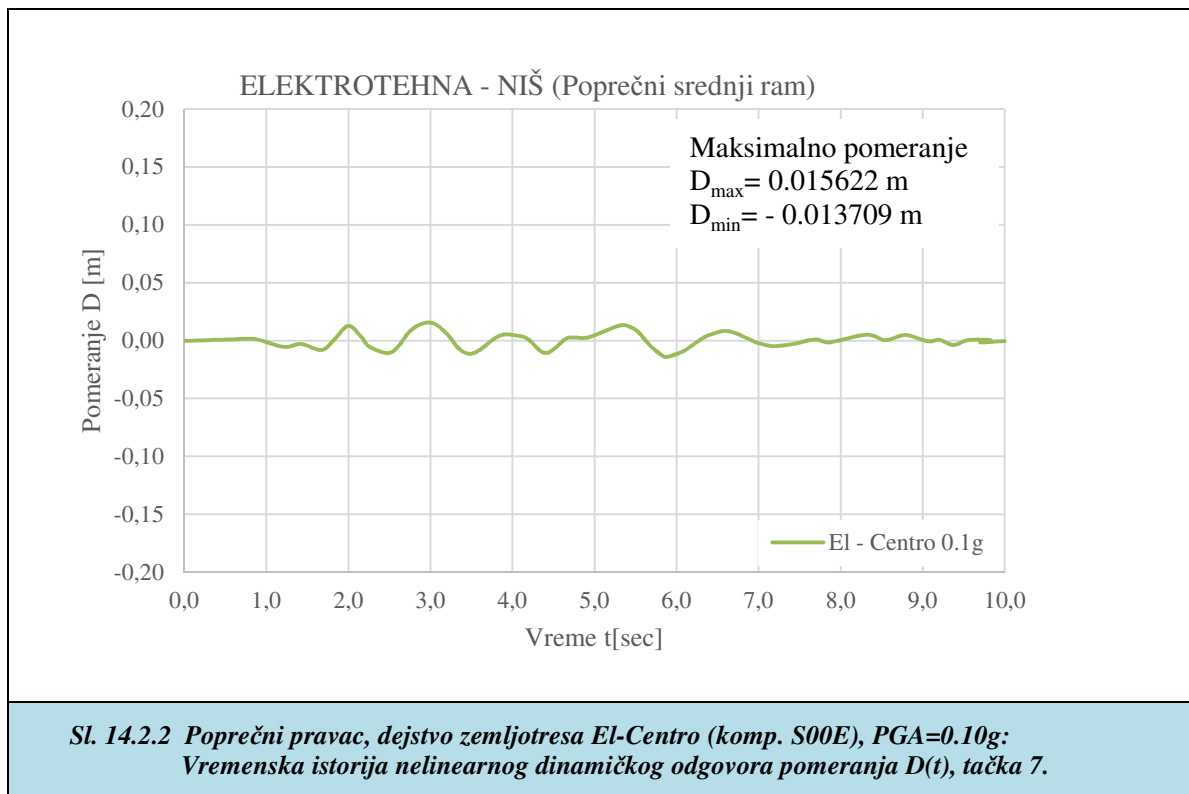
14.2 Analiza dejstvo zemljotresa El-Centro u poprečnom pravcu

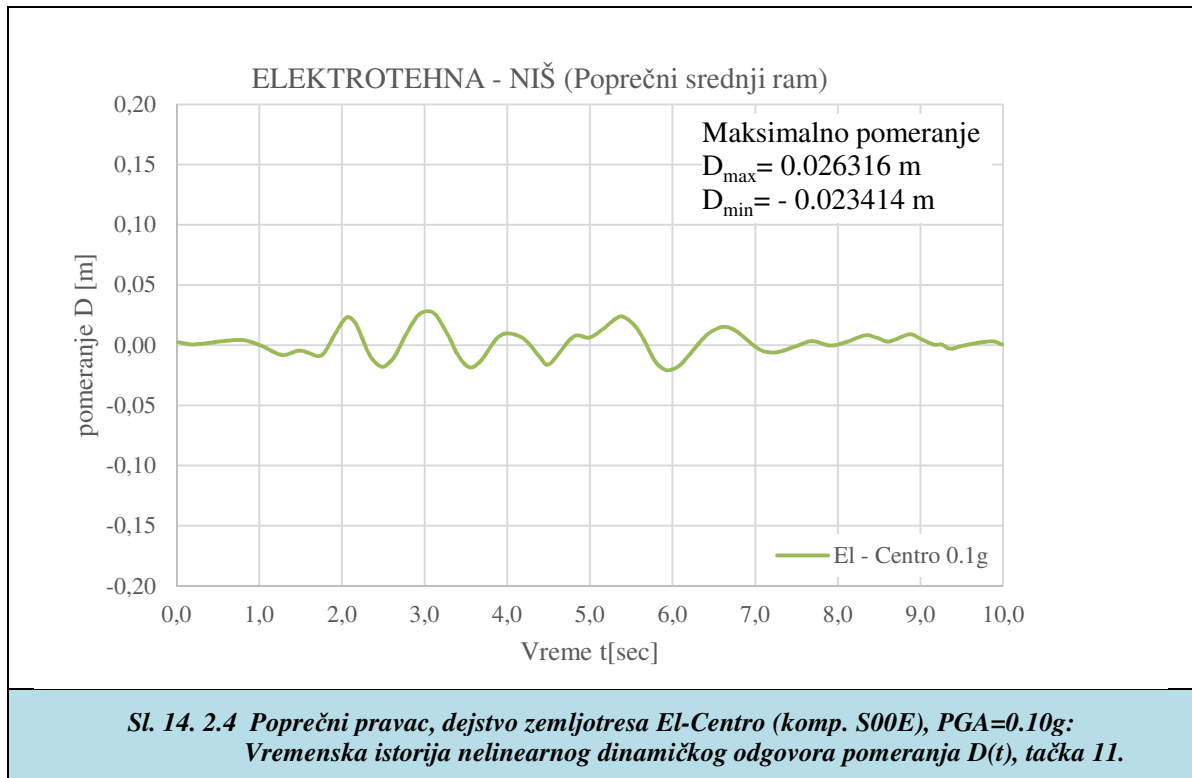
Nelinearne dinamičke analize seizmičkog odgovora sistema za dejstvo zemljotresa El-Centro u poprečnom pravcu izvršene su takođe za tri nivoa intenziteta skaliranih na $PGA=0,10\text{ g}$, $PGA=0,20\text{ g}$ i $PGA=0,40\text{ g}$. Odabrani karakteristični rezultati predstavljeni su, takođe, u grafičkom obliku na odgovarajućim slikama i to:

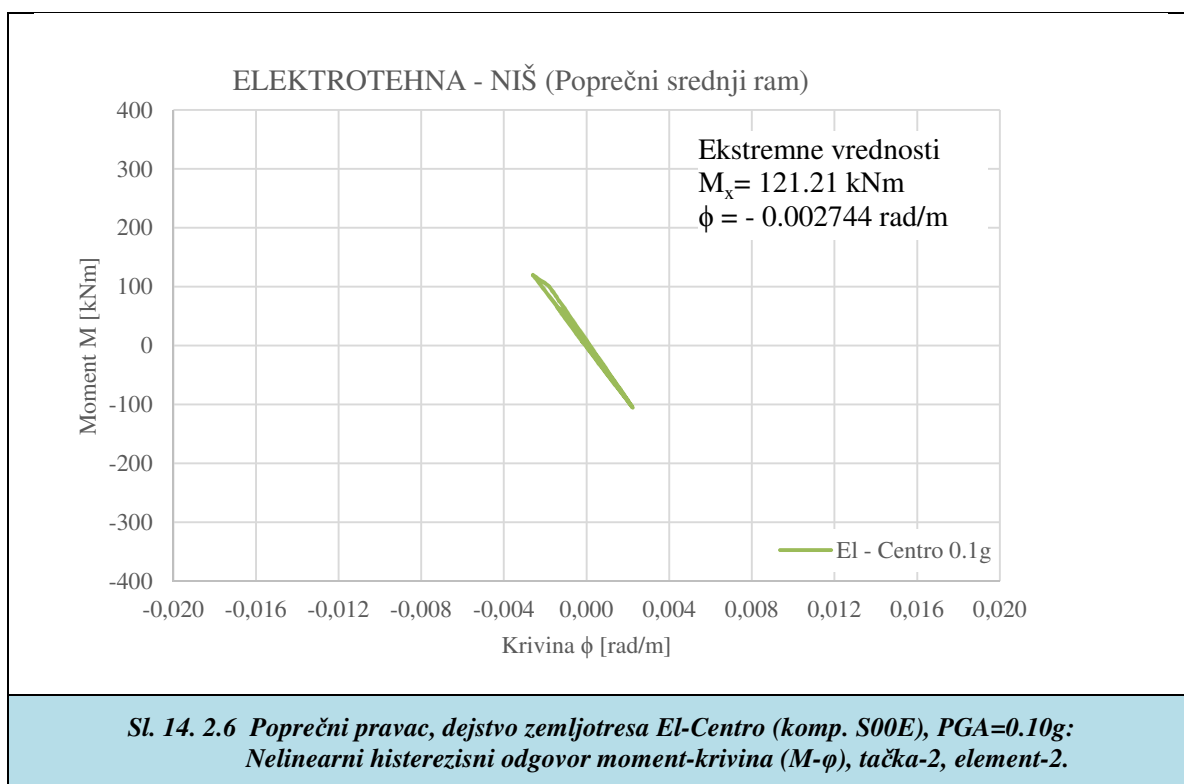
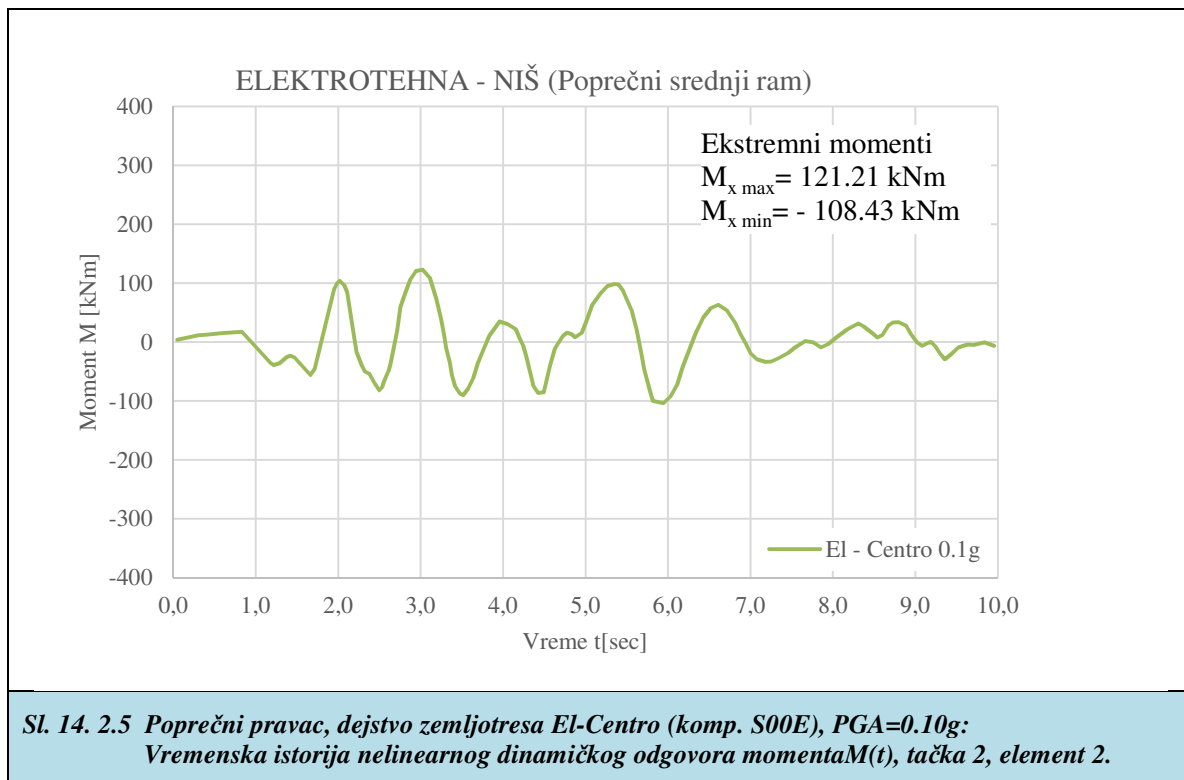
Na sl. 14.2.1 do sl. 14.2.10 predstavljeni su karakteristični rezultati prve nelinearne analize definisane sa pik akceleracijom $PGA=0,10\text{ g}$;

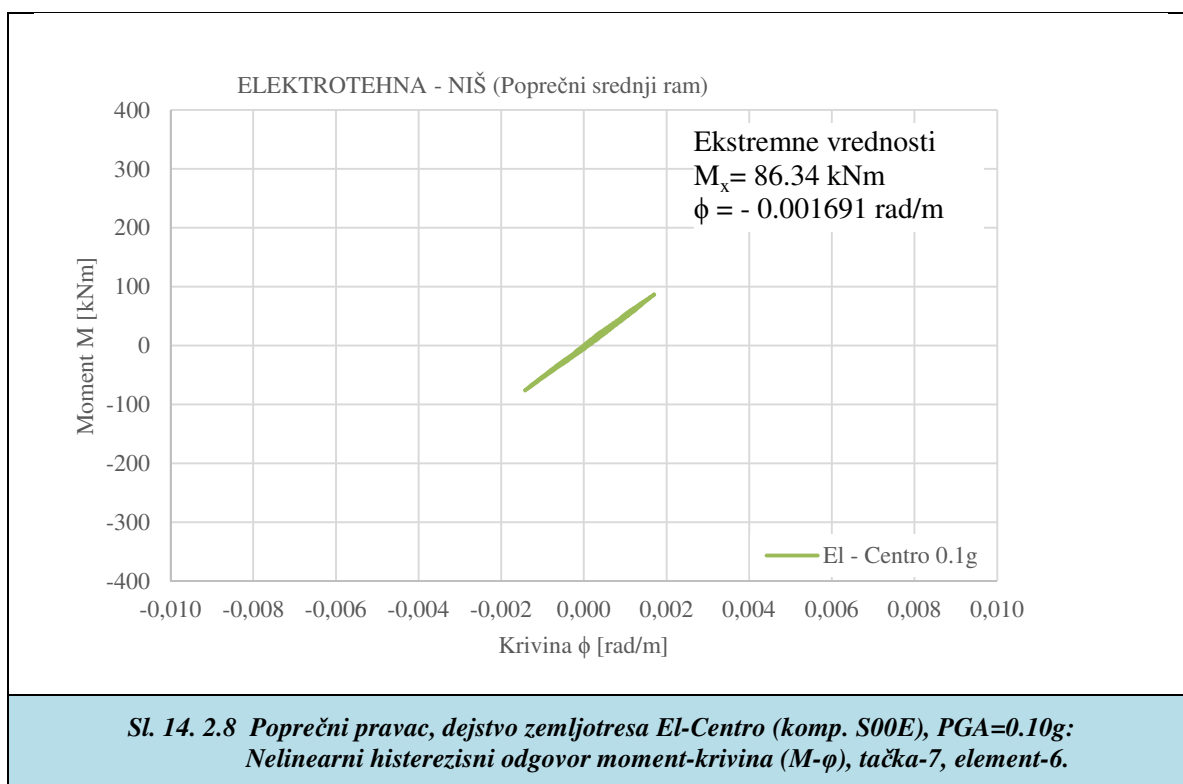
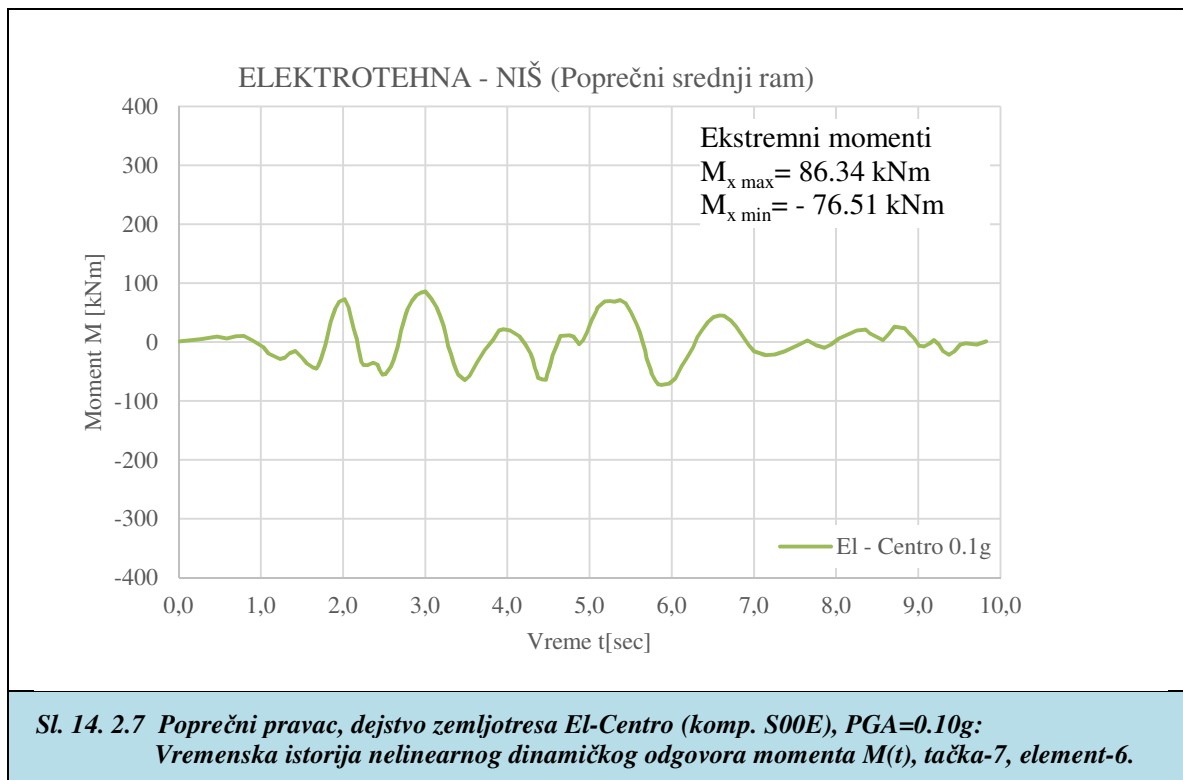


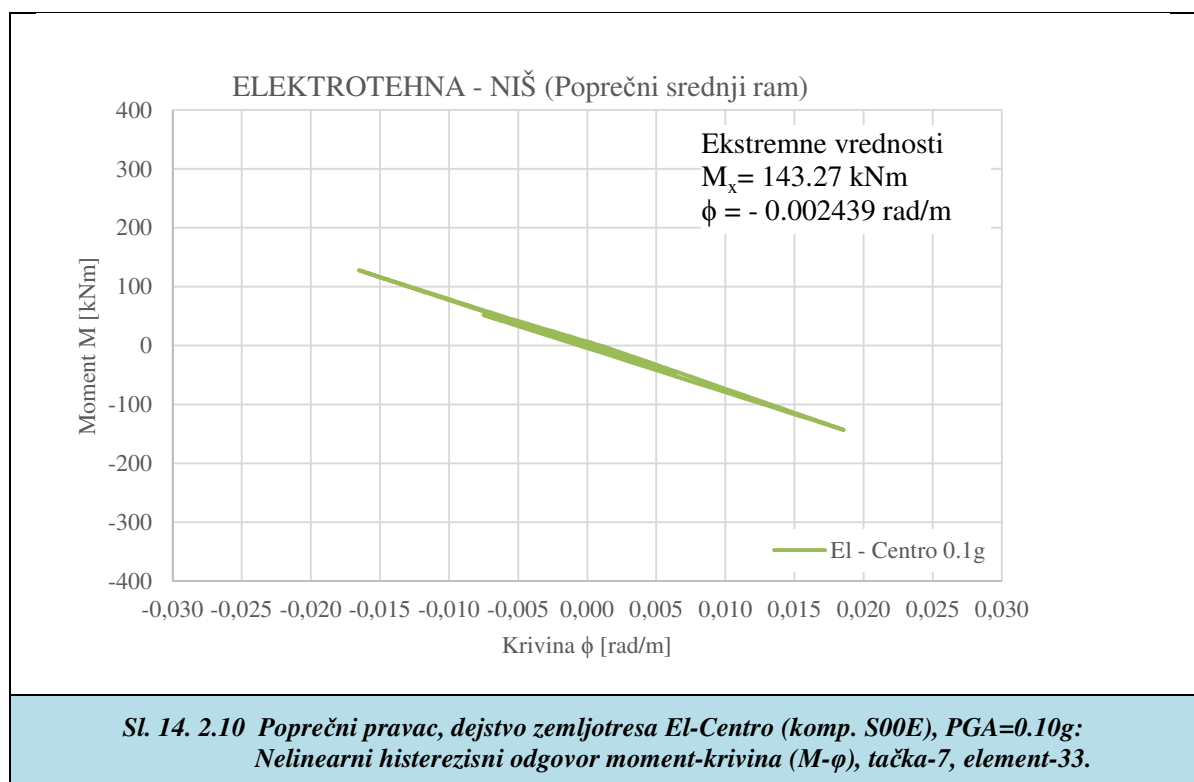
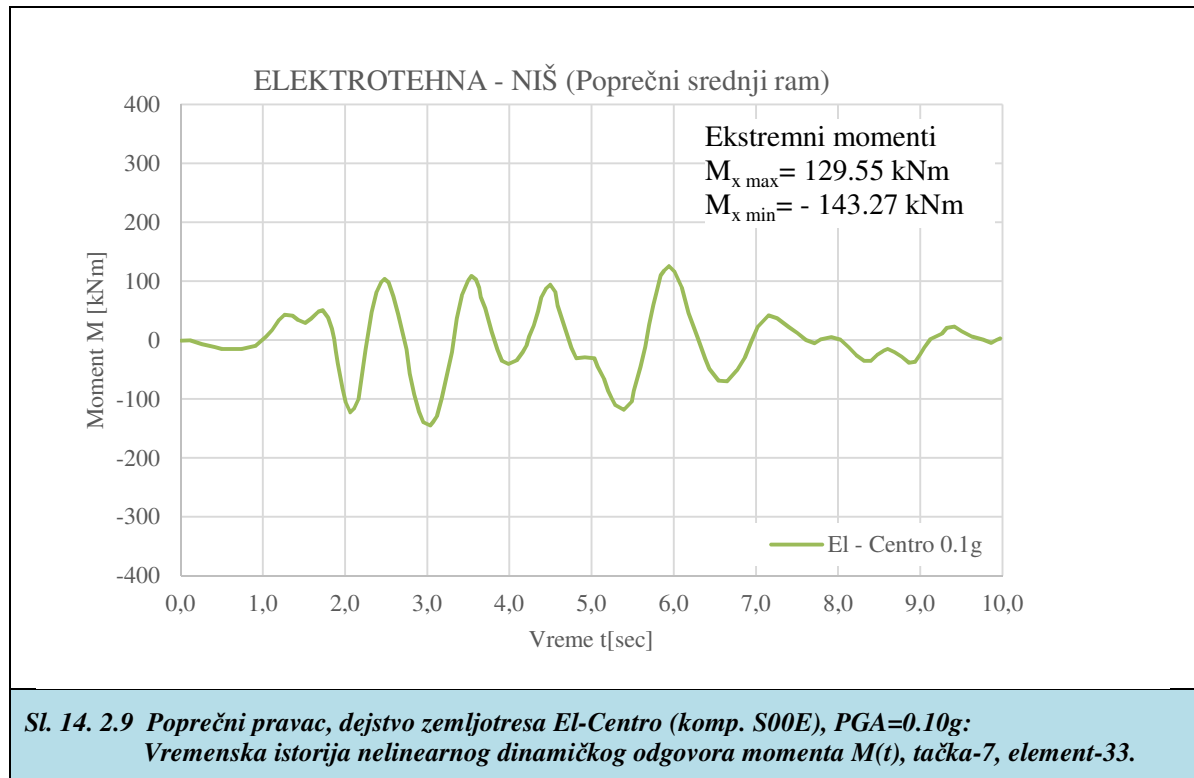
14. Analiza nelinearnog seizmičkog odgovora tipske hale za dejstvo zemljotresa različitih intenziteta u poprečnom pravcu





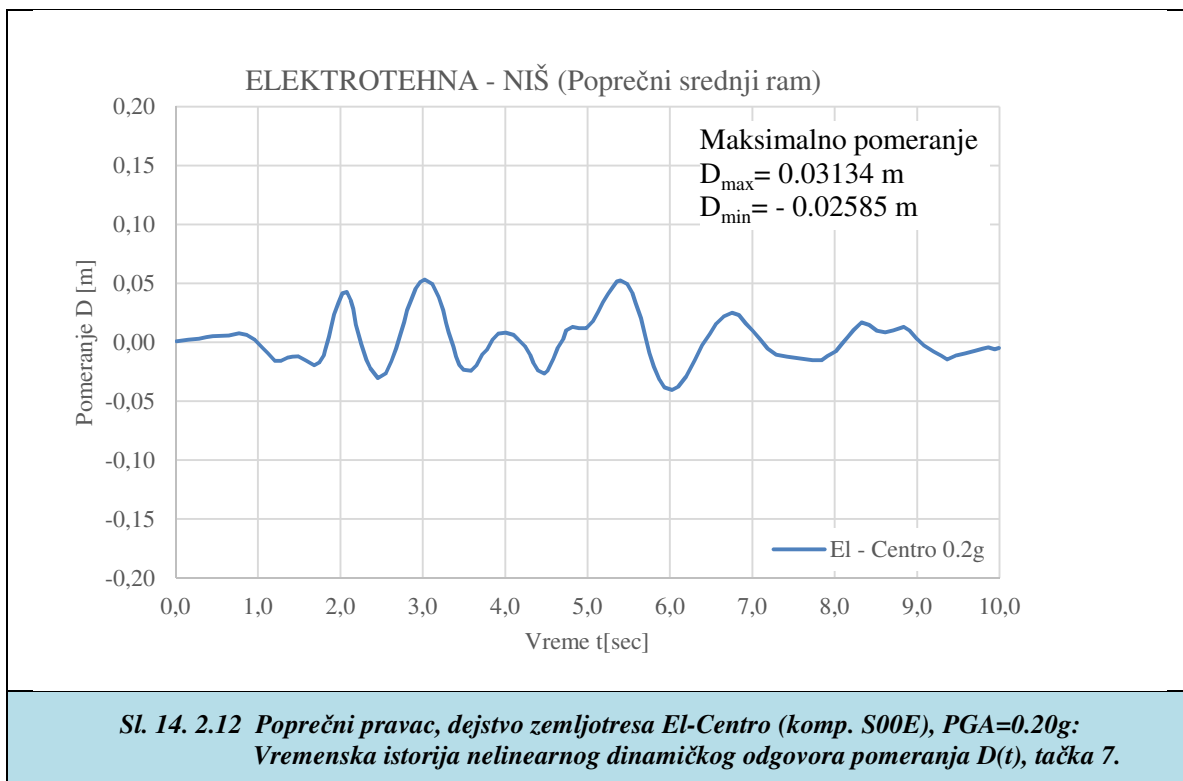
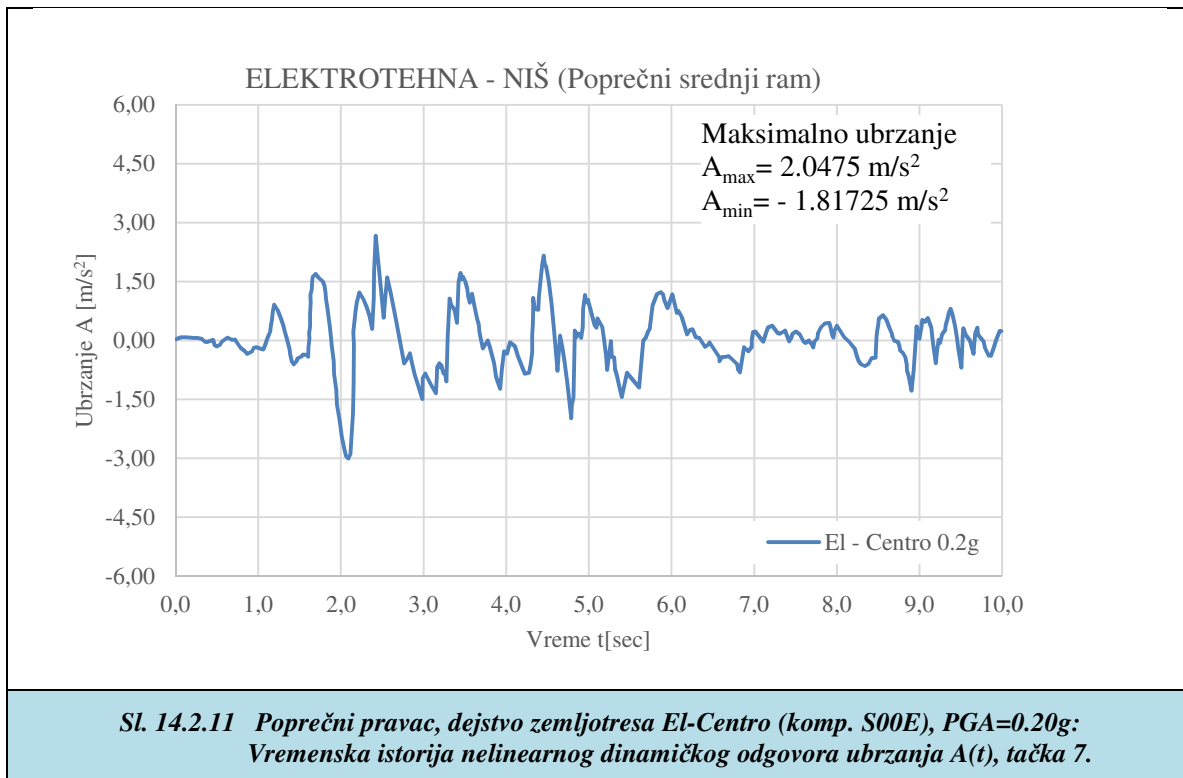


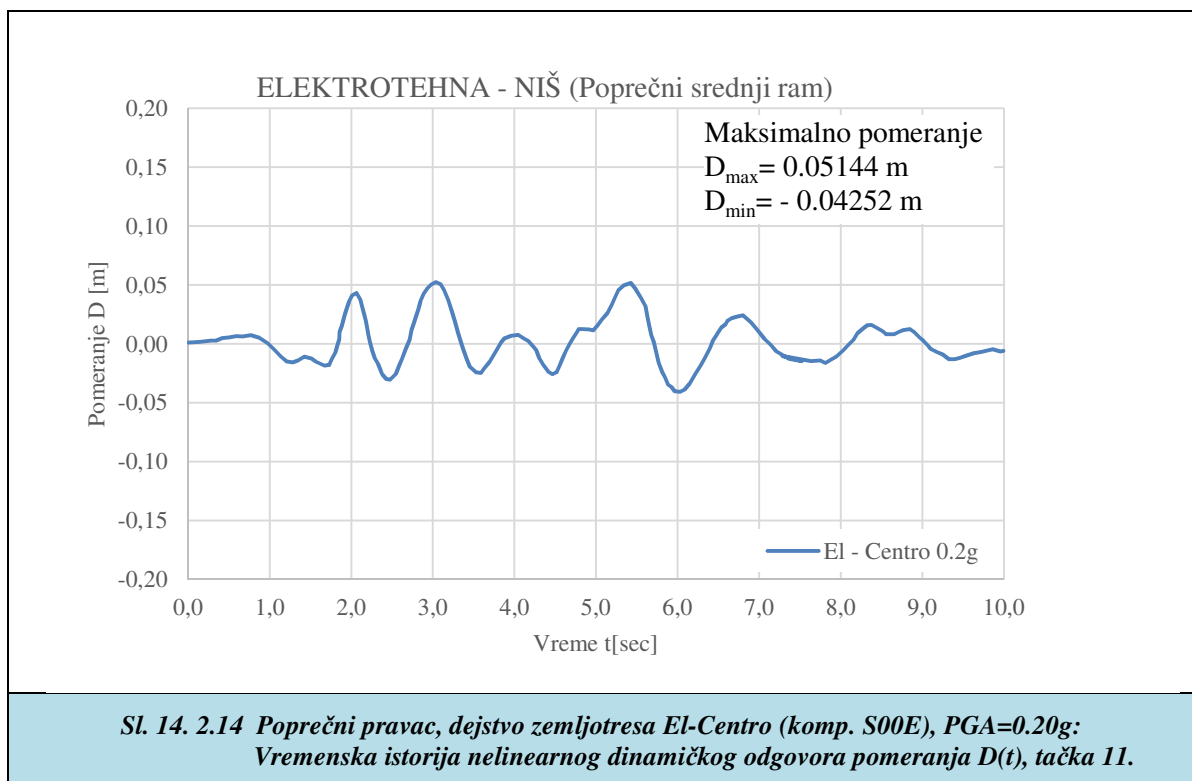
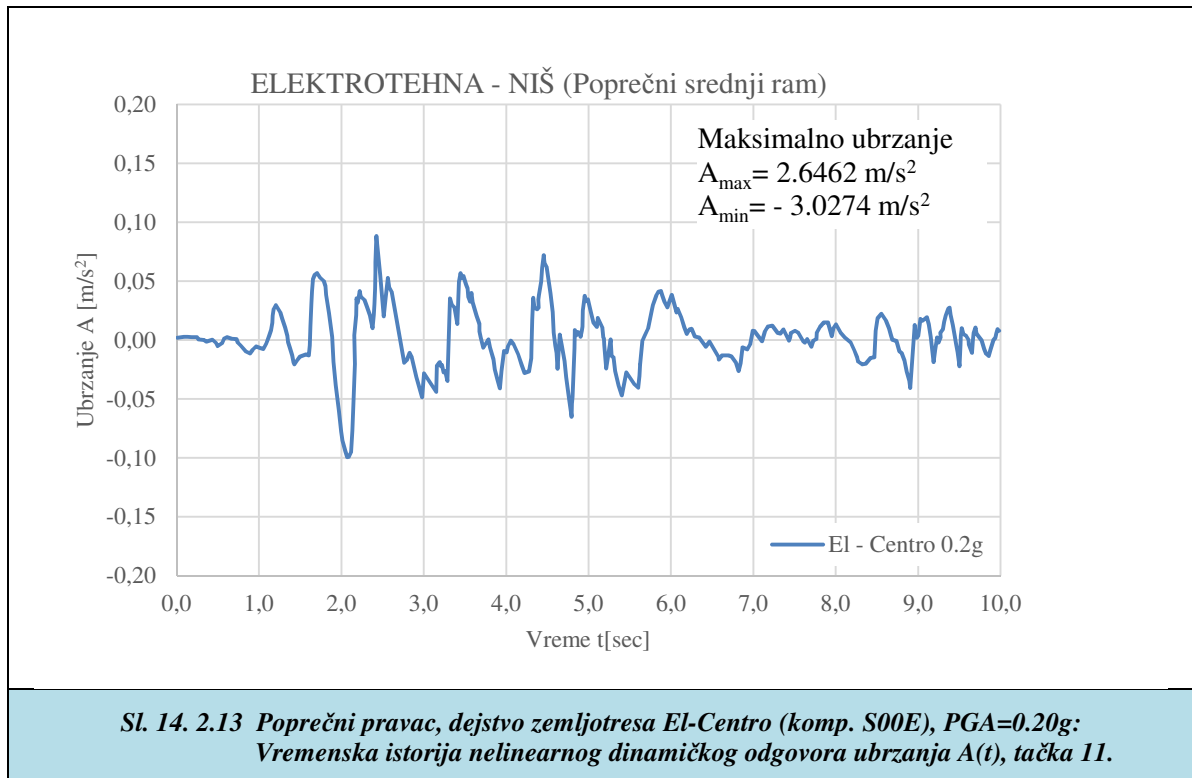




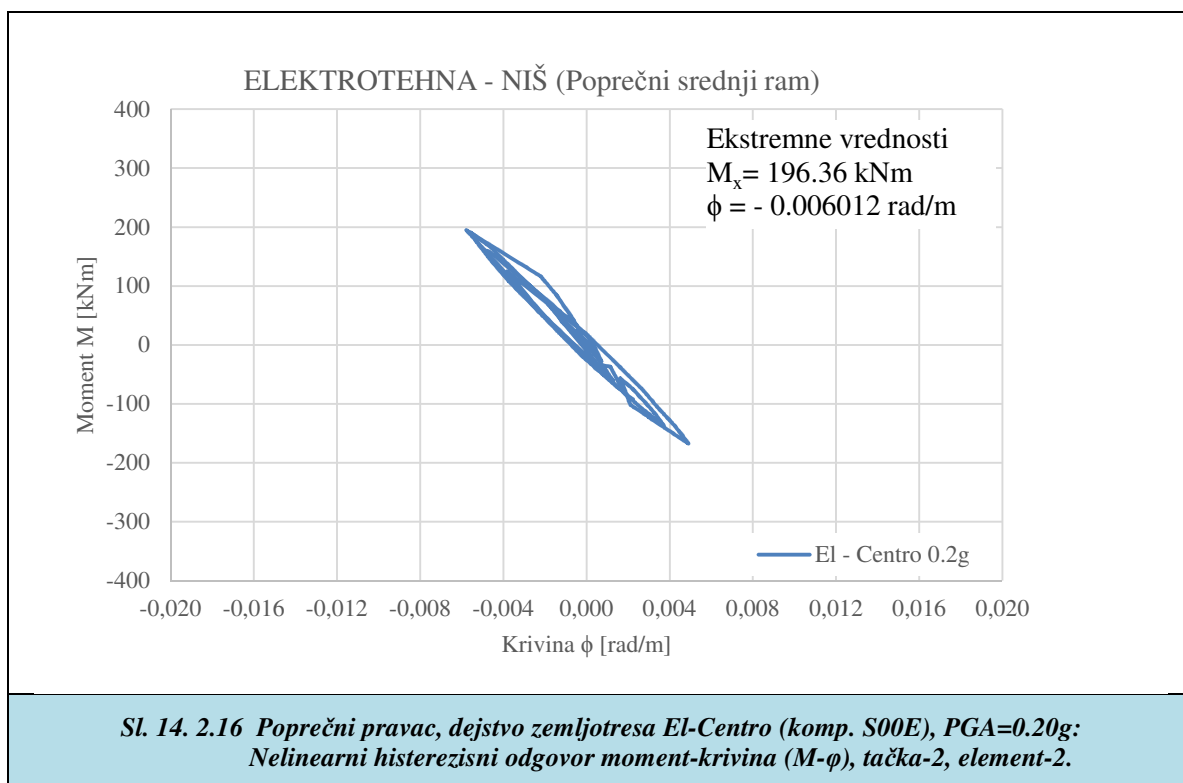
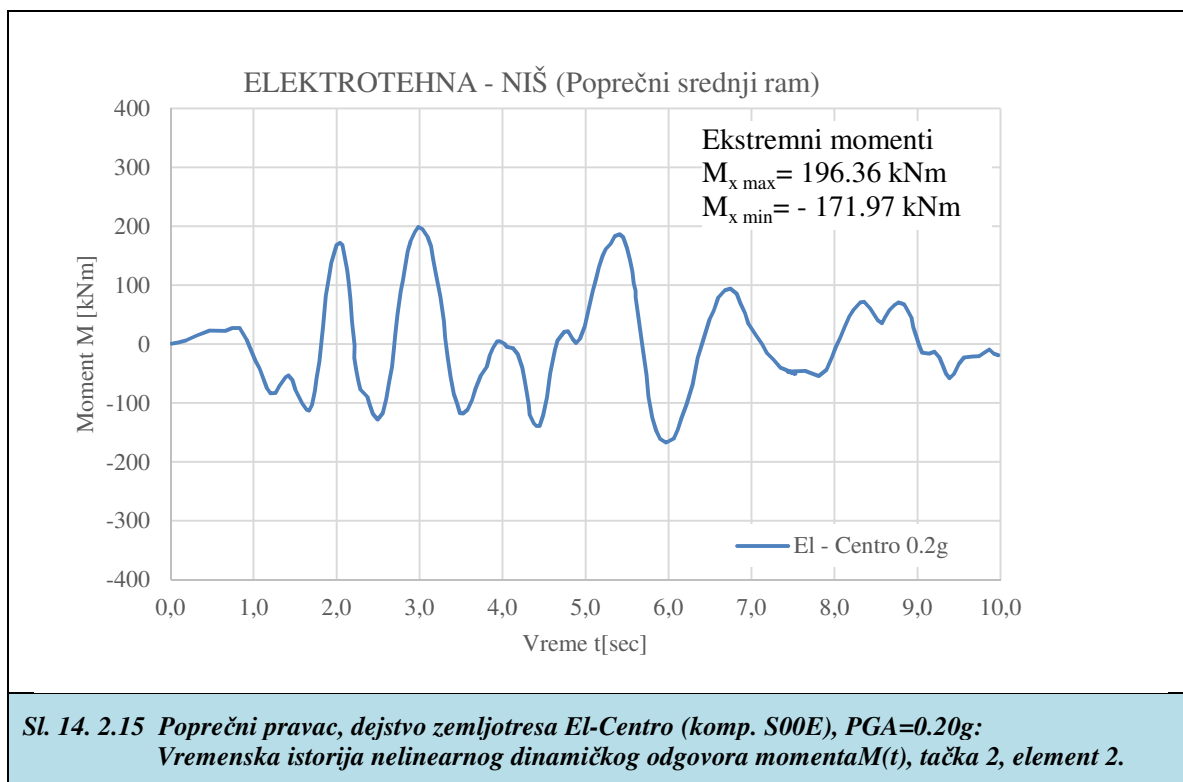
14. Analiza nelinearnog seizmičkog odgovora tipske hale za dejstvo zemljotresa različitih intenziteta u poprečnom pravcu

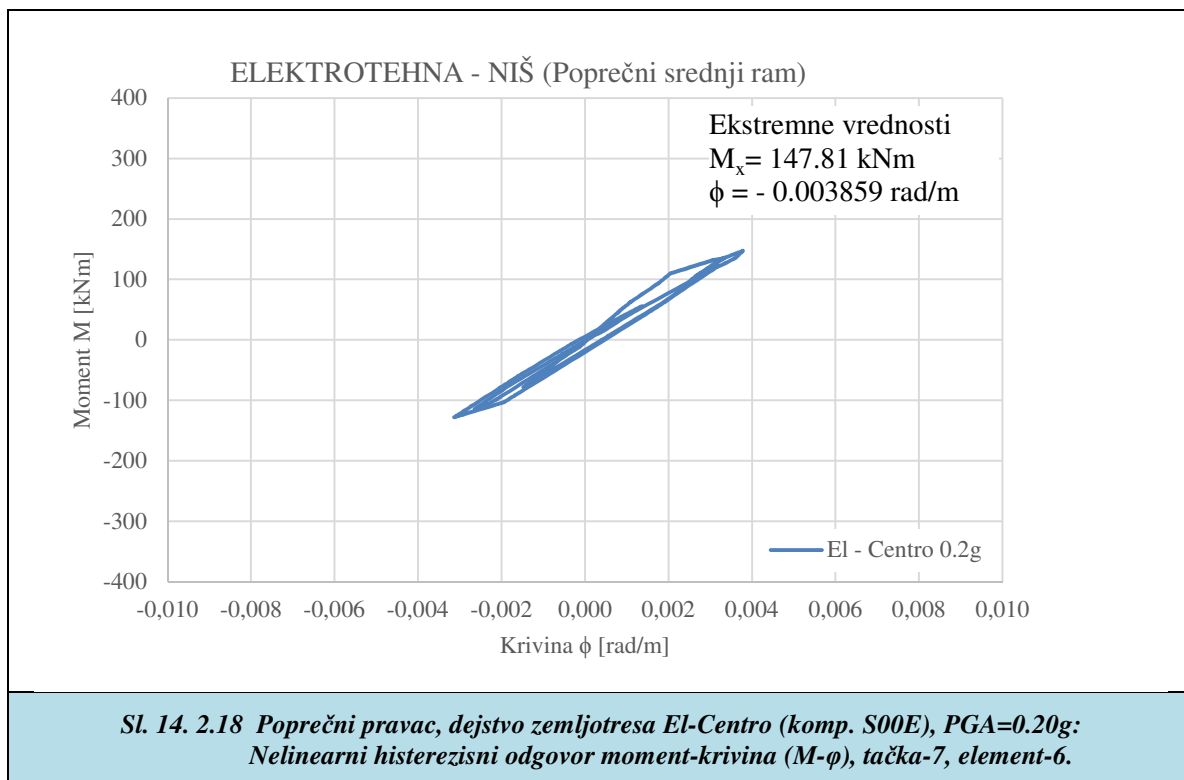
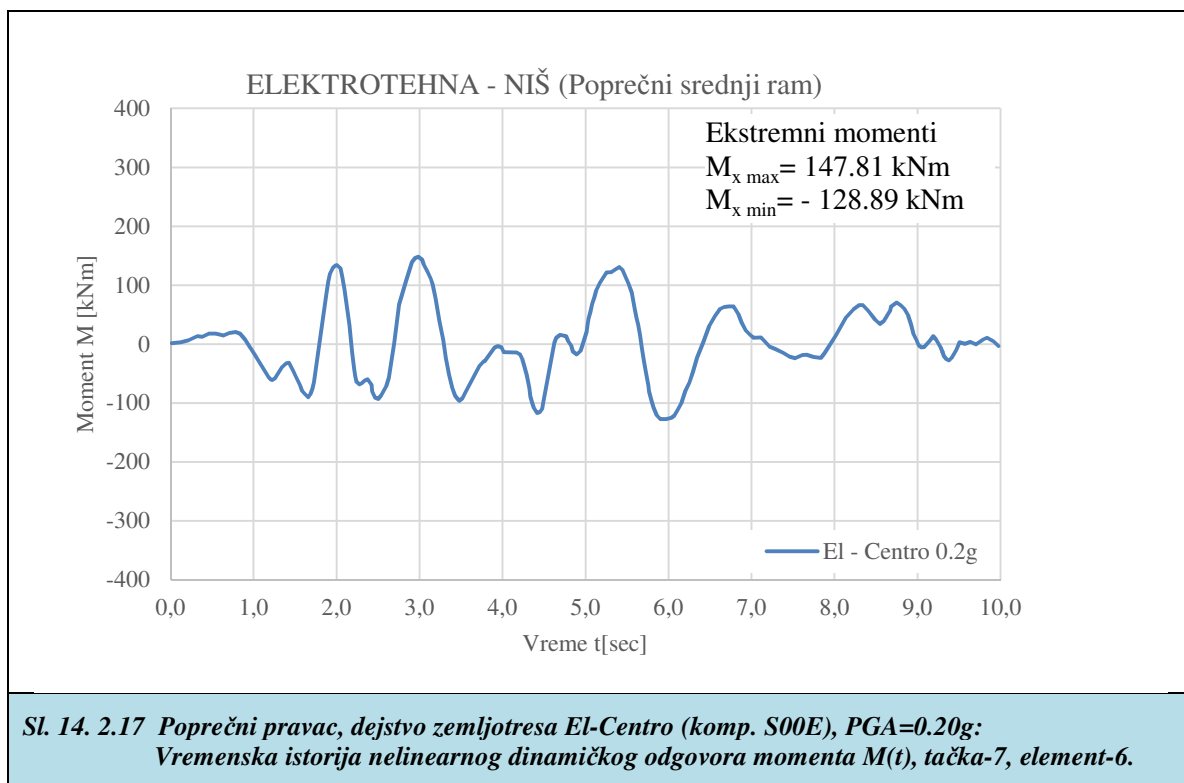
Na sl. 14.2.11 do sl. 14.2.20 dati su karakteristični rezultati druge seizmičke analize definisane sa pik akceleracijom $PGA=0,20\text{ g}$.

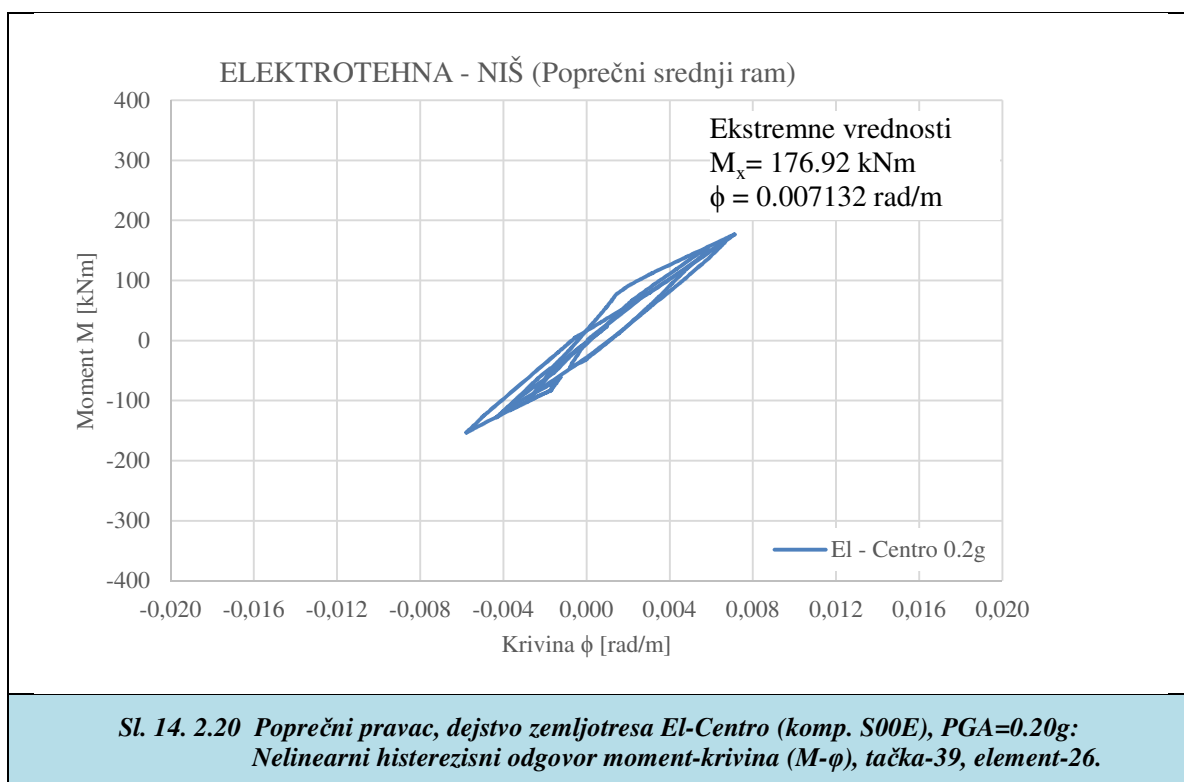
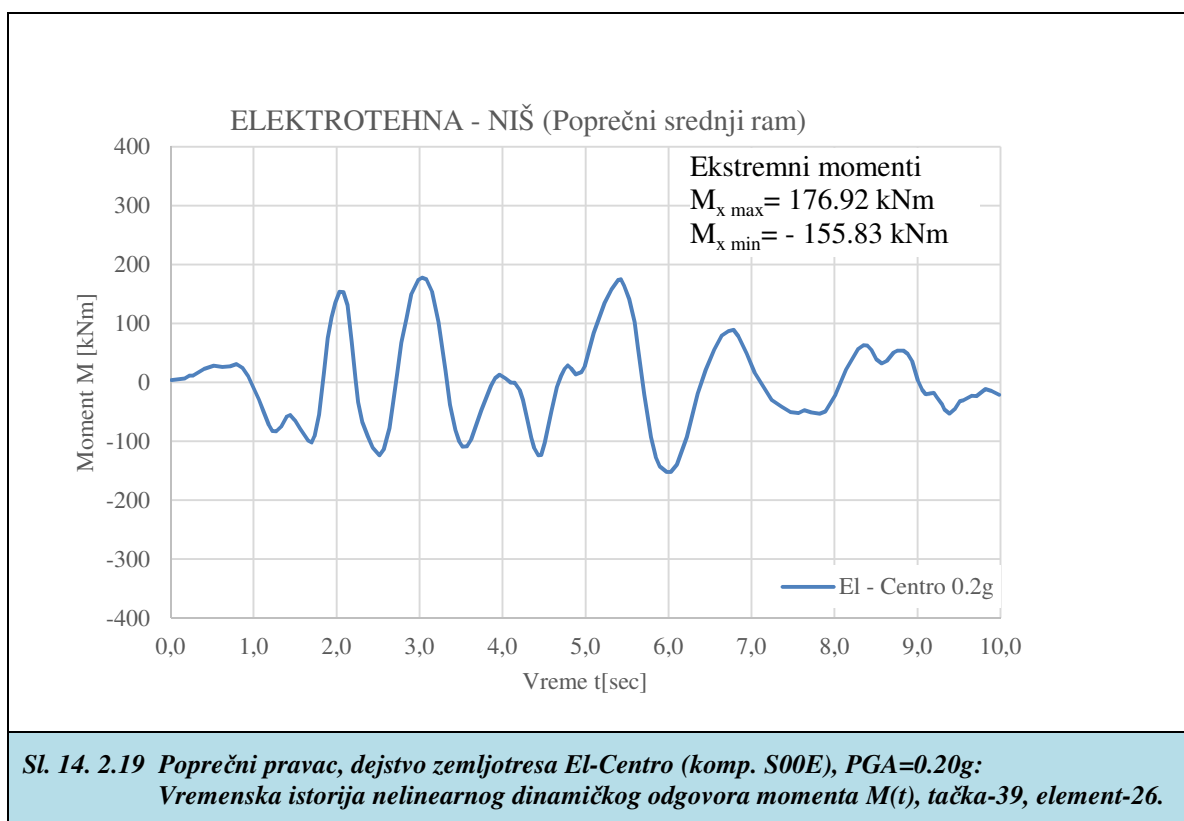




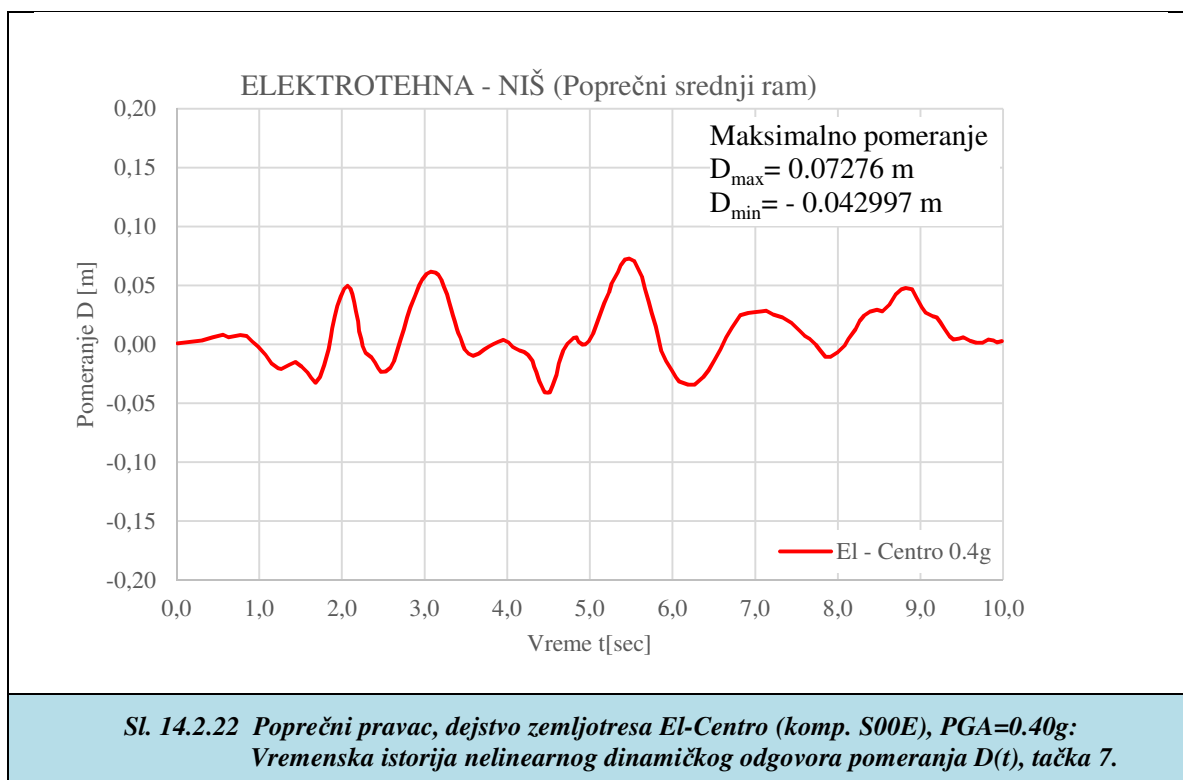
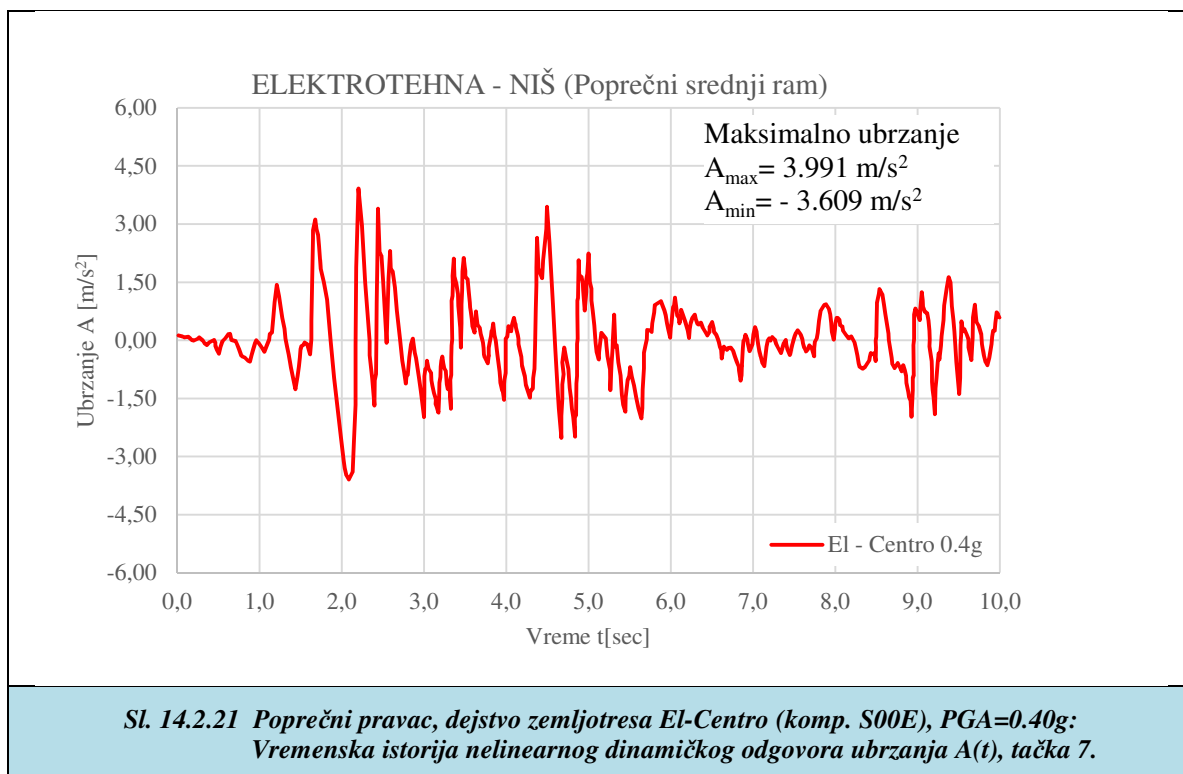
14. Analiza nelinearnog seizmičkog odgovora tipске hale za dejstvo zemljotresa različitih intenziteta u poprečnom pravcu

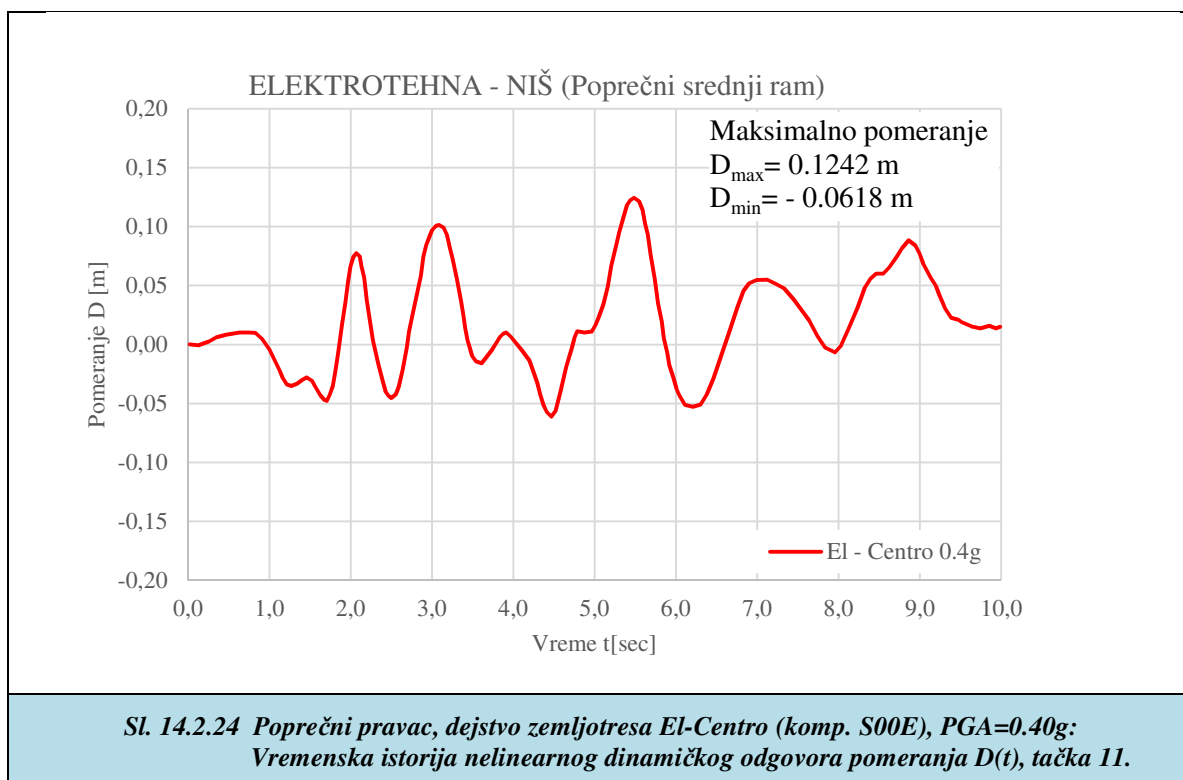
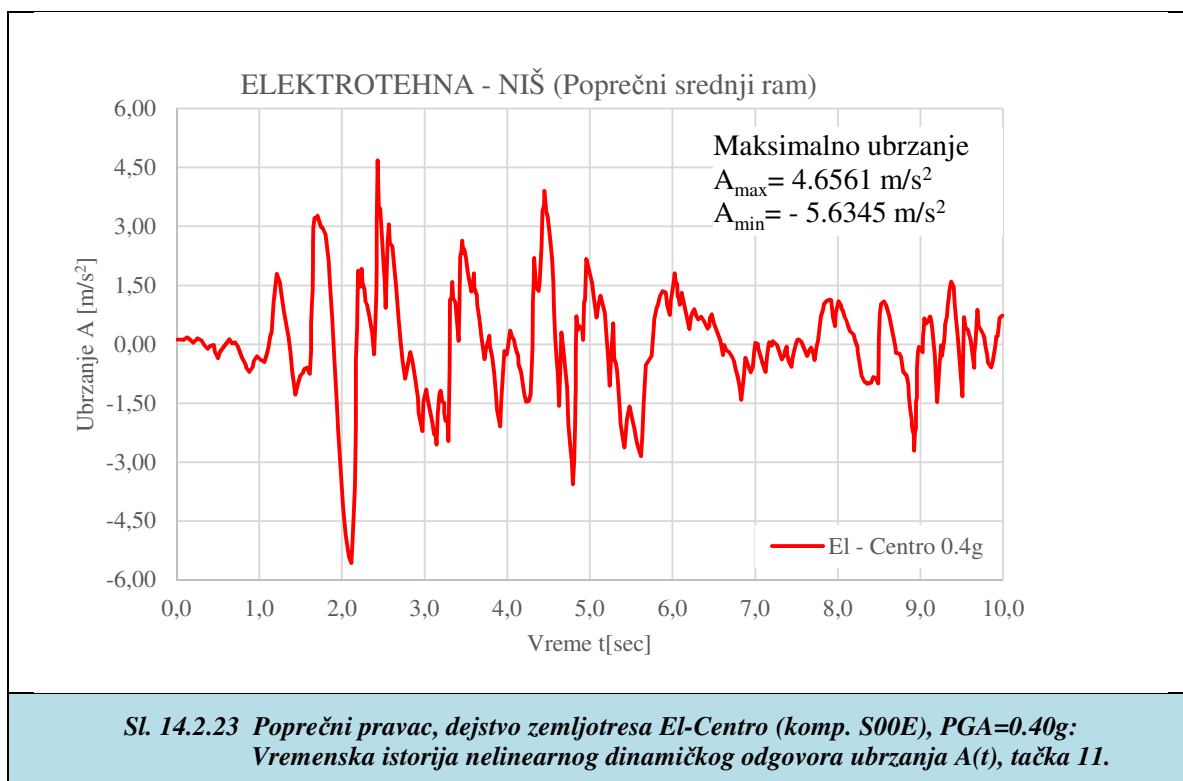


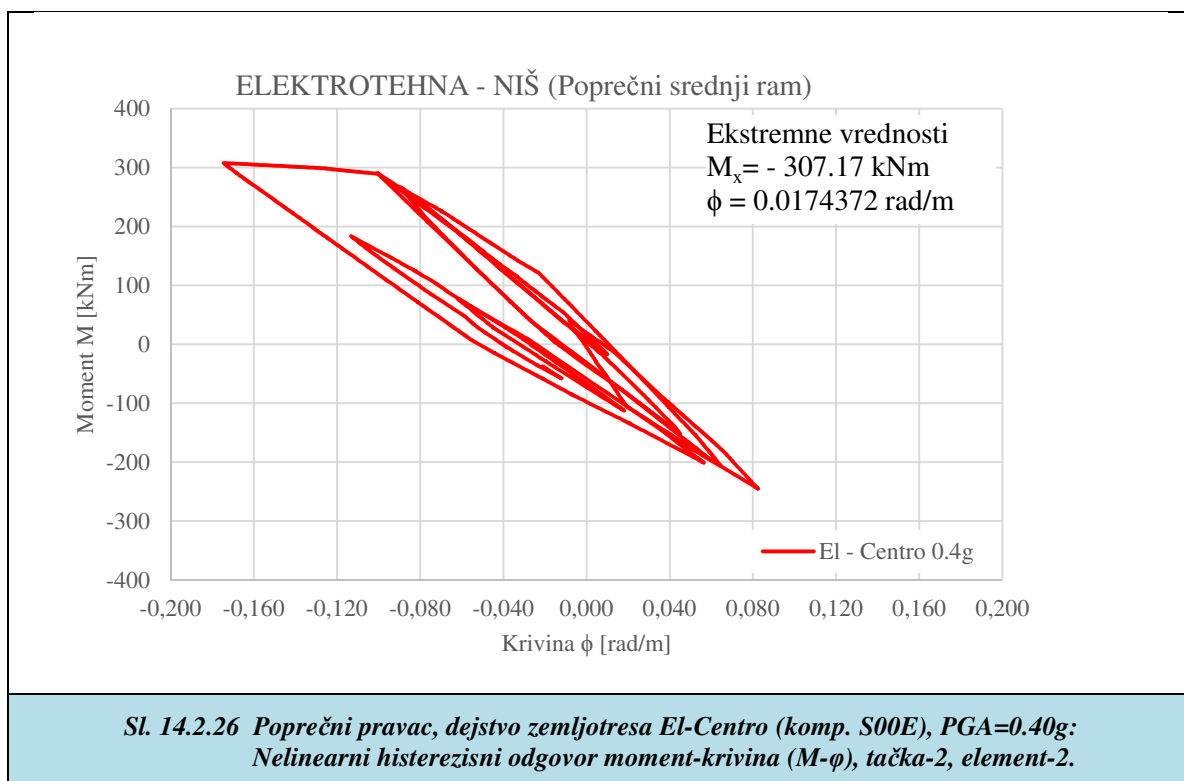
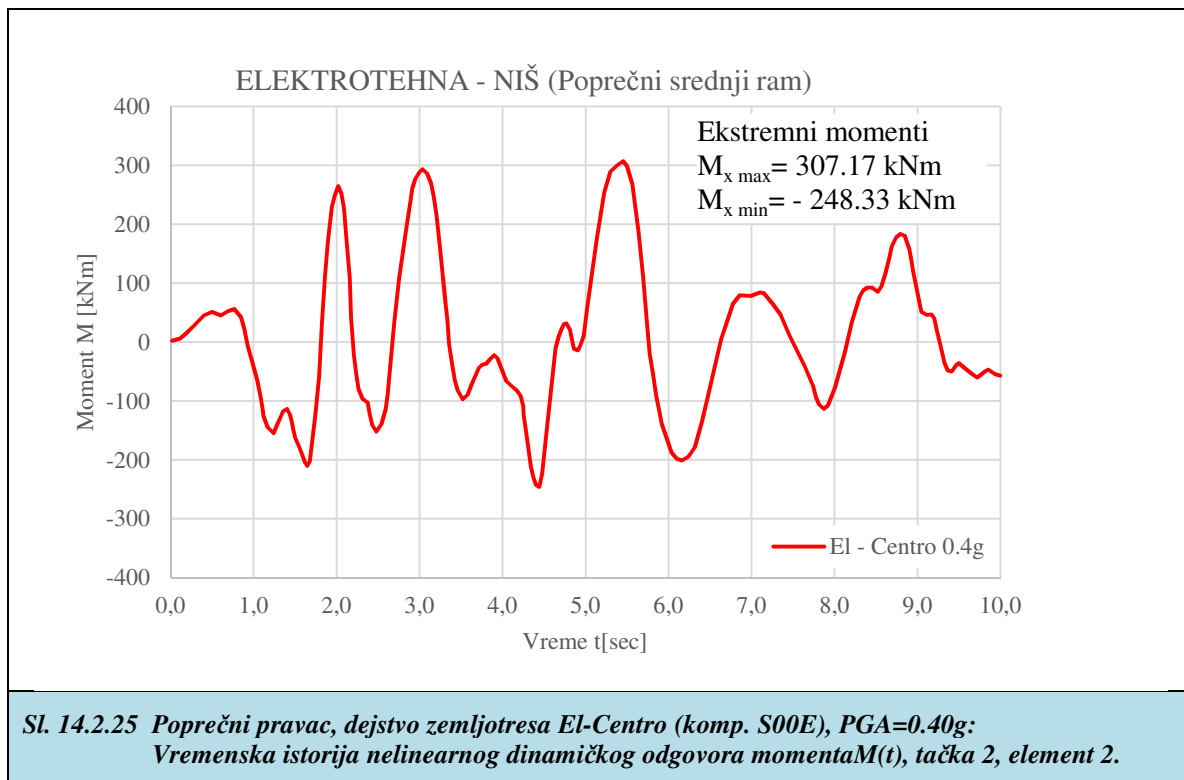


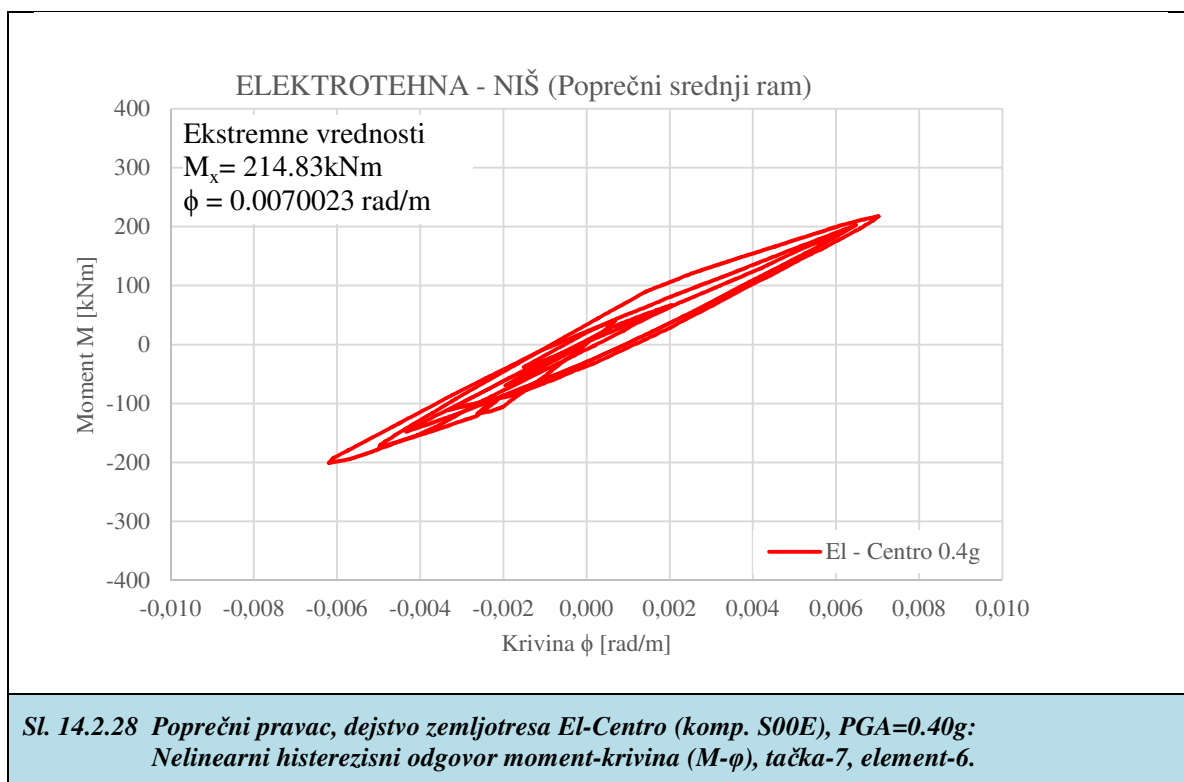
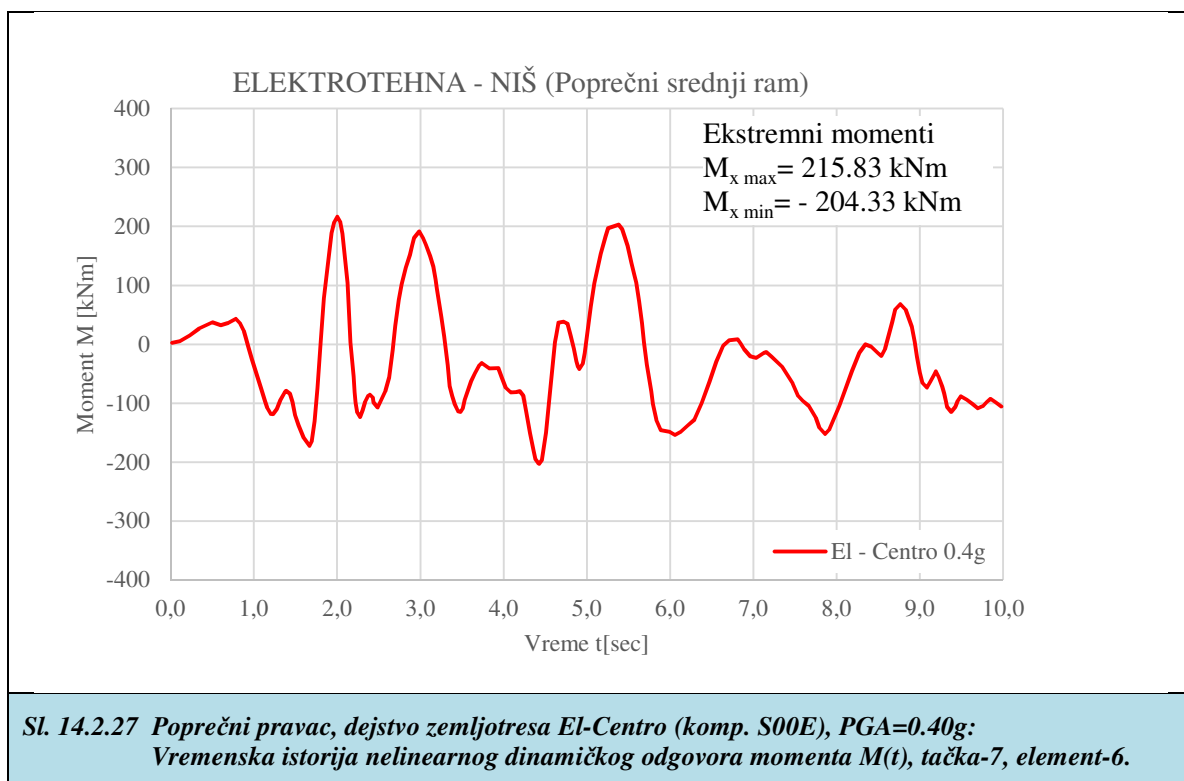


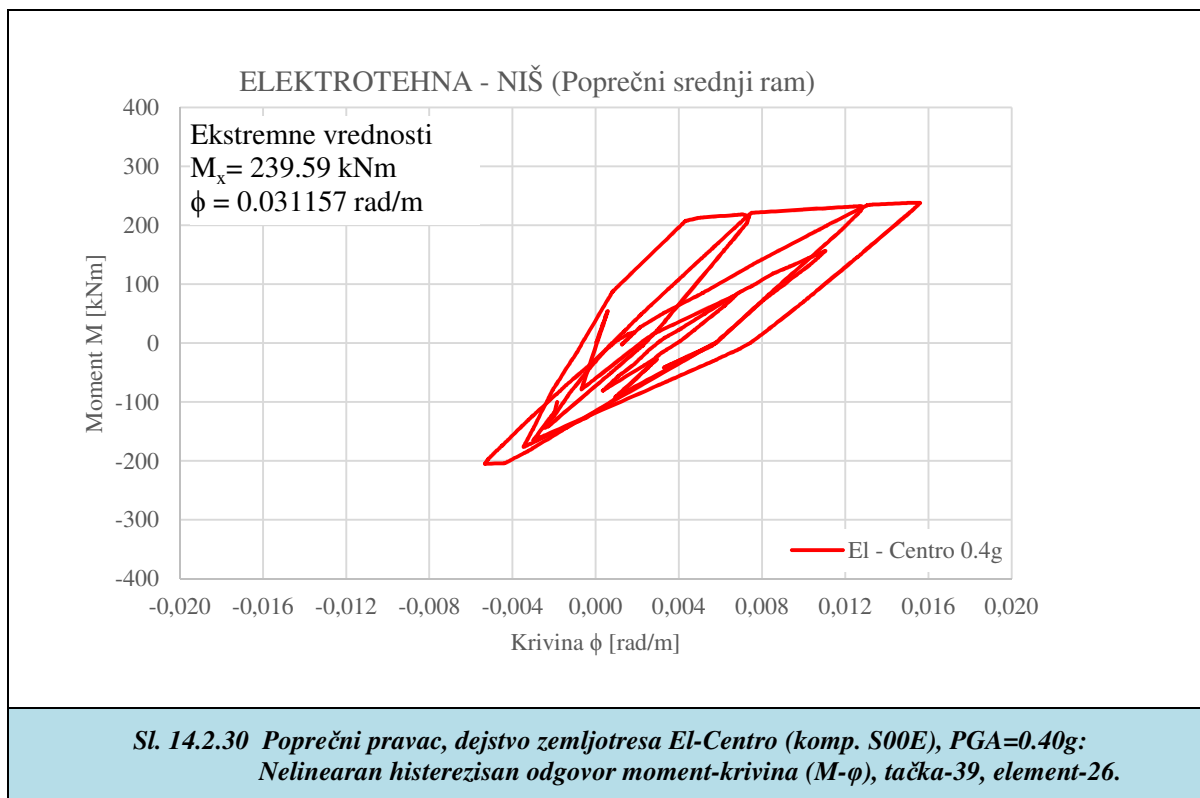
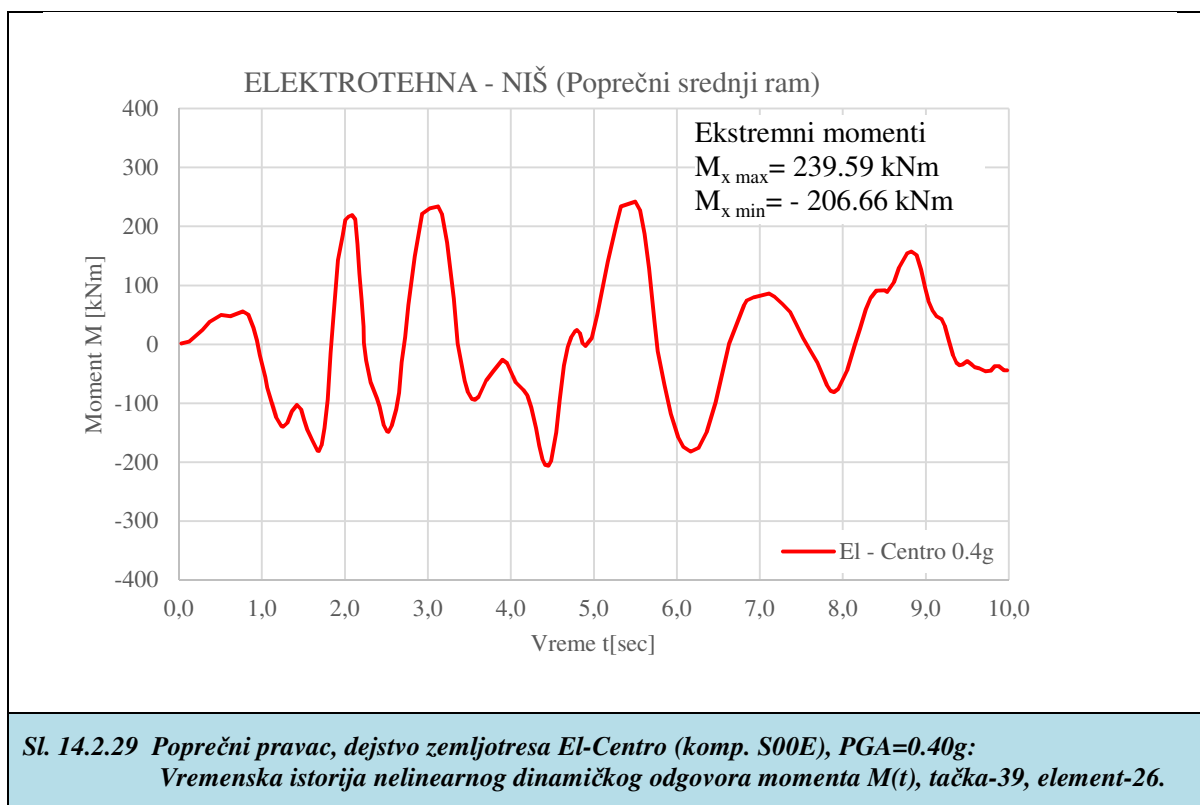
Na sl.14.2.21 do sl.14.2.30 predstavljeni su karakteristični rezultati treće nelinearne analize sa usvojenom pik akceleracijom zemljotresa $PGA=0,40$ g.











Ako se analiziraju ubrzanja i pomeranja za karakterističnu tačku 7 dobijene su sledeće vrednosti:

- | | | |
|-------------------|---------------------------------|------------------------------|
| 1) PGA1 = 0,10 g: | $\max A_7 = 1,63 \text{ m/s}^2$ | $\max D_7 = 1,56 \text{ cm}$ |
| 2) PGA1 = 0,20 g: | $\max A_7 = 2,04 \text{ m/s}^2$ | $\max D_7 = 3,13 \text{ cm}$ |
| 3) PGA1 = 0,40 g: | $\max A_7 = 3,99 \text{ m/s}^2$ | $\max D_7 = 7,27 \text{ cm}$ |

Analogno, za najvišu karakterističnu tačku 11 dobijene su sledeće vrednosti odgovora ubrzanja i pomeranja:

- | | | |
|-------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| 1) PGA1 = 0,10 g: | $\max A = 1,64 \text{ m/s}^2$ | $\max D = 2,63 \text{ cm}$ |
| 2) PGA1 = 0,20 g: | $\max A = 3,03 \text{ m/s}^2$ | $\max D = 5,14 \text{ cm}$ |
| 3) PGA1 = 0,40 g: | $\max A = 5,63 \text{ m/s}^2$ | $\max D = 12,42 \text{ cm}$ |

Ovi rezultati ukazuju da je nelinearni seizmički odgovor sistema u poprečnom pravcu za slučaj dejstva zemljotresa El-Centro nešto manjeg intenziteta. Faktor smanjenja intenziteta nelinearnog seizmičkog odgovora može se dobiti preko odnosa maksimalnih pomeranja najviše tačke 11 za slučaj zemljotresa El-Centro i zemljotresa Ulcinj-Albatros za vrednost PGA3 = 0,40g. Ovaj faktor iznosi:

$$FU = \max Dec / \max Dua = 12,42 / 15,30 = 0,80.$$

Upoređivanjem intenziteta vibracija sa dobijenim maksimalnim pomeranjima za ova dva zemljotresa, zaključujemo da se oni razlikuju za 20%. Ova razlika pokazuje da frekventni sastav registracije zemljotresa direktno utiče na intenzitet seizmičkog odgovora objekta.

Frekventni sastav registracija u ovom slučaju nije previše izražen, što ukazuje da su obe registracije sa relativno sličnim frekventnim sastavom. Međutim, u nekim slučajevima baš frekventni sastav može izazvati velike razlike u seizmičkom odgovoru, za 50%; pa čak i 200%. Ova veoma značajna karakteristika zemljotresa nije skoro nikako tretirana u propisima za projektovanje seizmički otpornih konstrukcija ili je tretirana malo i nedovoljno. Kod projektovanja tipskih objekata industrijskih hala veoma je važno uključiti u proces projektovanje i potencijalni frekventni sastav očekivanih zemljotresa.

Ostali karakteristični rezultati izvršenih nelinearnih analiza dati su u vidu vremenskih odgovora momenata savijanja i nelinearnih histerezisnih relacija moment-krivina za odabrane reprezentativne poprečne preseke.

Za karakterističan poprečni presek tačka 2, element 2, pomenuti rezultati grafički su dati na:

- 1) Za PGA1: na sl. 14.2.5 i sl. 14.2.6;
- 2) Za PGA2: na sl. 14.2.15 i sl. 14.2.16;
- 3) Za PGA3: na sl. 14.2.25 i sl. 14.2.26;

Za ostale karakteristične poprečne preseke, takođe su dati analogni rezultati u grafičkoj formi i to:

- 4) Za PGA1: na sl. 14.2.7 i sl. 14.2.10;
- 5) Za PGA2: na sl. 14.2.17 i sl. 14.2.20;
- 6) Za PGA3: na sl. 14.2.27 i sl. 14.2.30;

Svi rezultati ukazuju da sa povećanjem intenziteta zemljotresa nastaju sve intenzivnije nelinearnosti u poprečnim presecima, koje se veoma lako mogu približiti kapacitetu nosivosti ili čak prevazići kapacitet nosivosti poprečnih preseka konstruktivnih elemenata ili konstruktivnih veza. U tim slučajevima nastaju ili znatna oštećenja ili potpuna rušenja objekata.

15 ANALIZA NELINEARNOG SEIZMIČKOG ODGOVORA TIPSKE HALE ZA DEJSTVO ZEMLJOTRESA RAZLIČITIH INTENZITETA U PODUŽNOM PRAVCU

Saglasno programu izvršenih analiza za poprečni pravac i za dejstvo zemljotresa u podužnom pravcu izvršeno je ukupno šest analiza. Zbog obimnosti numeričkih rezultata i u ovom slučaju karakteristični rezultati su predstavljeni u grafičkoj formi. Na taj način je obezbeđen adekvatan uvid u karakteristike nelinearnog ponašanja objekta u podužnom pravcu.

15.1 Analiza dejstva zemljotresa Ulcinj-Albatros u podužnom pravcu

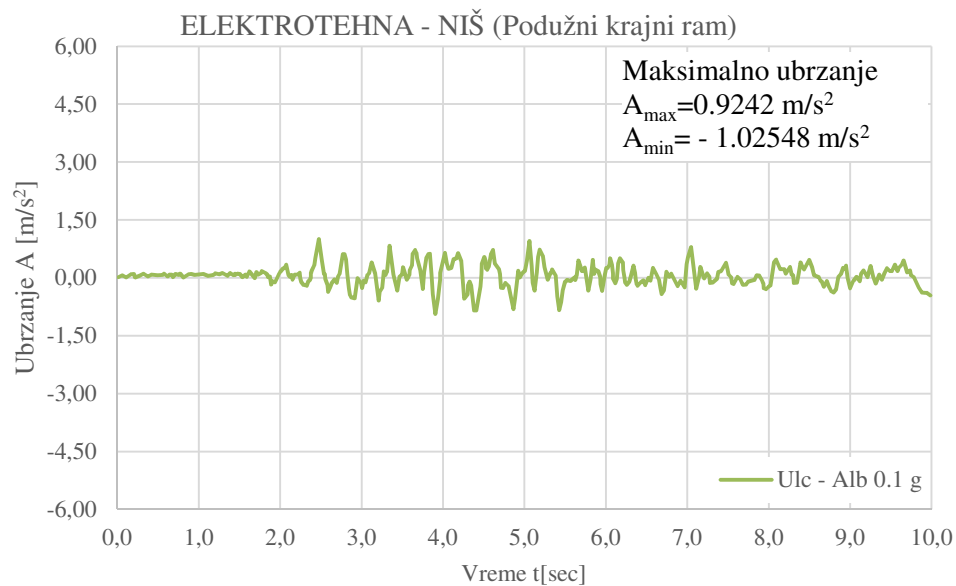
U podužnom pravcu nelinearne analize su izvršene za tri analogna intenziteta zemljotresa i to:

- (1) $PGA1 = 0,10 \text{ g} = 0,981 \text{ m/s}^2$
- (2) $PGA2 = 0,20 \text{ g} = 1,962 \text{ m/s}^2$
- (3) $PGA3 = 0,40 \text{ g} = 3,924 \text{ m/s}^2$

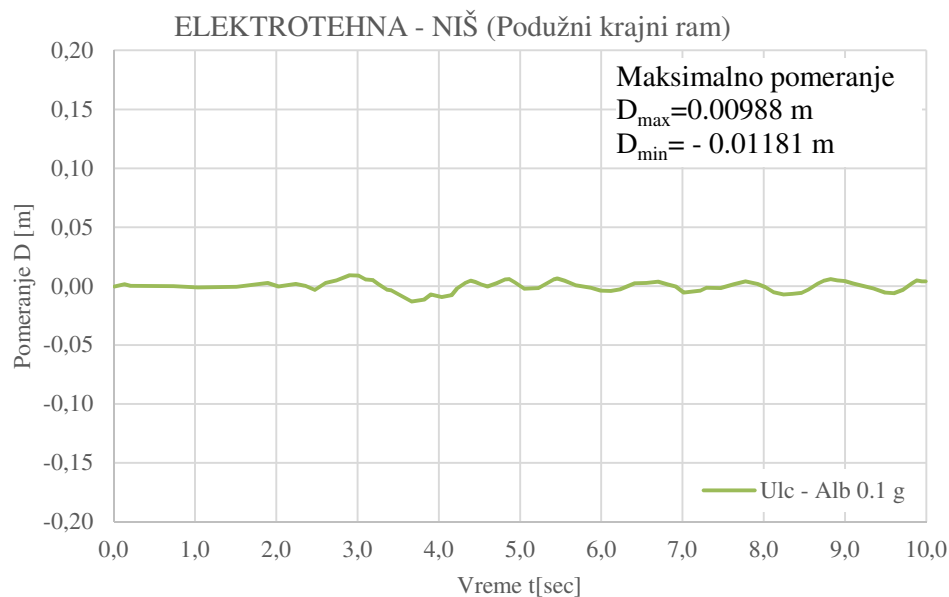
1) *Dejstvo zemljotresa Ulcinj-Albatros sa $maxA=0,10g$*

Sve nelinearne analize za podužni pravac izvršene su primenom formulisanog nelinearnog matematičkog modela, sl. 13.2.1. Koristeći raspoloživi set numeričkih rezultata za dejstvo zemljotresa $maxA = 0,10g$ odabrani su reprezentativni rezultati i isti su grafički prikazani na sl. 15.1.1 do sl. 15.1.10. Na sl. 15.1.1 i sl. 15.1.2, prikazane su vremenske istorije ubrzanja i pomeranja tačke 7. Maksimalno ubrzanje iznosi $maxA=1,025\text{m/s}^2$, a maksimalno pomeranje $maxD = 1,18 \text{ cm}$.

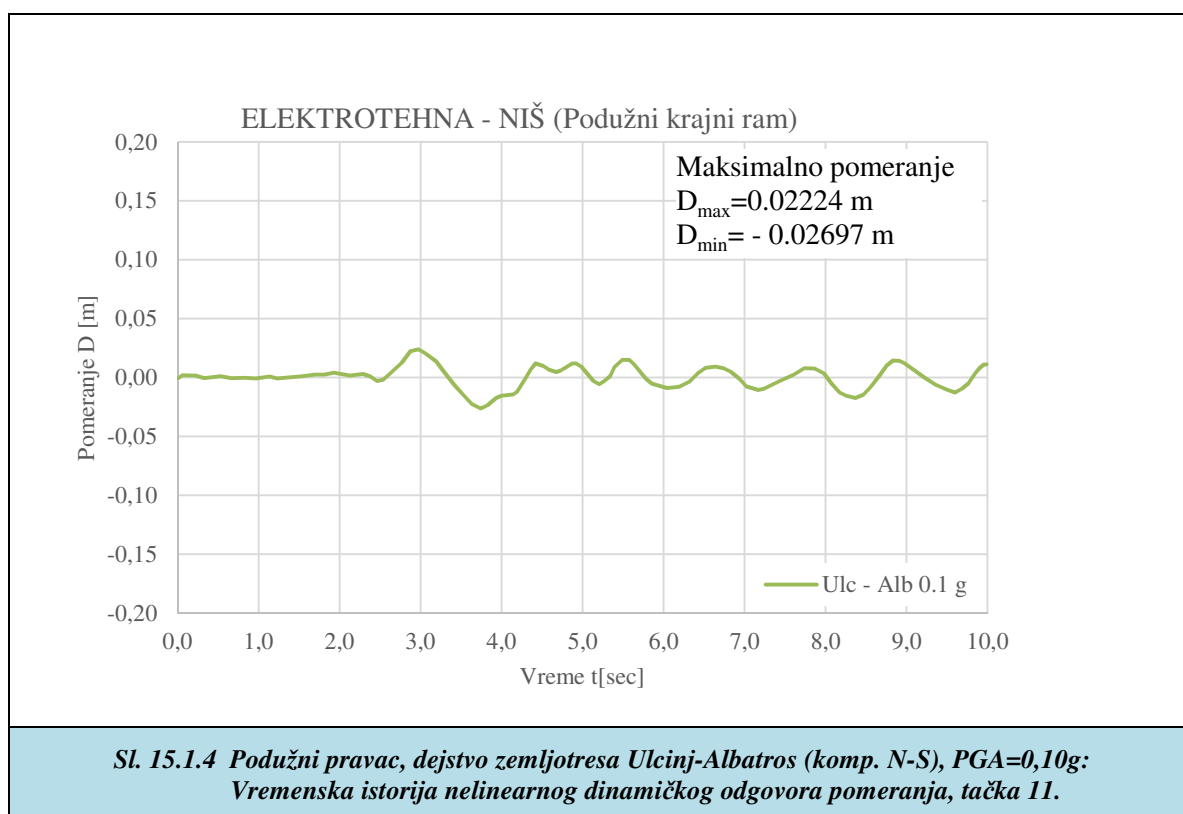
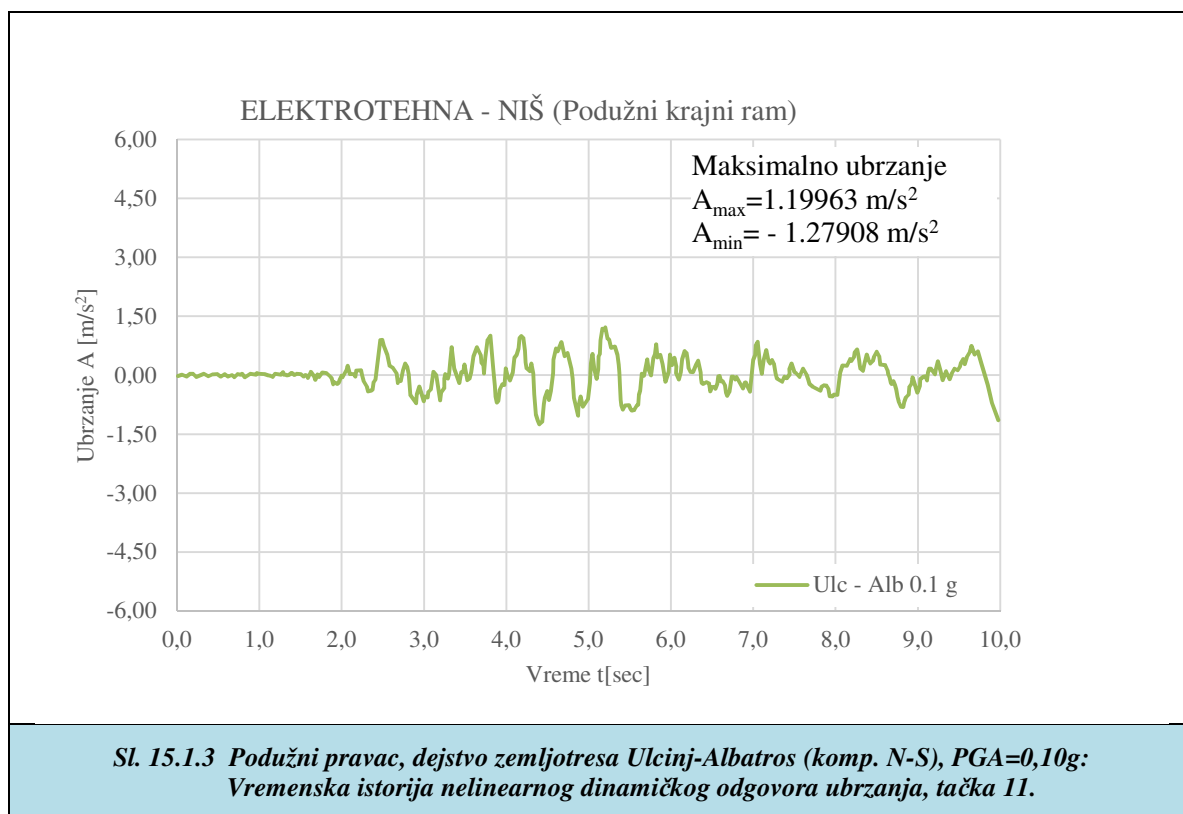
Za najvišu tačku-11 vremenske istorije ubrzanja i pomeranja grafički su predstavljene na sl.15.1.3 i sl.15.1.4. Dobijeno maksimalno ubrzanje je $maxA=1.28\text{m/s}^2$, a maksimalno pomeranje $maxD = 2.69\text{cm}$.



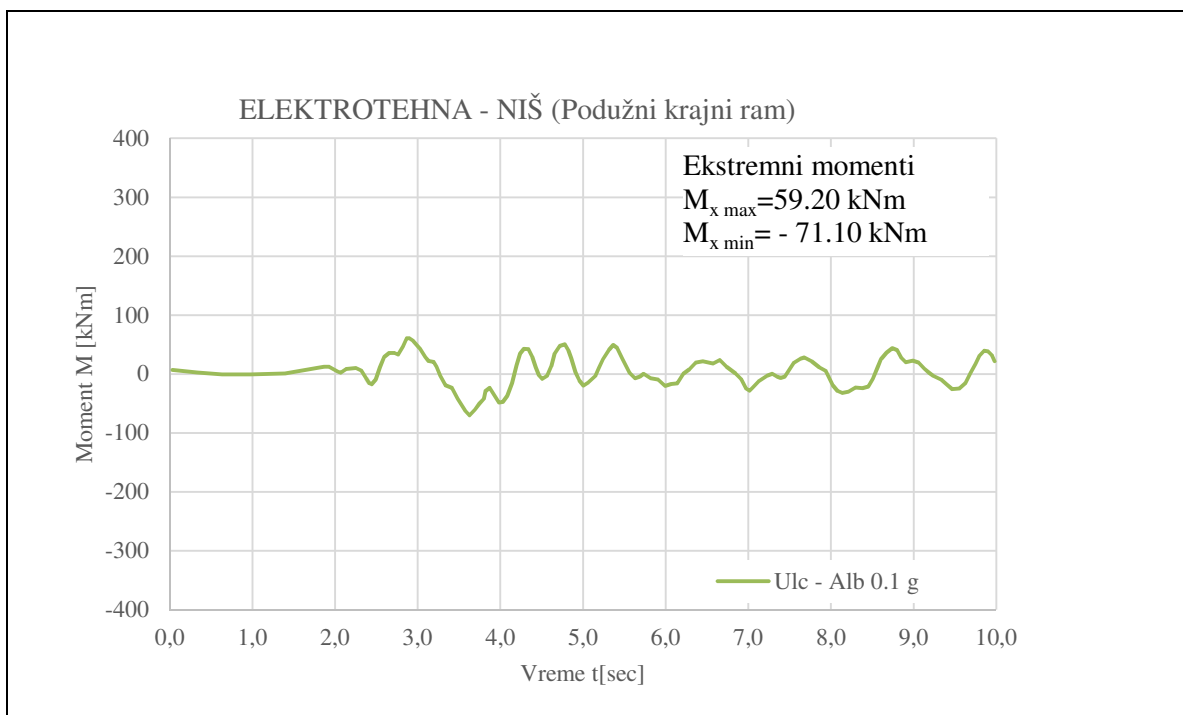
Sl. 15.1.1 Podužni pravac, dejstvo zemljotresa Ulcinj-Albatros (komp. N-S), PGA=0,10g: Vremenska istorija nelinearnog dinamičkog odgovora ubrzanja, tačka 7.



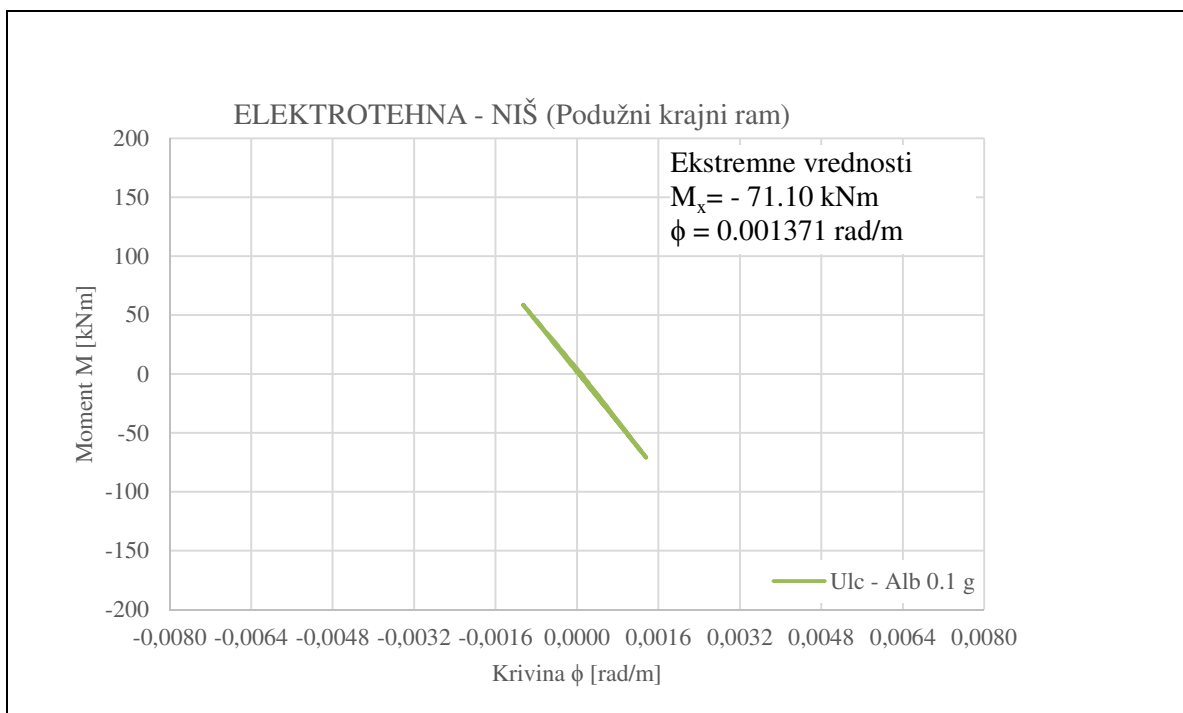
Sl. 15.1.2 Podužni pravac, dejstvo zemljotresa Ulcinj-Albatros (komp. N-S), PGA=0,10g: Vremenska istorija nelinearnog dinamičkog odgovora pomeranja, tačka 7.



Na sl. 15.1.5 i sl. 15.1.6 prikazani su istorija momenta savijanja i histerezisni dijagram M- ϕ za karakterističan poprečni presek stuba, tačka 2, element 2 (u blizini oslonca).

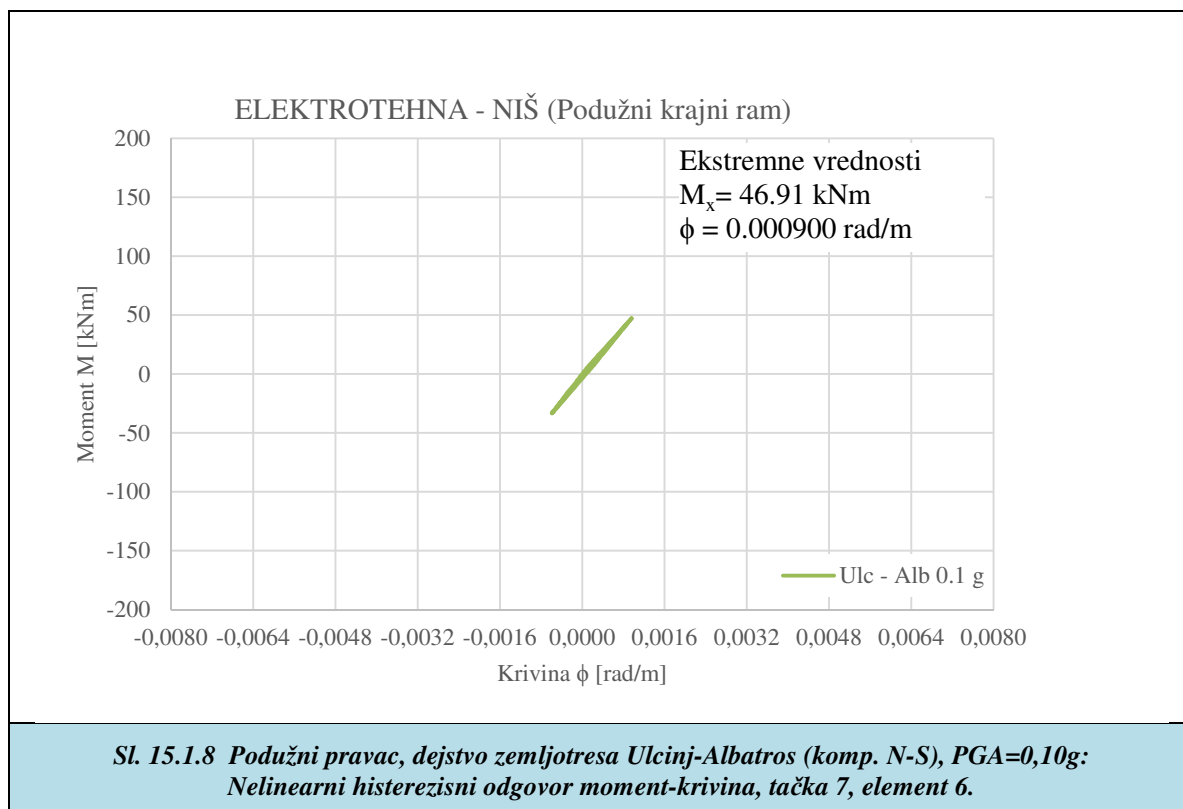
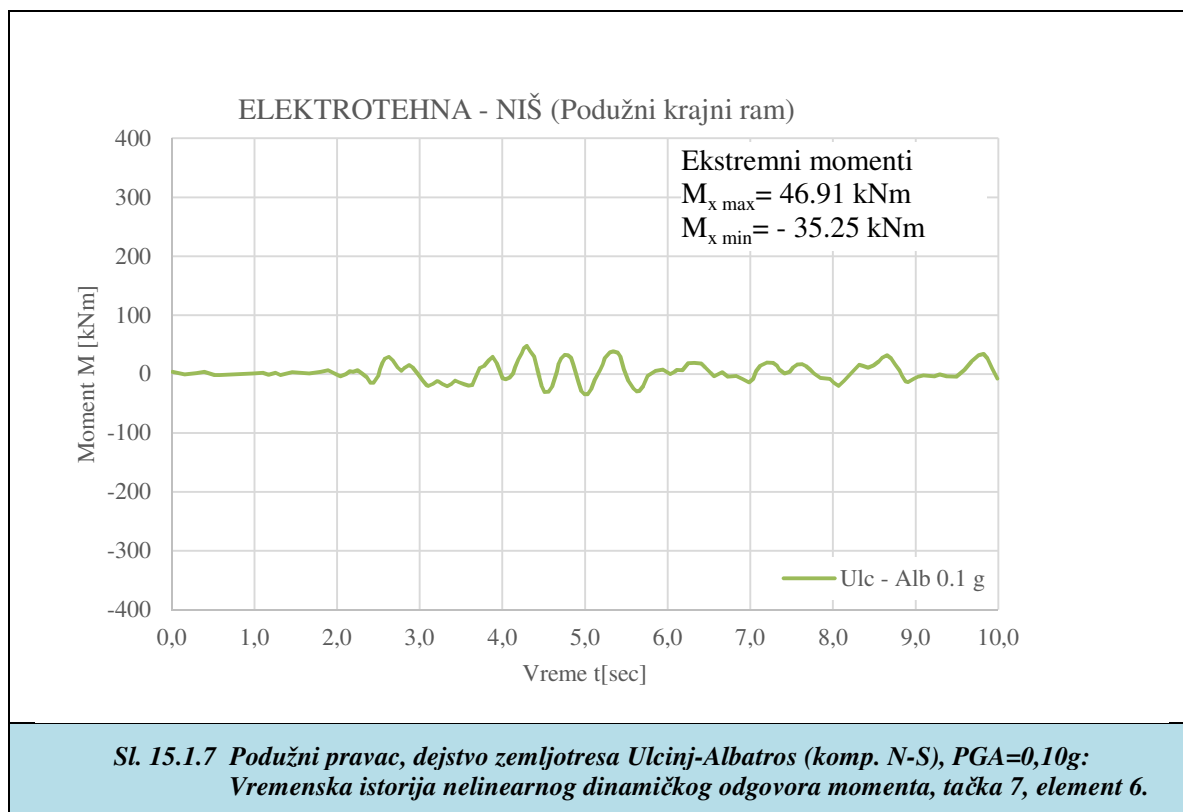


Sl. 15.1.5 Podužni pravac, dejstvo zemljotresa Ulcinj-Albatros (komp. N-S), PGA=0,10g: Vremenska istorija nelinearnog dinamičkog odgovora momenta, tačka 2, element 2.

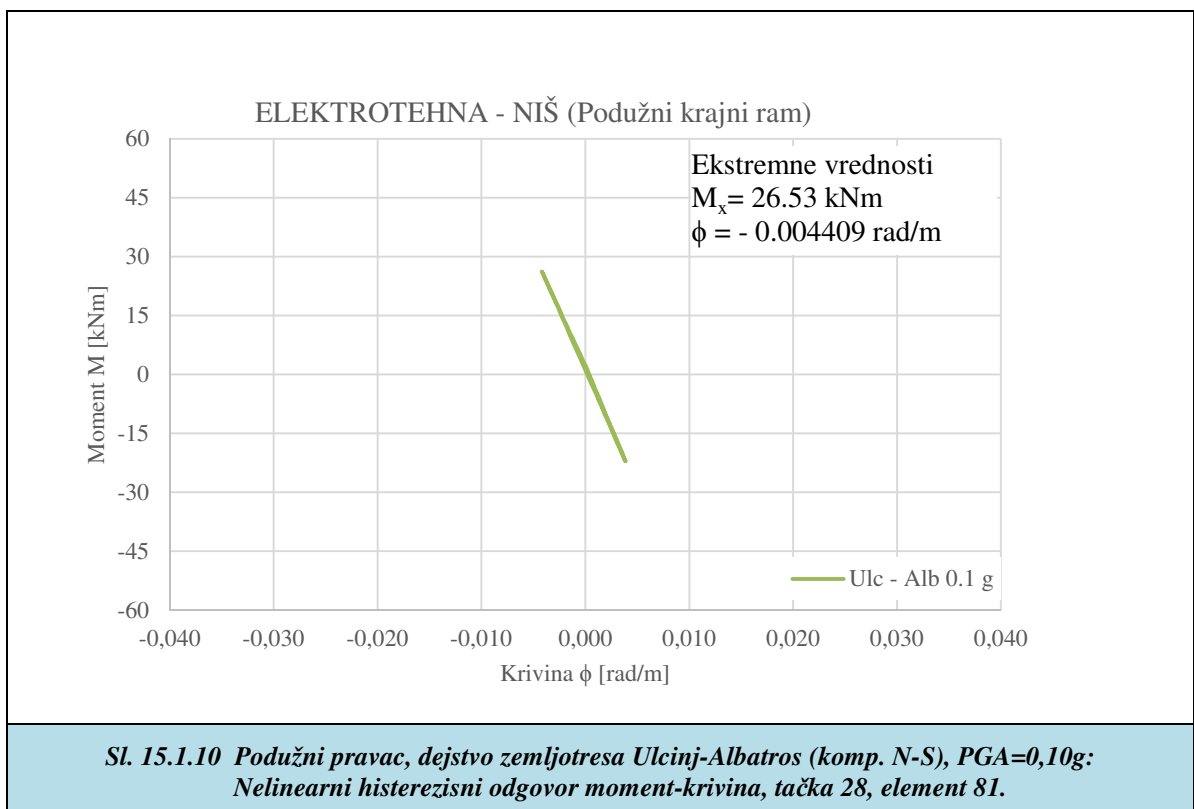
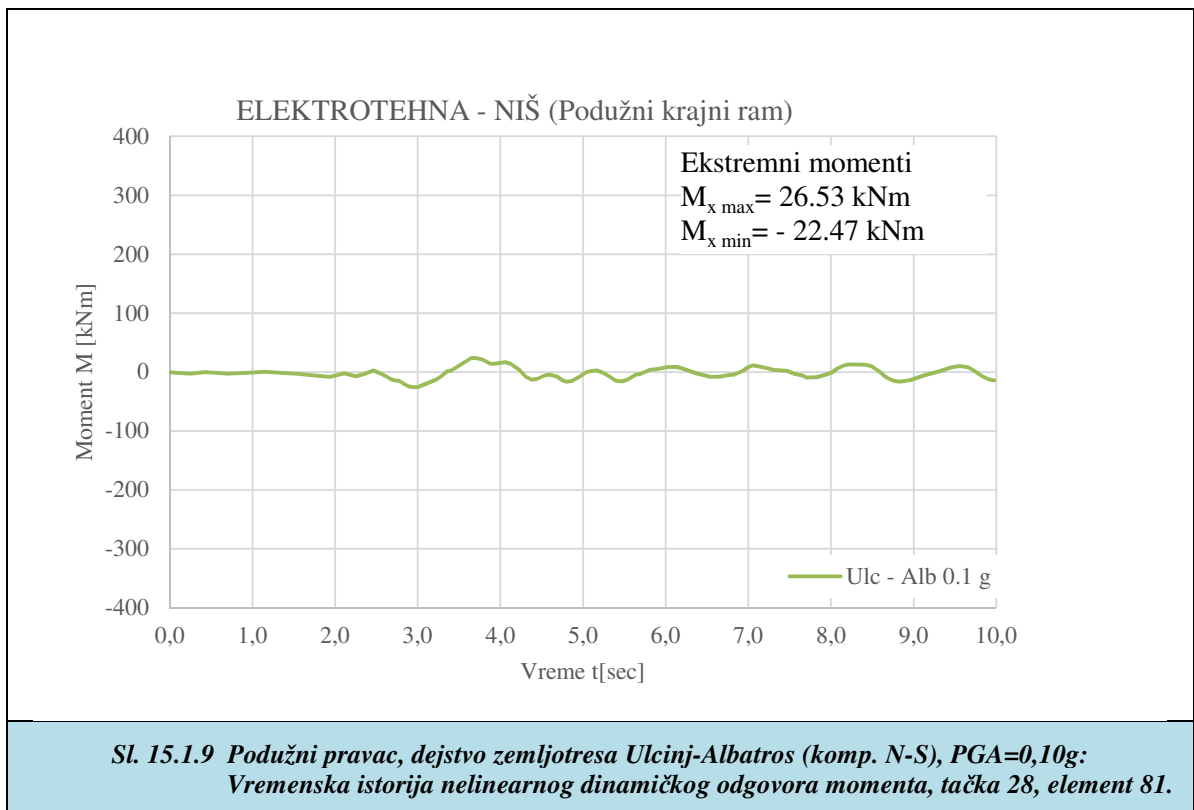


Sl. 15.1.6 Podužni pravac, dejstvo zemljotresa Ulcinj-Albatros (komp. N-S), PGA=0,10g: Nelinearni histerezisni odgovor moment-krivina, tačka 2, element 2.

A na sl. 15.1.7 i sl. 15.1.8 prikazane su vremenske istorije momenta savijanja i histerezisni M- ϕ dijagram za poprečni presek stuba na nivou međuspratne grede iznad prizemlja, tačka 7, element 6.



Konačno na sl. 15.1.9 i sl. 15.1.10 prikazani su analogni rezultati, vremenska istorija momenta savijanja i histerezijsni M- ϕ dijagram za karakterističnu tačku 28, element 81, za poprečni presek međuspratne grede iznad prizemlja na mestu kraćeg stuba.

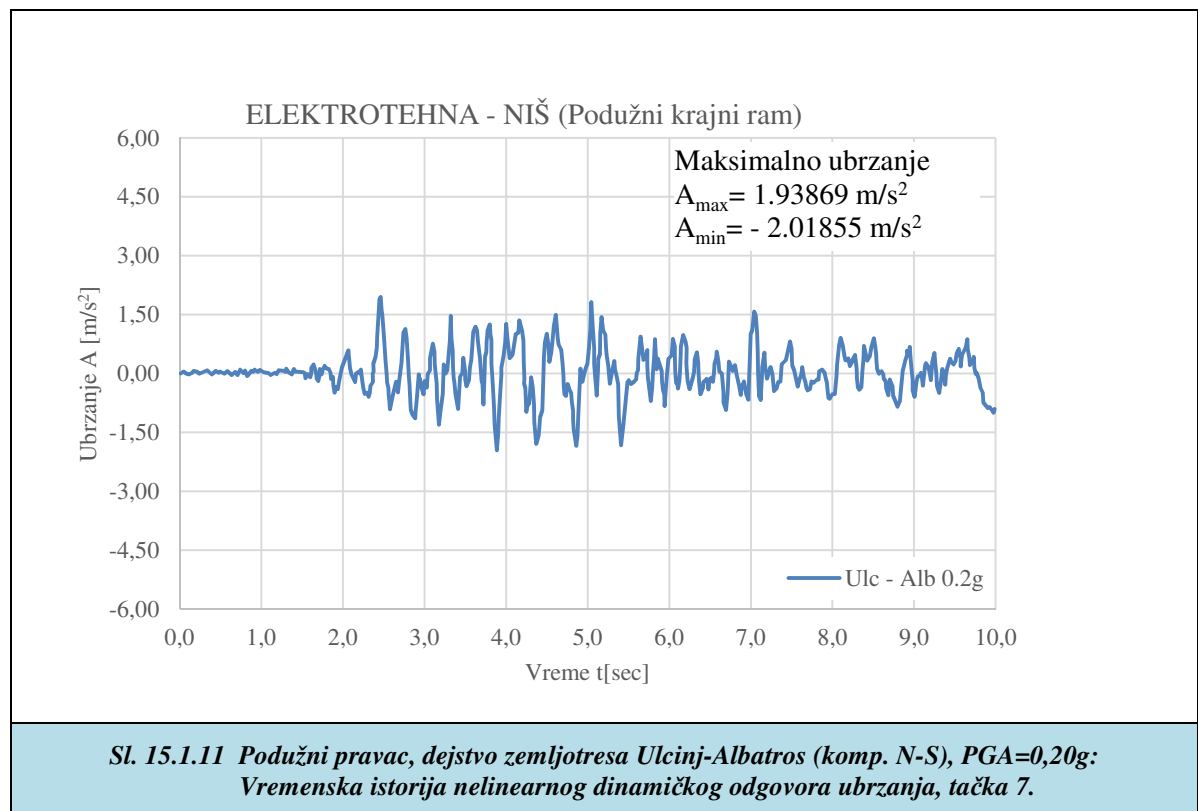


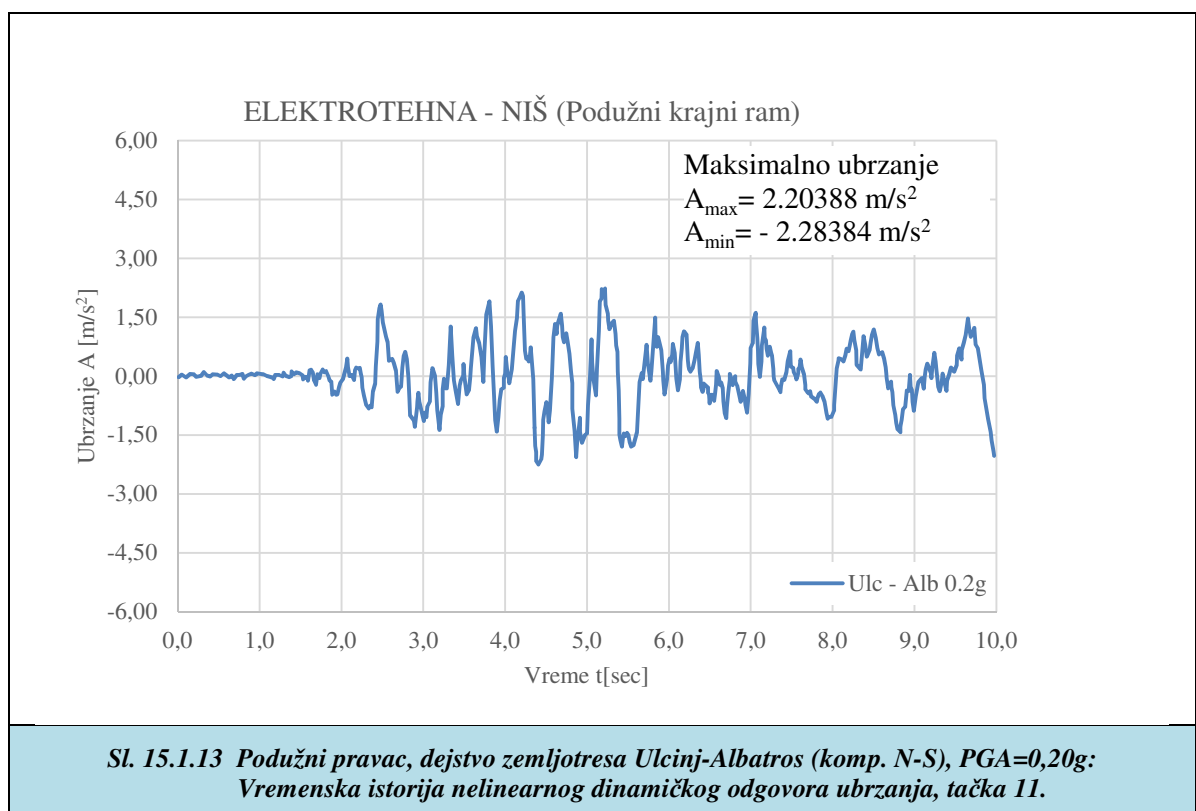
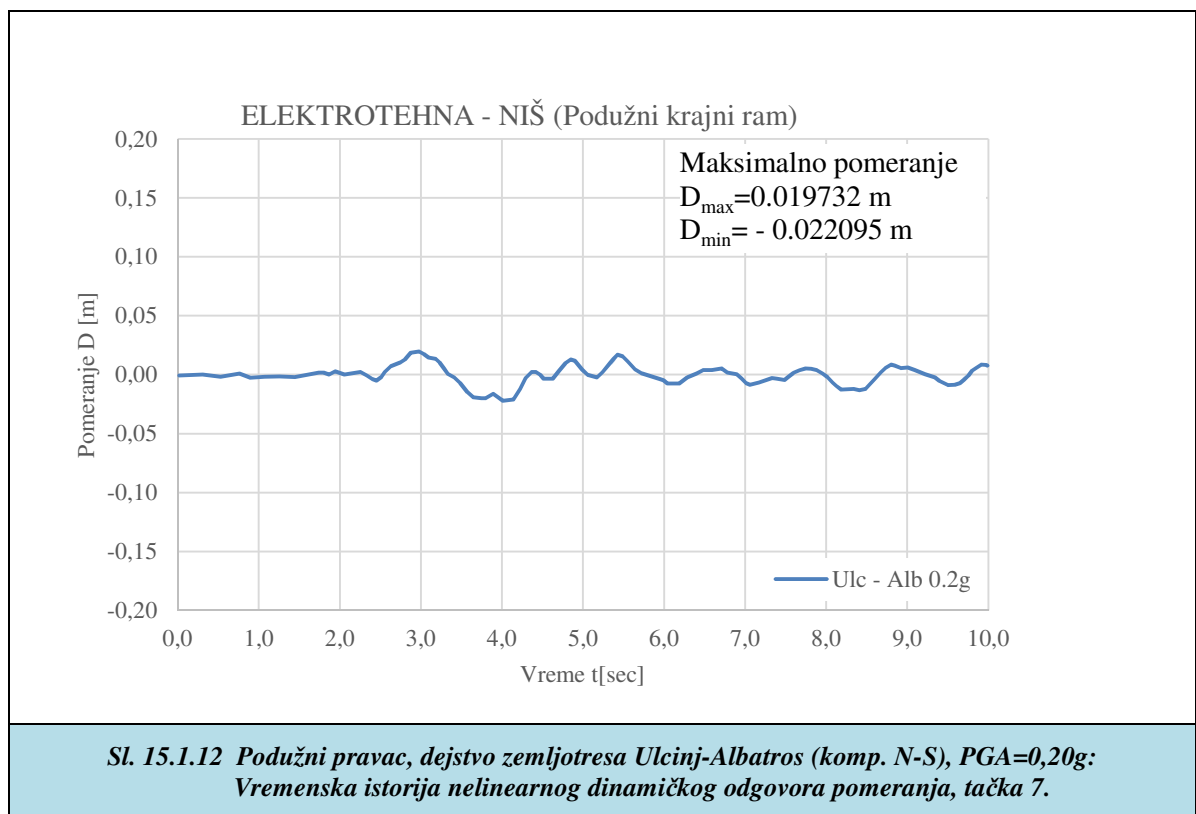
Prikazani rezultati ukazuju da je odgovor konstrukcije u domenu veoma male nelinearnosti za ovu zemljotresnu pobudu koja se karakteriše dosta niskim intenzitetom. Dinamički faktor amplifikacije izražen preko ubrzanja iznosi:

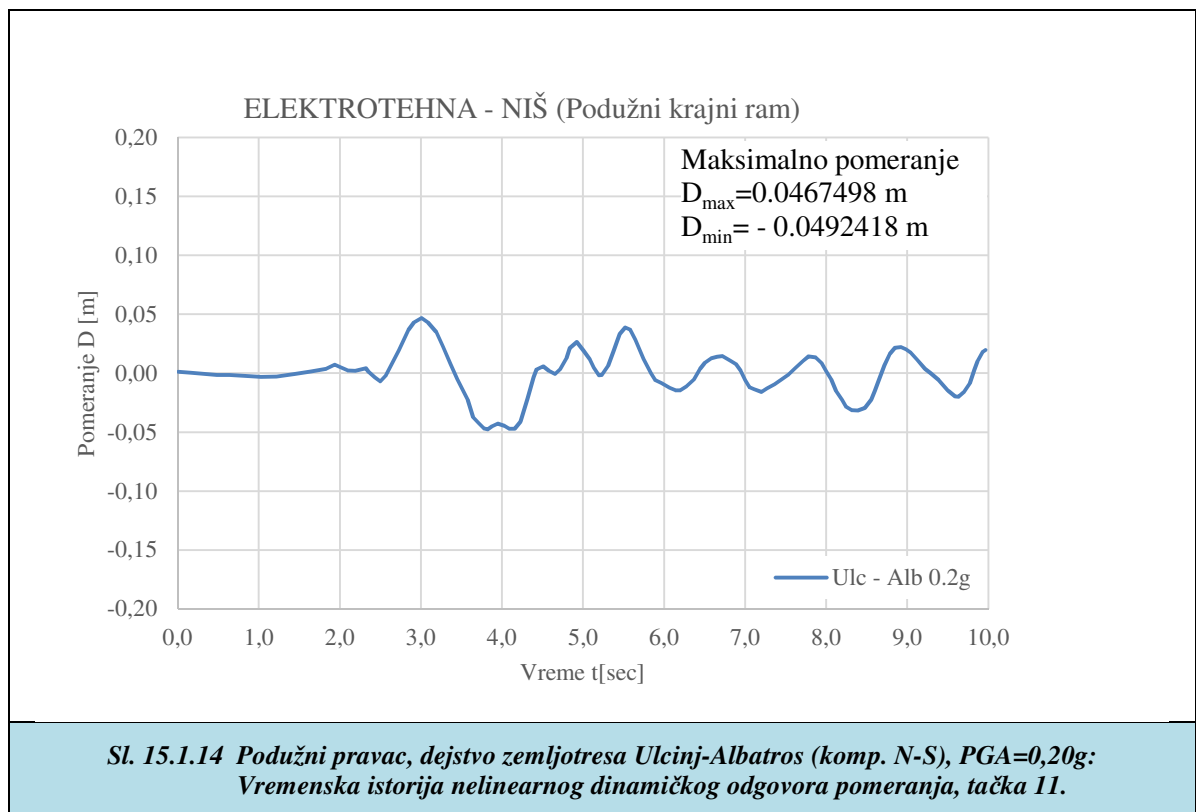
$$DAF = \max A / PGA1 = 1,28 / 0,981 = 1,30.$$

2) *Dejstvo zemljotresa Ucinj-Albatros sa $\max A = 0,20g$*

Za dejstvo zemljotresa Ulcinj-Albatros $\max A = 0,20g$ vremenske istorije ubrzanja i pomeranja prikazane su za iste dva tačke. Na sl. 15.1.11 i sl. 15.1.12, prikazani su pomenuti rezultati za tačku 7, a na sl. 15.1.13 i sl. 15.1.14 za najvišu tačku 11.







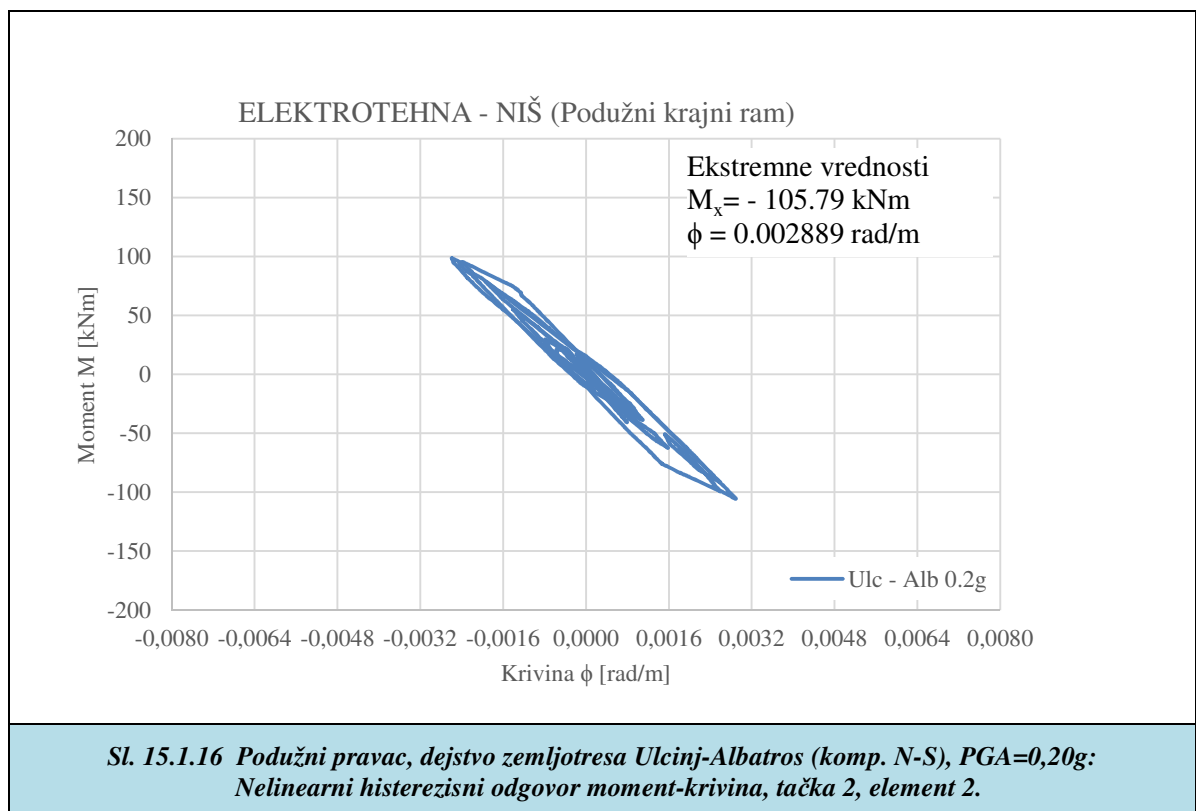
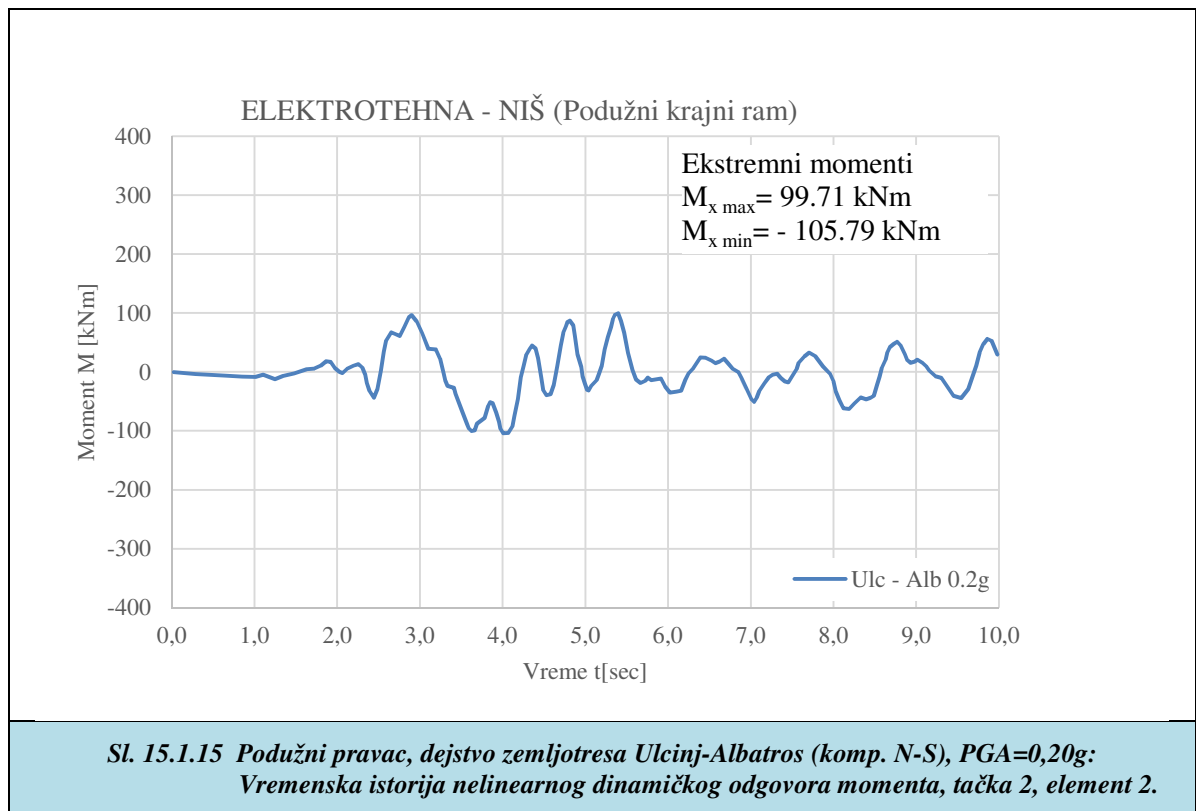
U ovom slučaju odgovor sistema je intenzivniji. Vrednost ubrzanja najviše tačke je $\max A = 2,28 \text{ m/s}^2$, što odražava dinamički faktor amplifikacije:

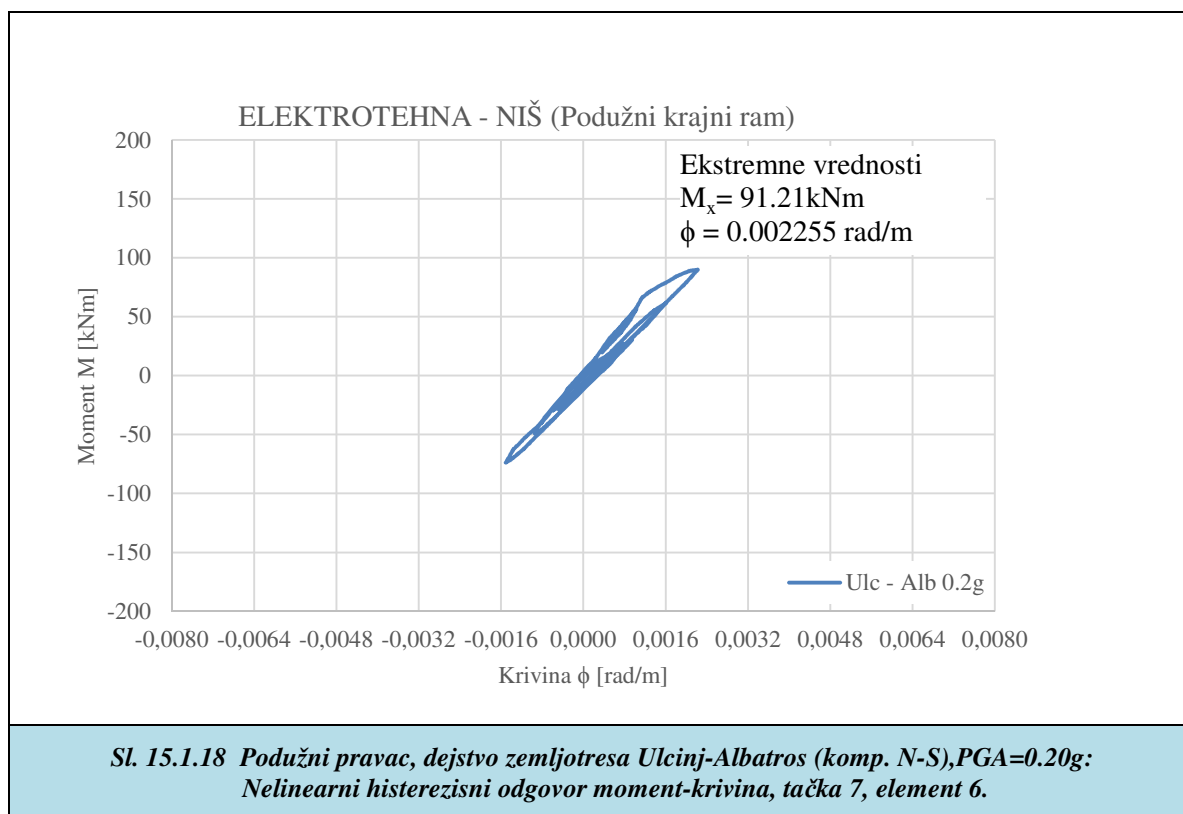
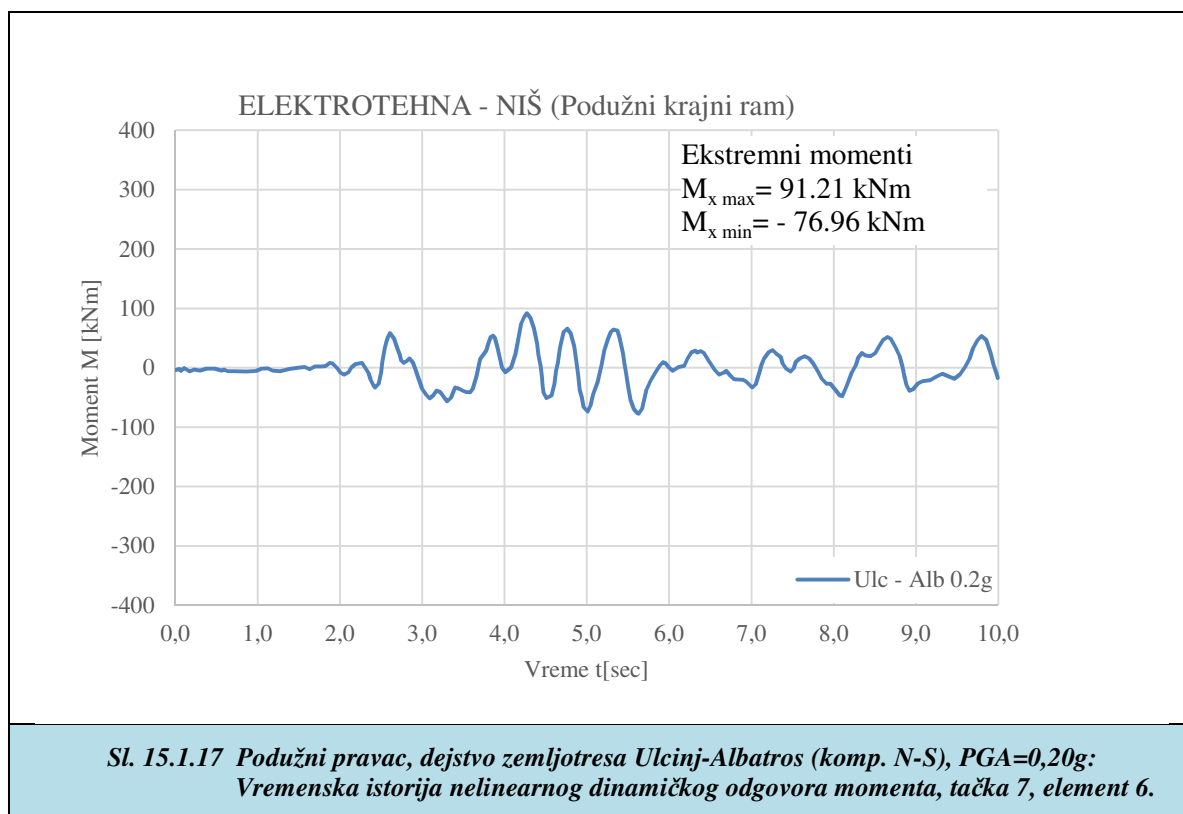
$$DAF = 2,28/1,962 = 1,16.$$

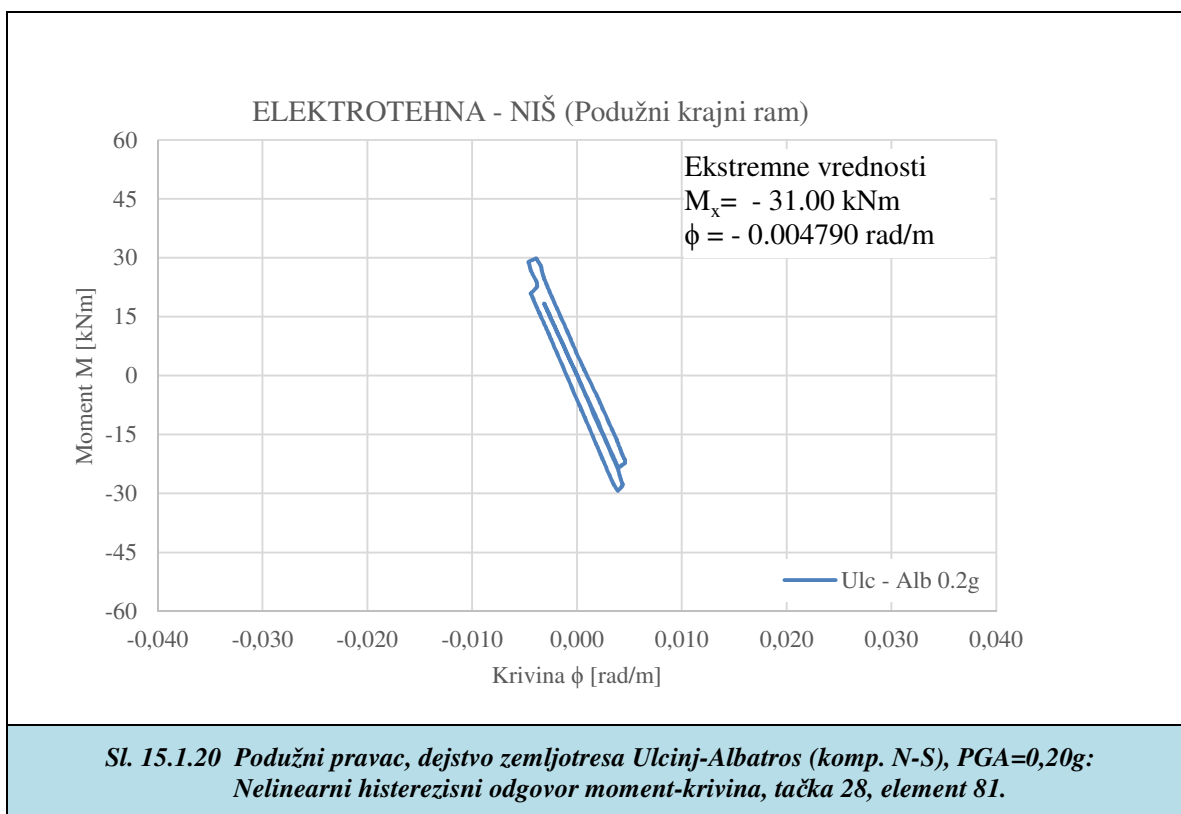
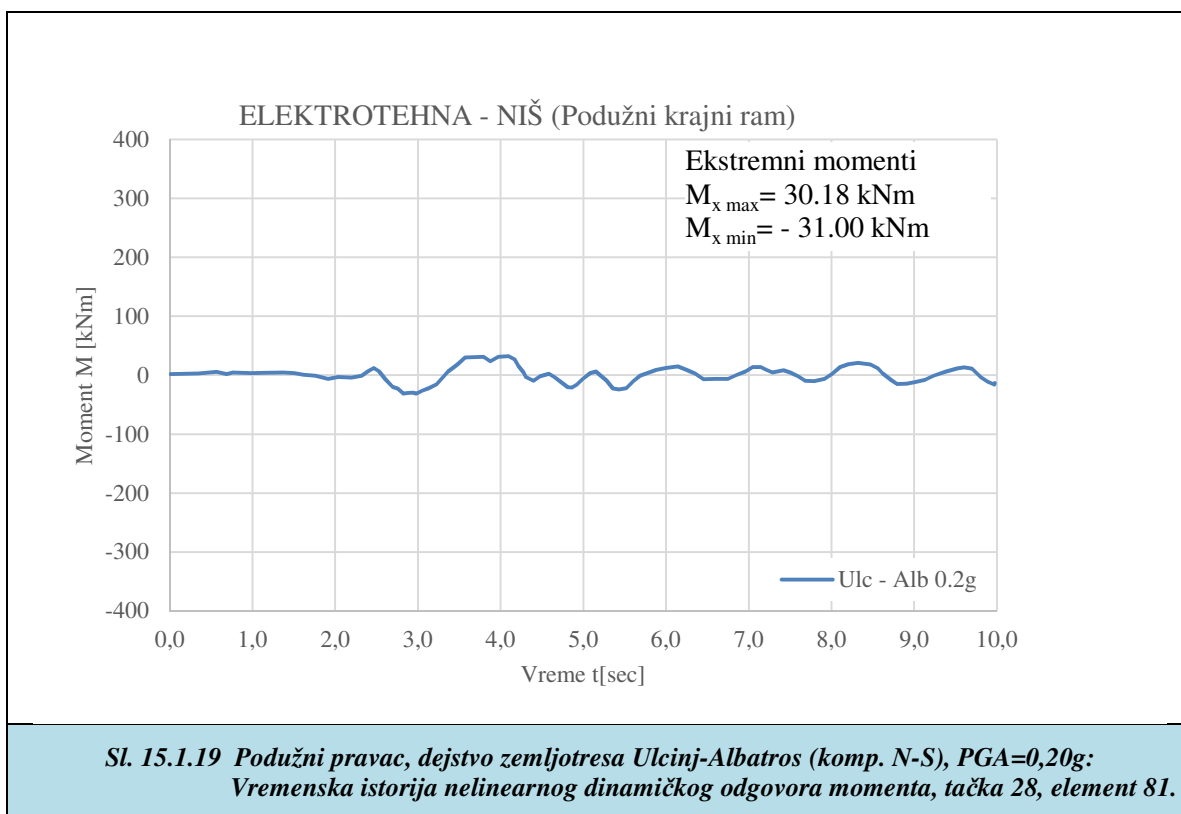
Na narednim slikama, od sl. 15.1.15 do sl. 15.1.20, dati su karakteristični rezultati za odabrana tri poprečna preseka:

- (1) Presek stuba, tačka 2, element 2;
- (2) Presek stuba, tačka 7, element 6 i
- (3) Presek grede iznad prizemlja, tačka 28, element 81.

Za svaki presek date su po dve slike na kojima prva slika pokazuje vremensku istoriju momenta savijanja, a druga slika histerezisni odgovor preseka $M-\phi$.



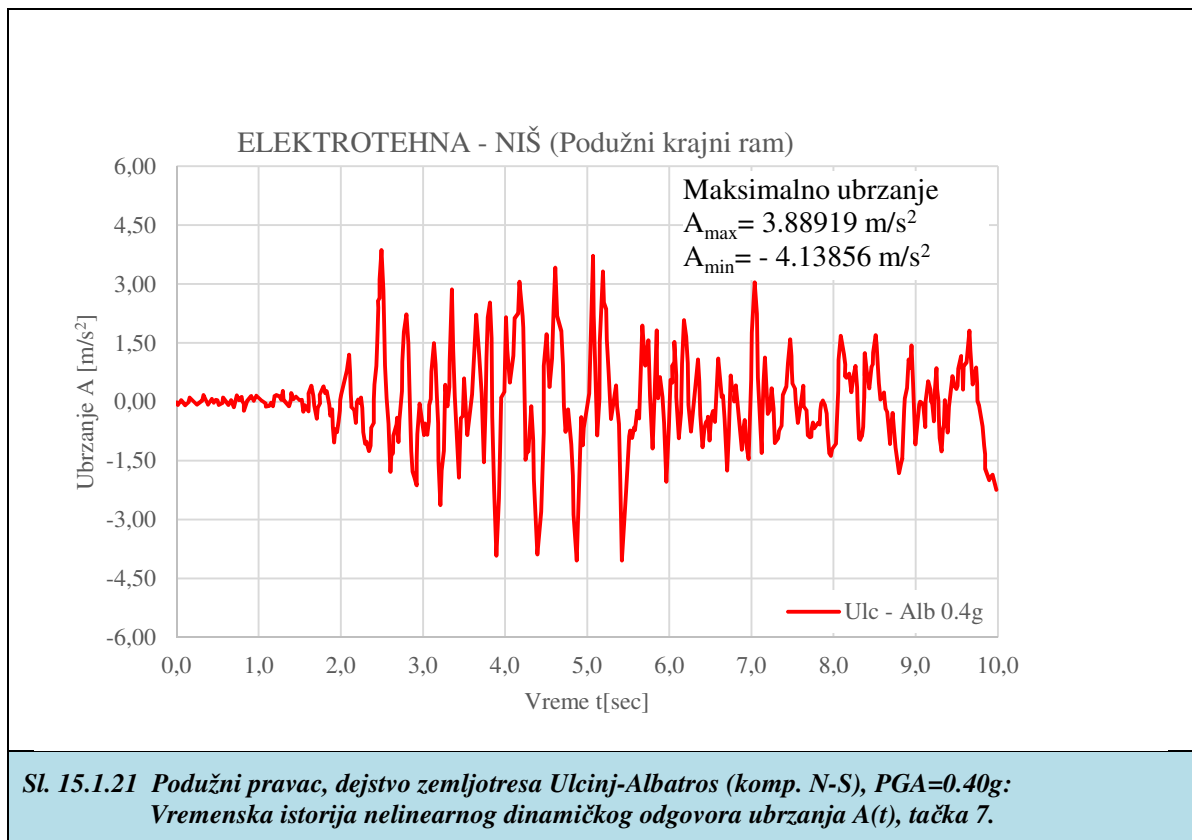


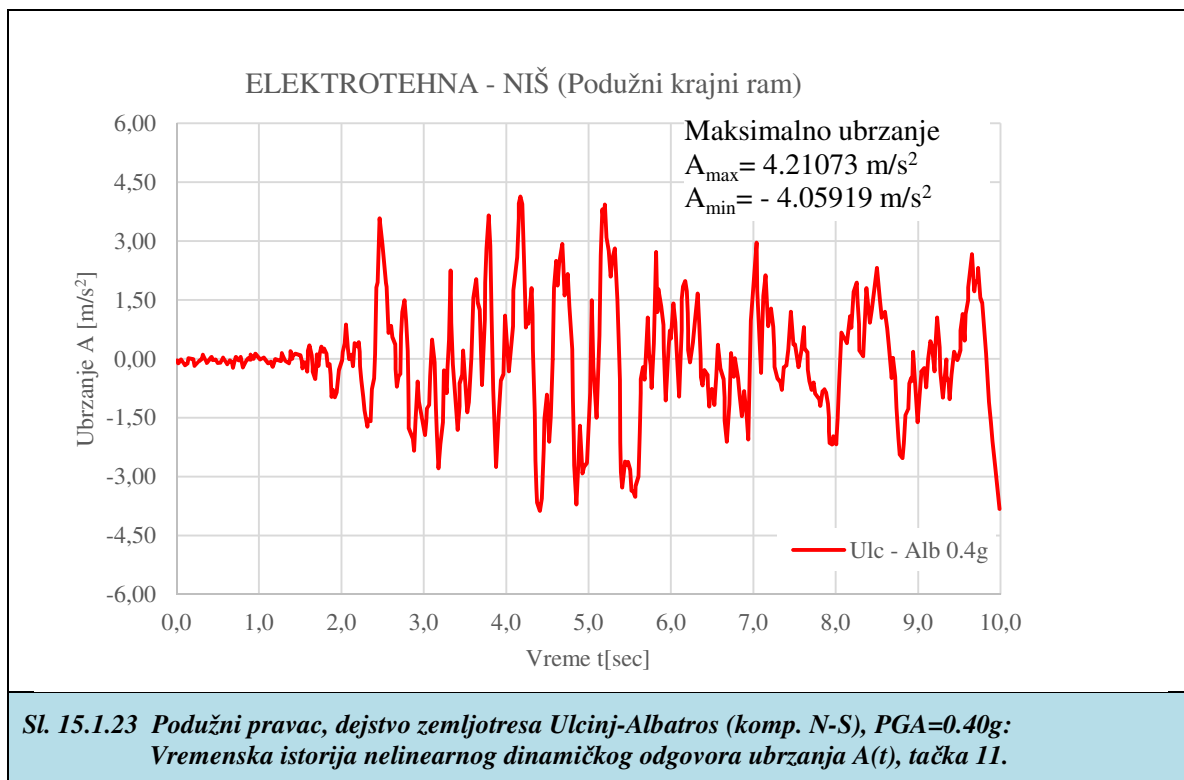
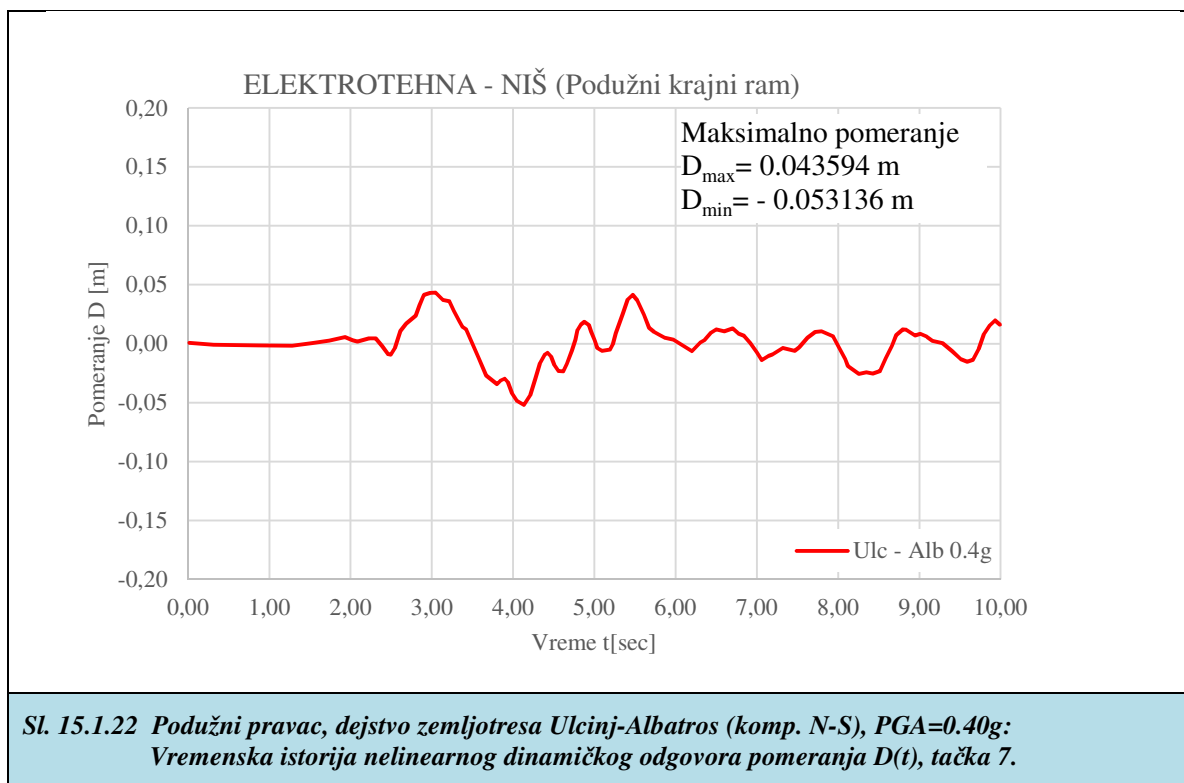


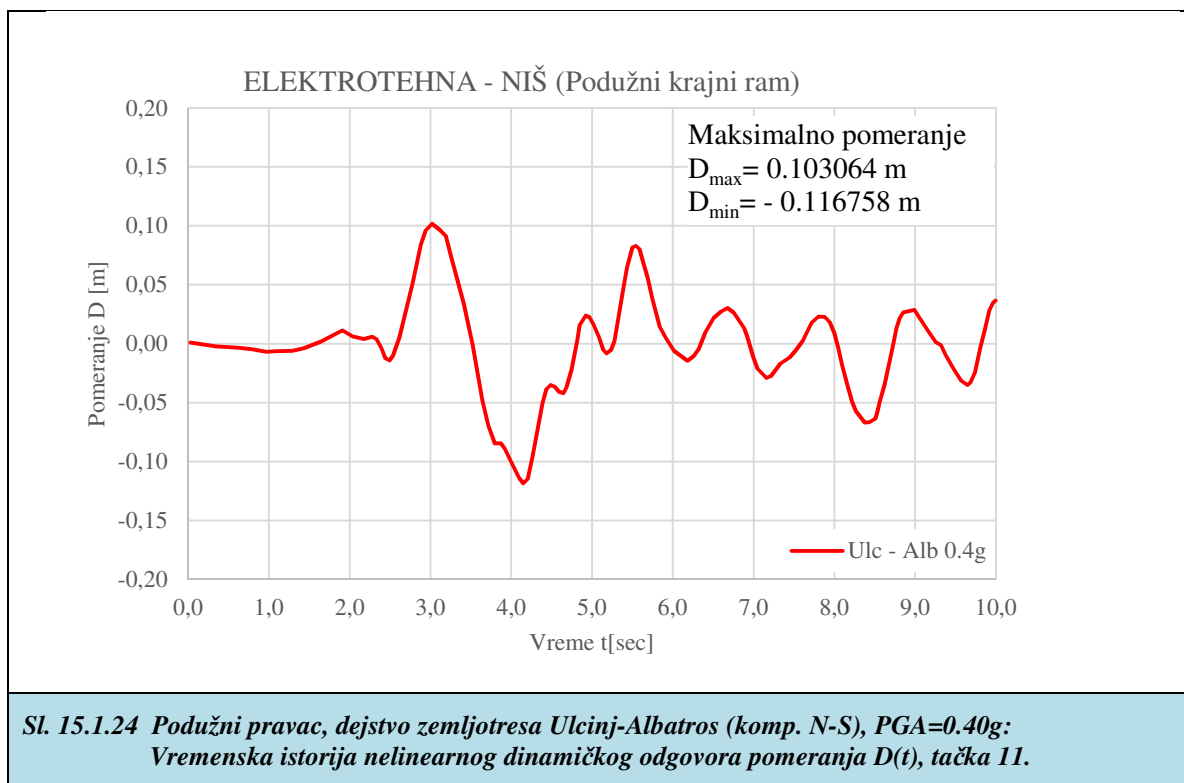
Za sva tri navedena poprečna preseka očigledna je veća otvorenost histerezisnih dijagrama, što ukazuje da je prisutna intenzivnija nelinearnost, ali sistem zadržava svoj integritet bez značajnih oštećenja. Evidento je da izvršene analize primenom ovako detaljnih nelinearnih matematičkih modela pokazuju izvanredan uvid u sve fenomene kojima se karakteriše seizmički odgovor sistema.

3) Dejstvo zemljotresa Ucinj-Albatros sa $\max A = 0,40\text{ g}$

Za karakterističnu tačku 7 i najvišu tačku 11 dat je vremenski odgovor ubrzanja na sl. 15.1.21 i sl. 15.1.23, a vremenski odgovor pomeranja na sl. 15.1.22 i sl. 15.1.24.



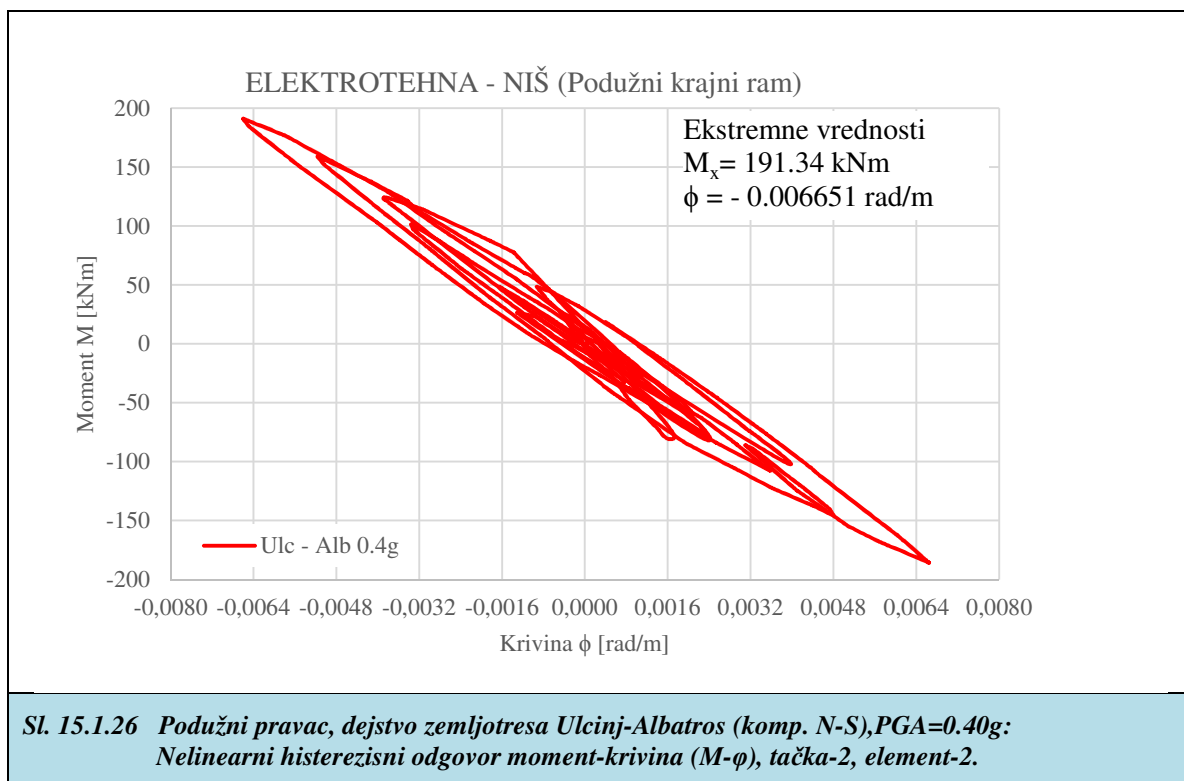
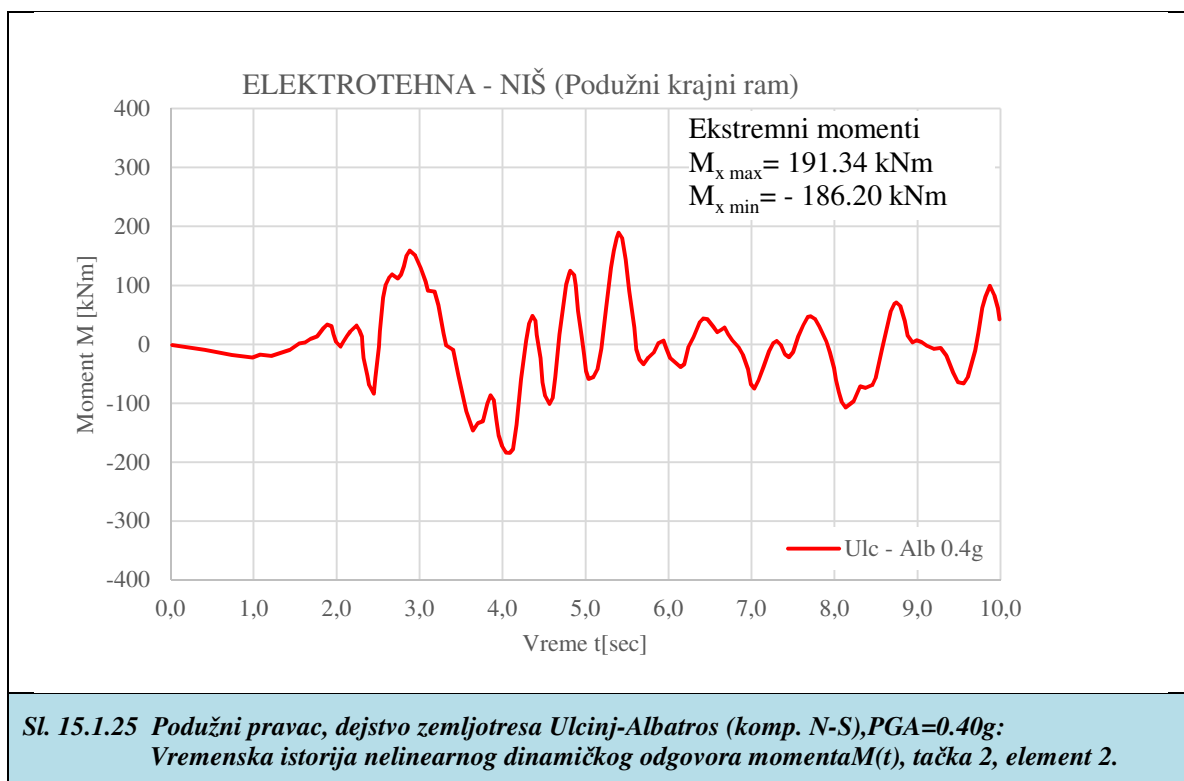


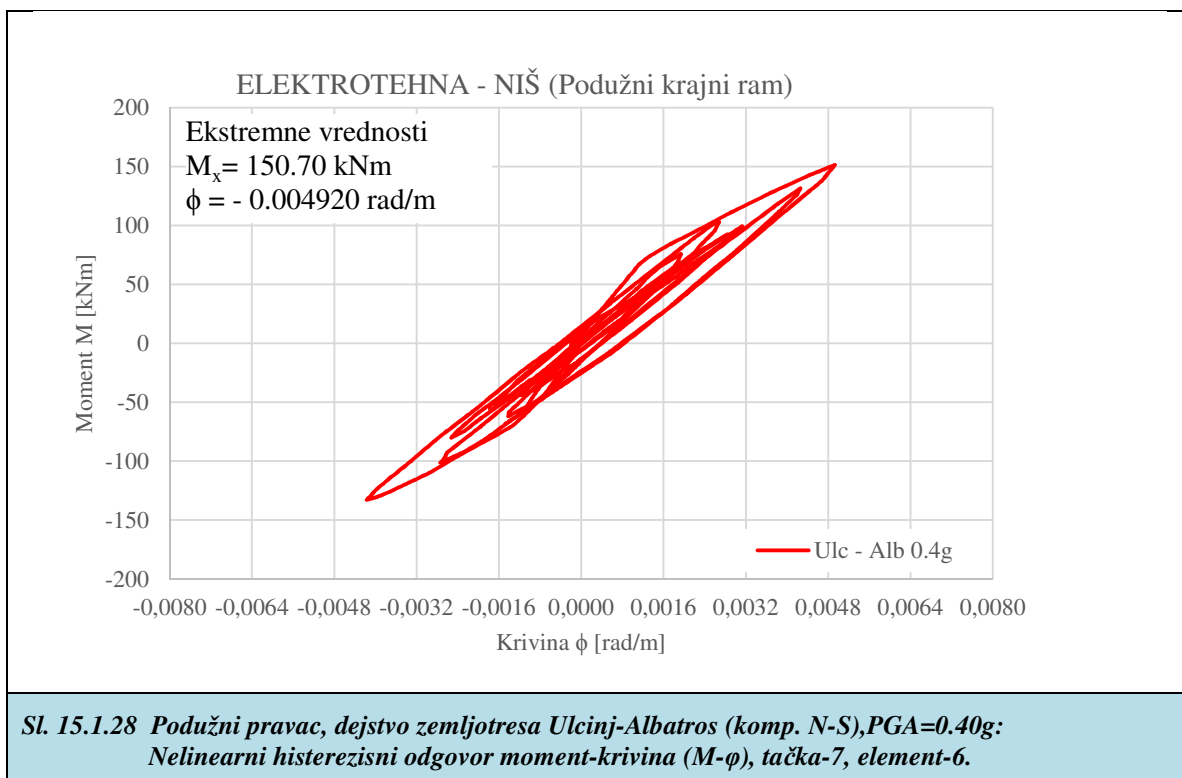
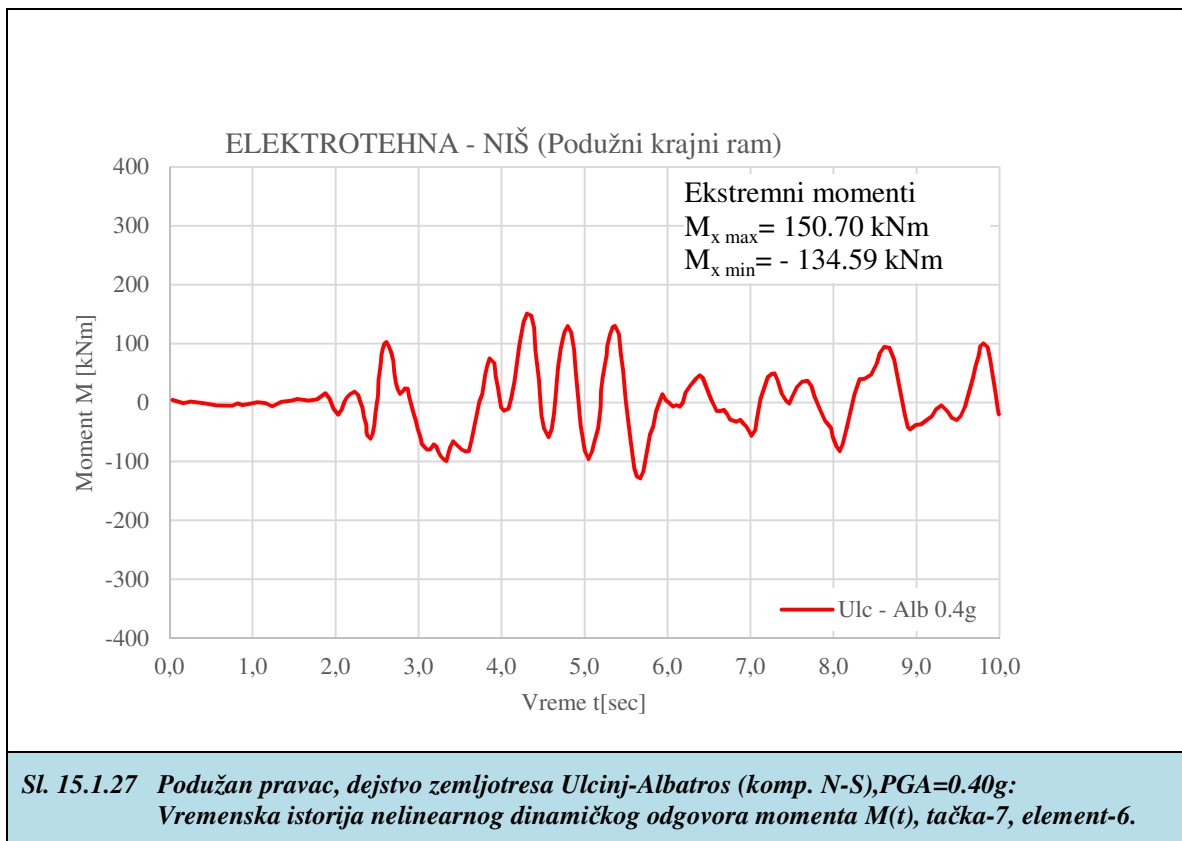


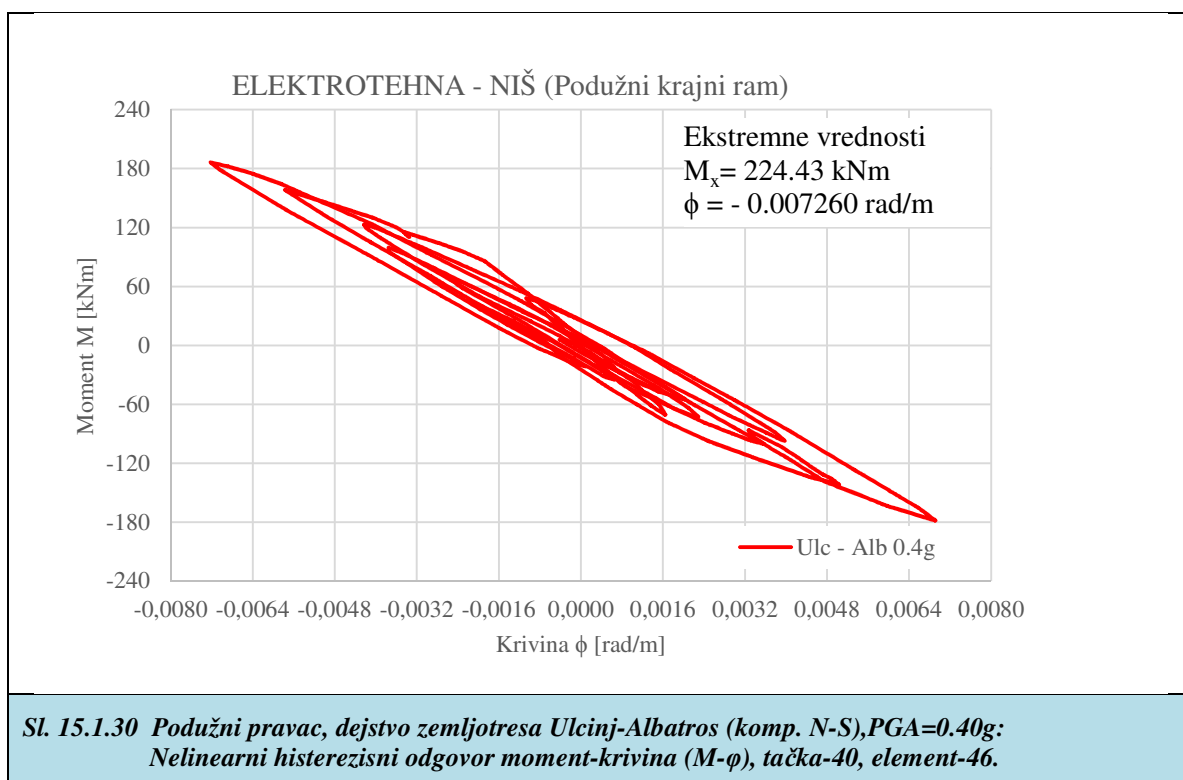
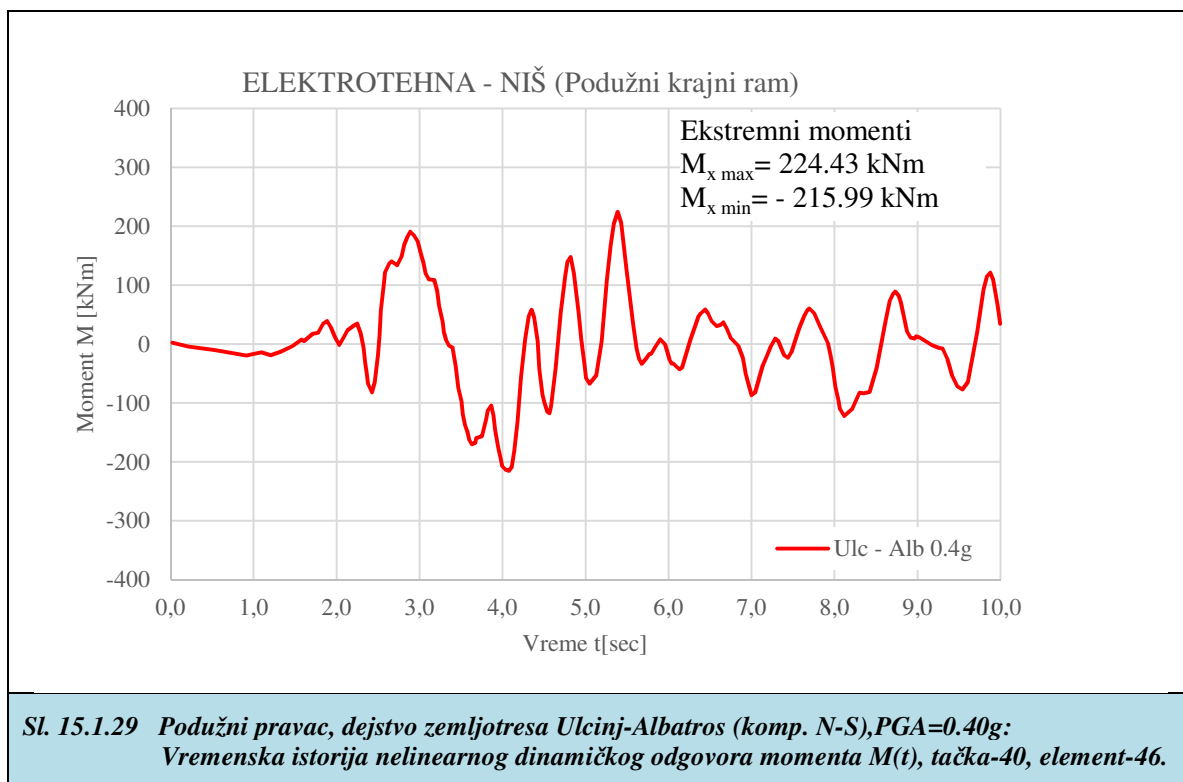
U ovom slučaju može se uočiti znatno uvećanje amplitude odgovora u odnosu na prethodne dve analize. Maksimalno urzanje u najvišoj tački 11 iznosi $\max A = 4,21 \text{ m/s}^2$, što daje faktor amplifikacije:

$$\text{DAF} = 4,21/3,924 = 1,072.$$

Na slikama: (1) sl.15.1.25 i sl.15.1.26; (2) sl.15.1.27 i sl.15.1.28 i (3) sl.15.1.29 i sl.15.1.30 date su vremenske istorije momenta savijanja i histerezisni dijagrami za tri (3) odabrana karakteristična preseka i to: (1) za presek 1, tačka 2, element 2; (2) za presek 2, tačka 7, element 6 i (3) za presek 3, tačka 40, element 46.







Svi histerezisni dijagrami ukazuju da se na mestima konstruktivnih veza ili na mestima kritičnih poprečnih preseka stubova javljaju nelinearne deformacije, jer uticaji od dejstva momenta savijanja u toku odgovora sistema postaju znato veći i nadmašuju oblast čisto linearnog ponašanja. To je duktilno poželjno ponašanje.

15.2 Analiza dejstva zemljotresa El-Centro u podužnom pravcu

Za dejstvo zemljotresa El-Centro u podužnom pravcu izvršene su tri nelinearne analize seizmičkog odgovora za tri različita intenziteta ulazne pobude. Na bazi rezultata ovih analiza u grafičkoj formi predstavljene su odgovarajuće zavisnosti na osnovu kojih se mogu sagledati osnovne karakteristike nelinearnog ponašanja sistema.

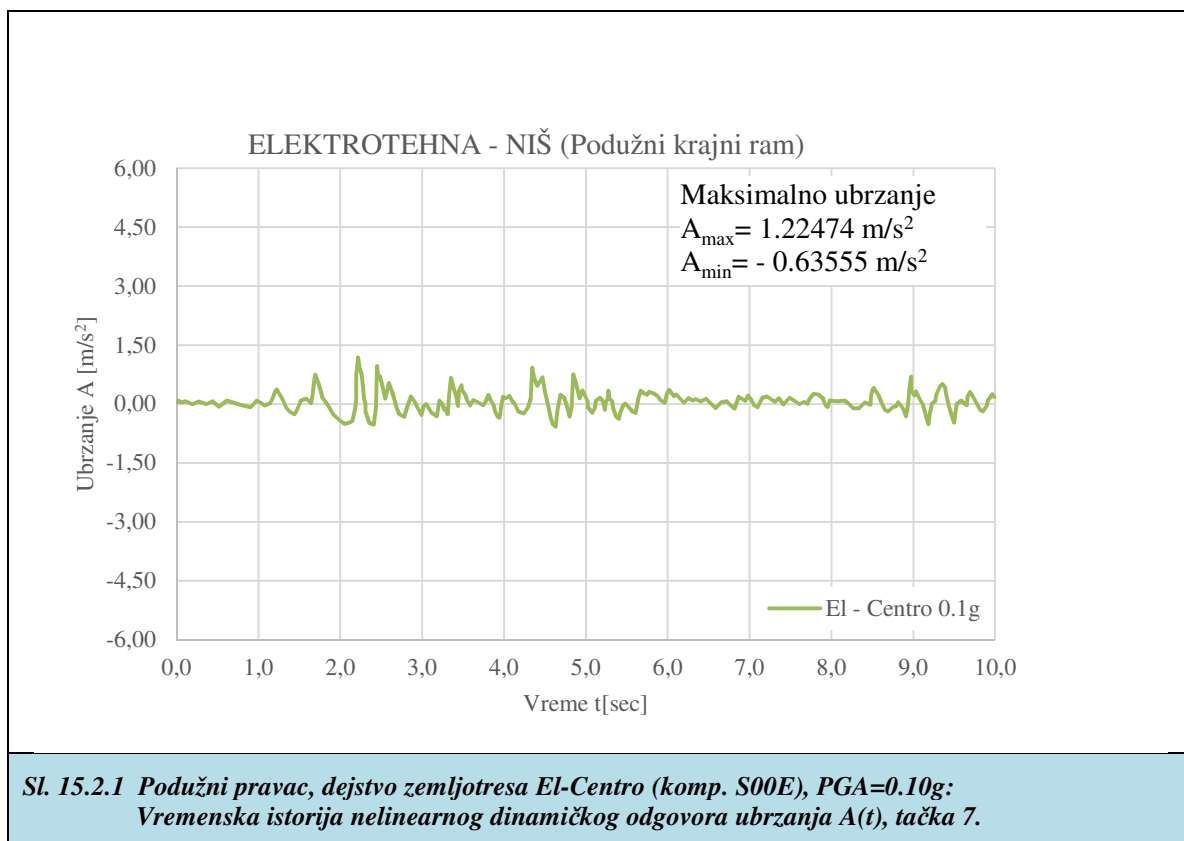
1) *Dejstvo zemljotresa El-Centro za $\max A = 0,10g$*

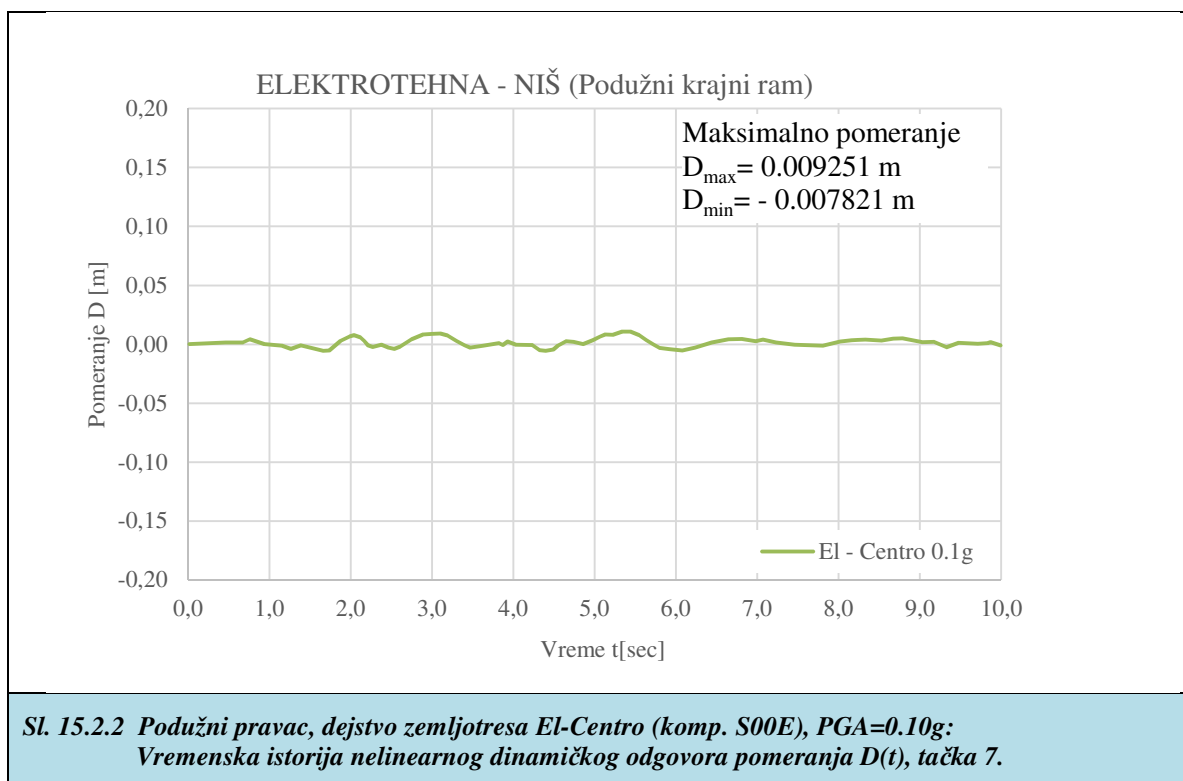
Pomenute nelinearne analize su izvršene za podužni pravac primenom formulisanog nelinearnog matematičkog modela prikazanog na sl. 13.2.1.

Karakteristični dobijeni rezultati za dejstvo zemljotresa El-Centro u podužnom pravcu sa intenzitetom $\max A = 0,10g$ prikazani su na sl.15.2.1 do sl. 15.2.10.

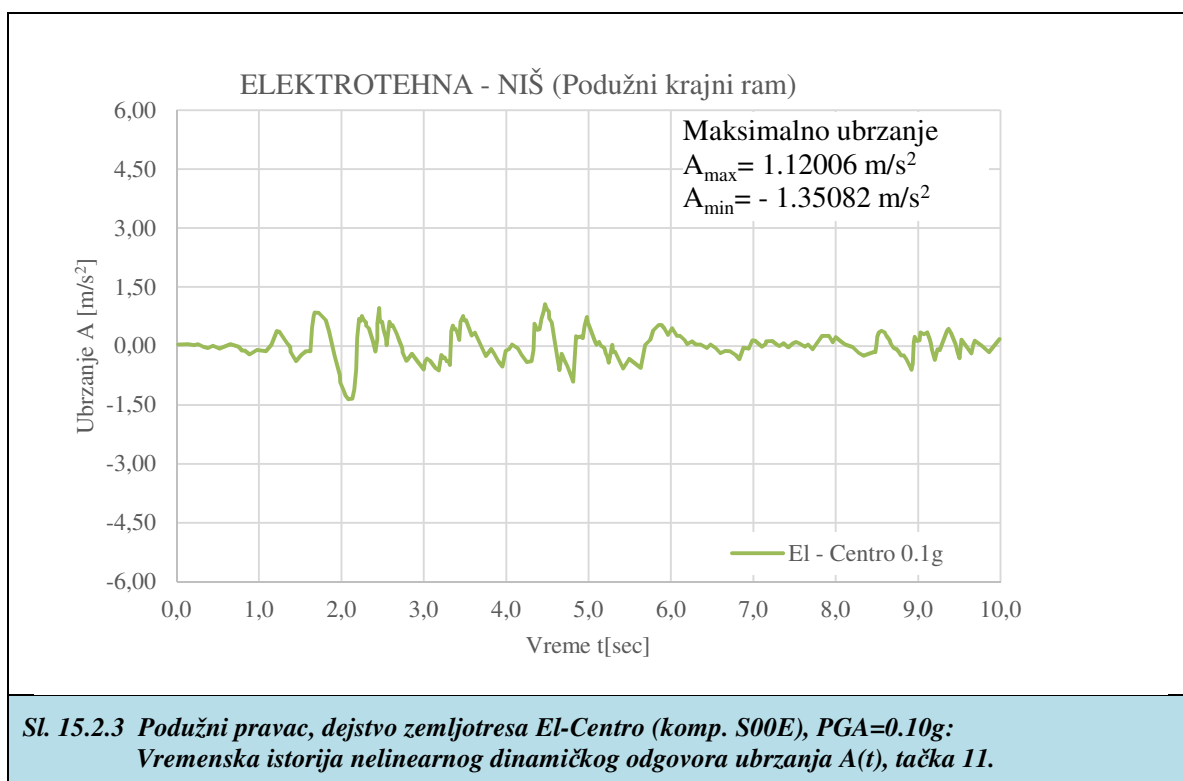
Na sl. 15.2.1 i sl. 15.2.2 prikazane su vremenske istorije ubrzanja i pomeranja za tačku 7.

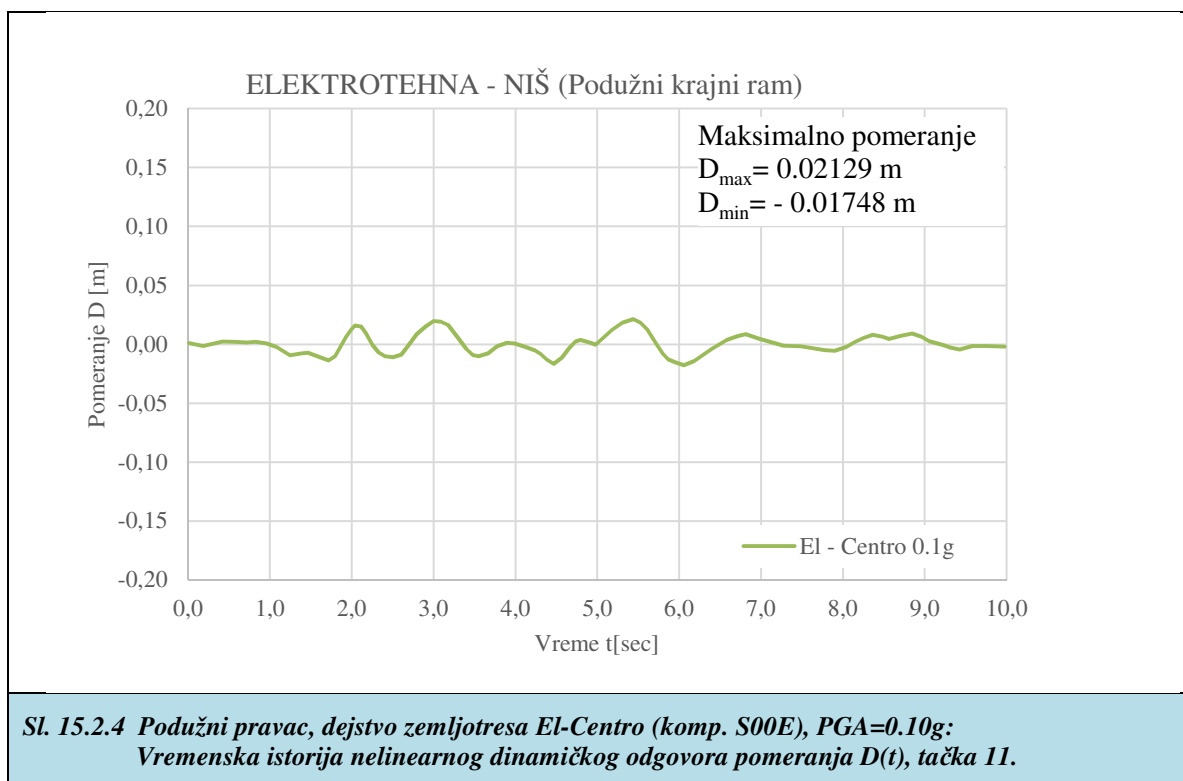
Maksimalno ubrzanje iznosi $\max A = 1,22 \text{ m/s}^2$, a maksimalno pomeranje $\max D = 0,9 \text{ cm}$.





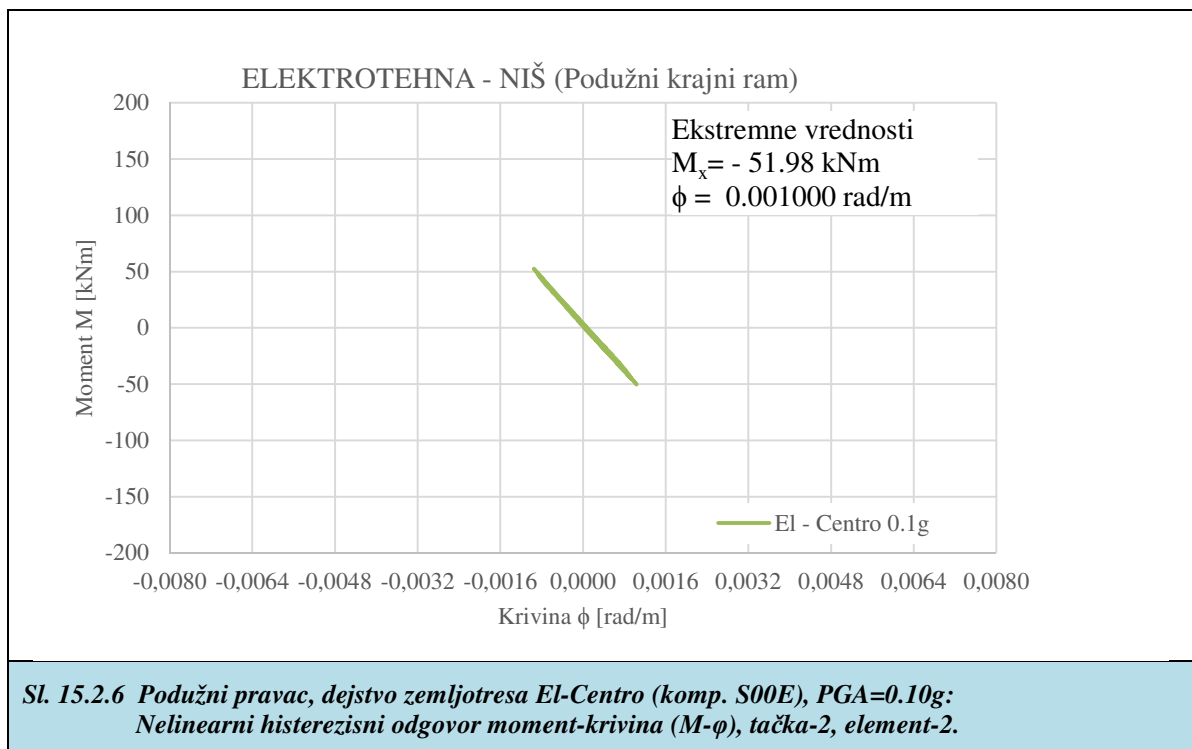
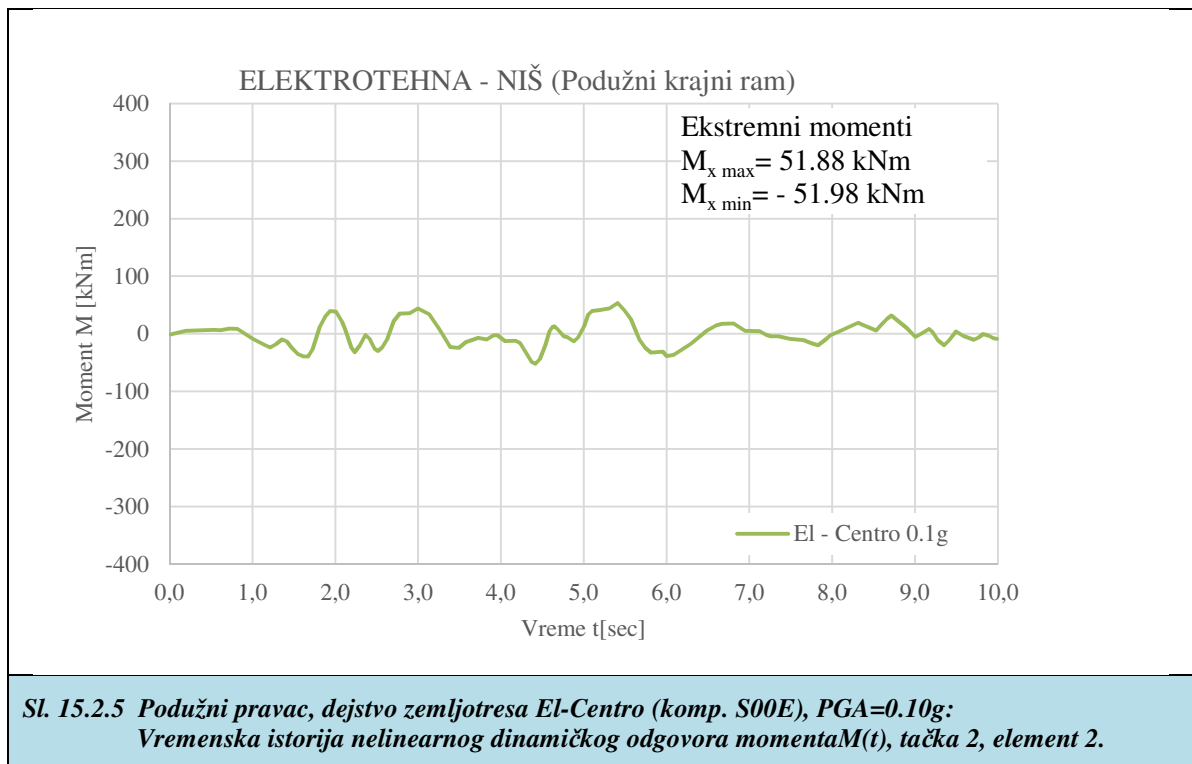
Na sl.15.2.3 i sl.15.2.4 prikazane su vremenske istorije ubrzanja i pomeranja za najvišu tačku 11. Dobijeno je maksimalno ubrzanje $\max A = 1,35 \text{ m/s}^2$, a maksimalno pomeranje $\max A = 2,12 \text{ cm/s}^2$.



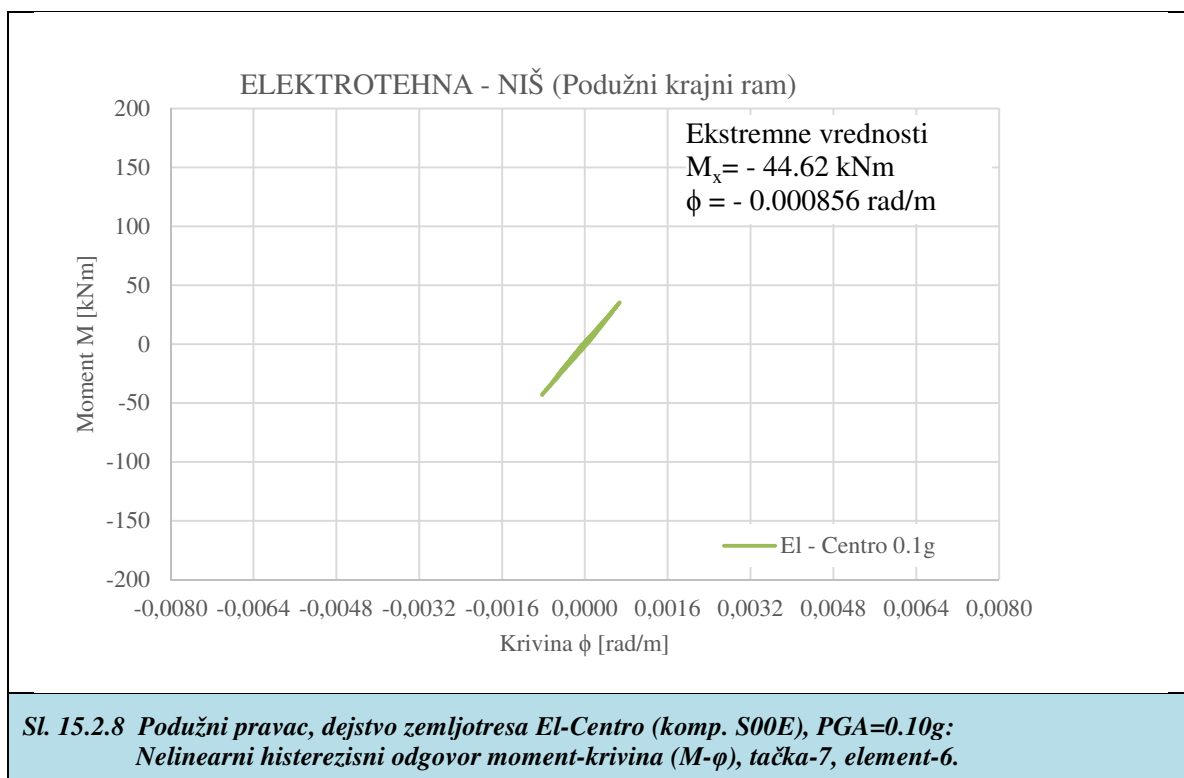
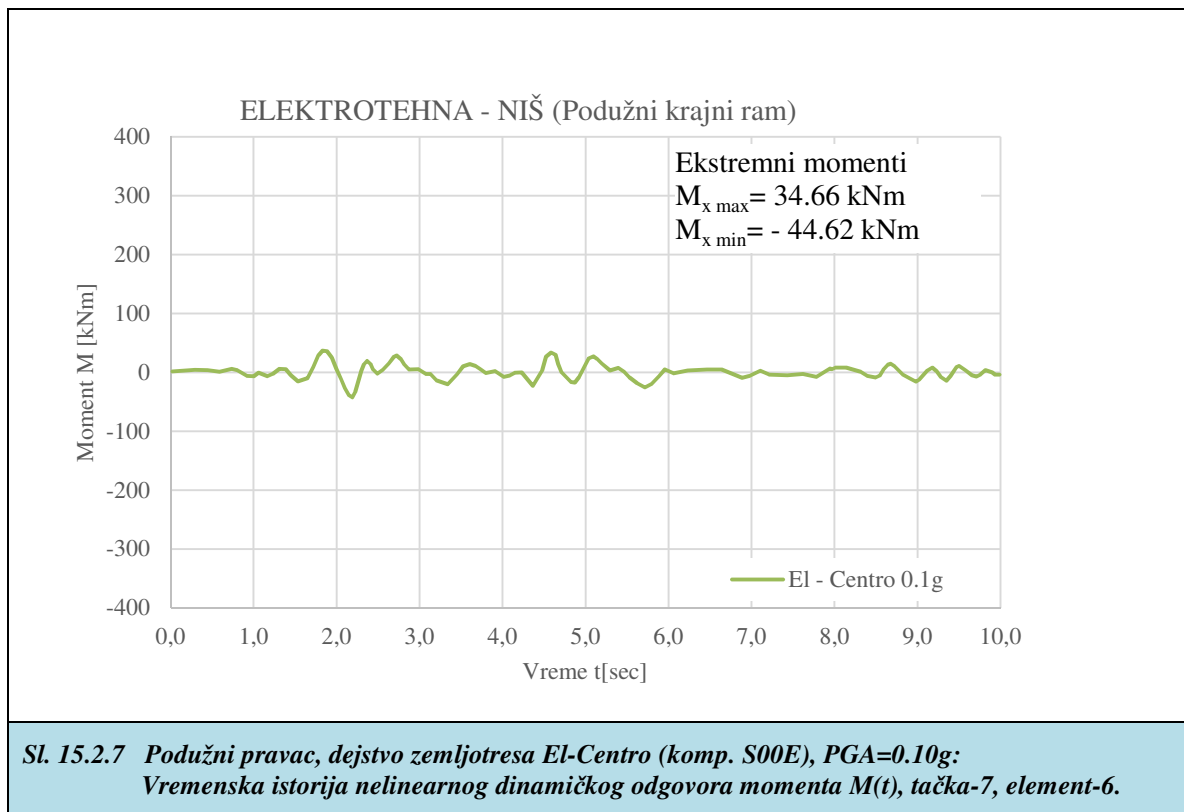


Na osnovu rezultata i njihove analize konstatovano je da je seizmički odgovor sistema za zemljotres El-Centro u podužnom pravcu nešto manje izražen u odnosu na dejstvo zemljotresa Ulcinj-Albatros sa istim intenzitetom.

Na sl. 15.2.5 i sl. 15.2.6 prikazana je vremenska istorija momenta savijanja i histerezisna zavisnost $M-\phi$ za karakteristični presek u tački 2, element 2 (u blizini oslonca stuba).

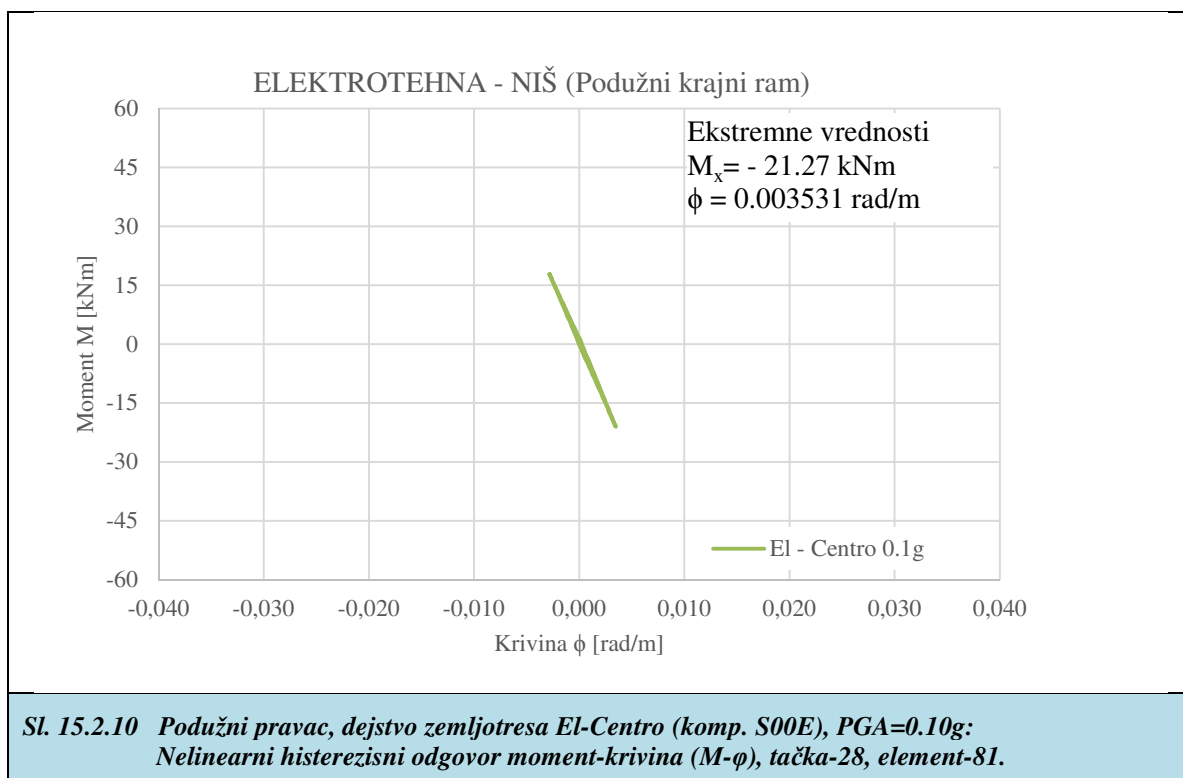
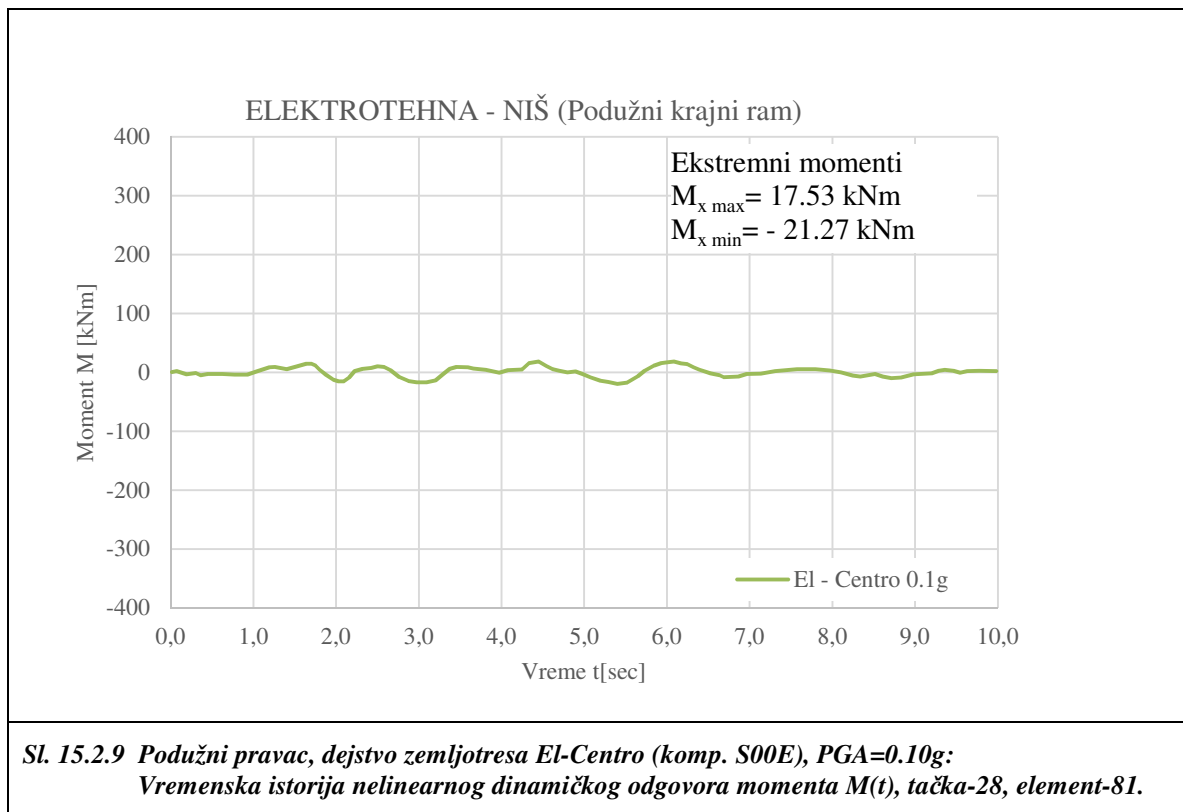


Na sl. 15.2.7 i sl. 15.2.8 prikazane su vremenska istorija momenta savijanja i histerezisna zavisnost $M-\phi$ za poprečni presek stuba i tački 7, element 6.



15. Analiza nelinearnog seizmičkog odgovora tipske hale za dejstvo zemljotresa različitih intenziteta u podužnom pravcu

Konačno na sl. 15.2.9 i sl. 15.2.10, prikazane su vremenska istorija momenta savijanja i histerezisna zavisnost $M-\phi$ za karakteristični presek u tački 28, element 81.

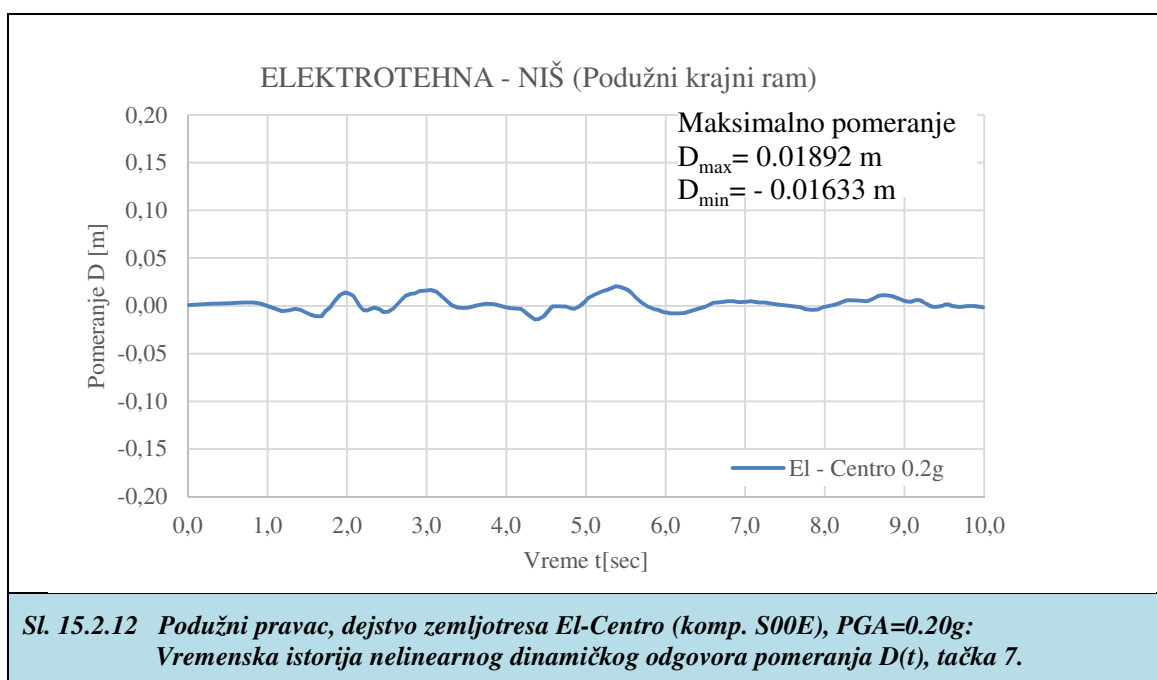
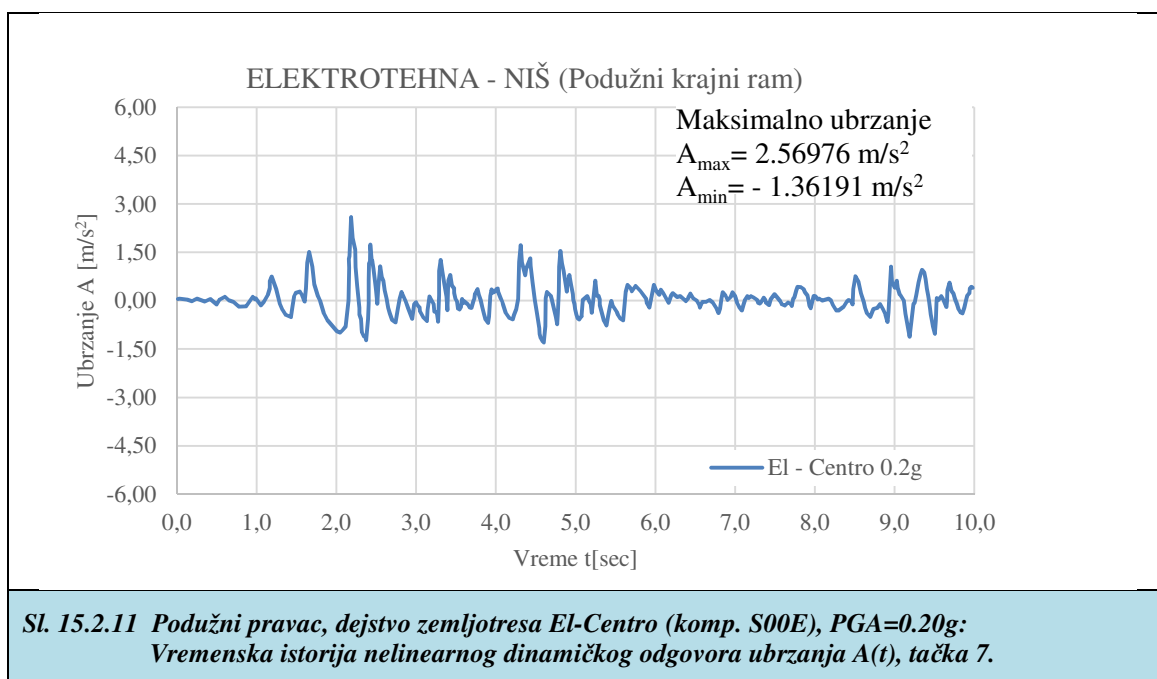


Prikazani rezultati ukazuju da je odgovor konstrukcije u domenu male nelinearnosti. Dinamički faktor amplifikacije odgovora je:

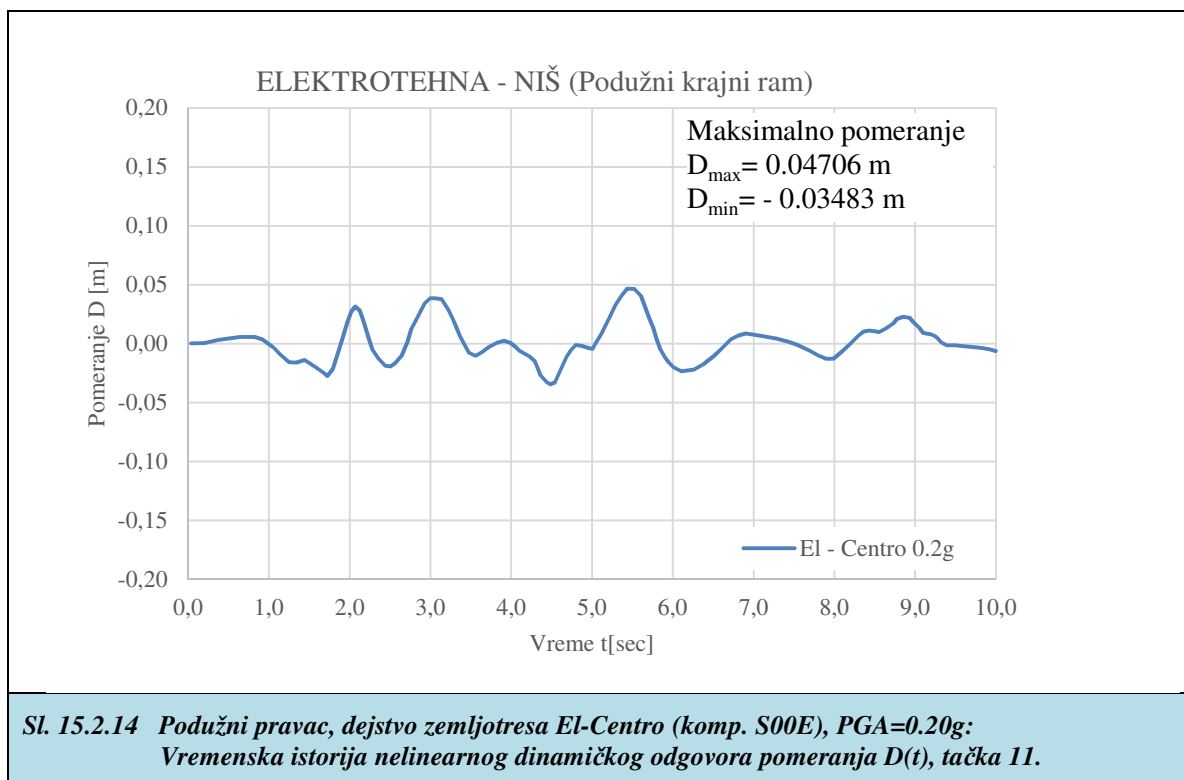
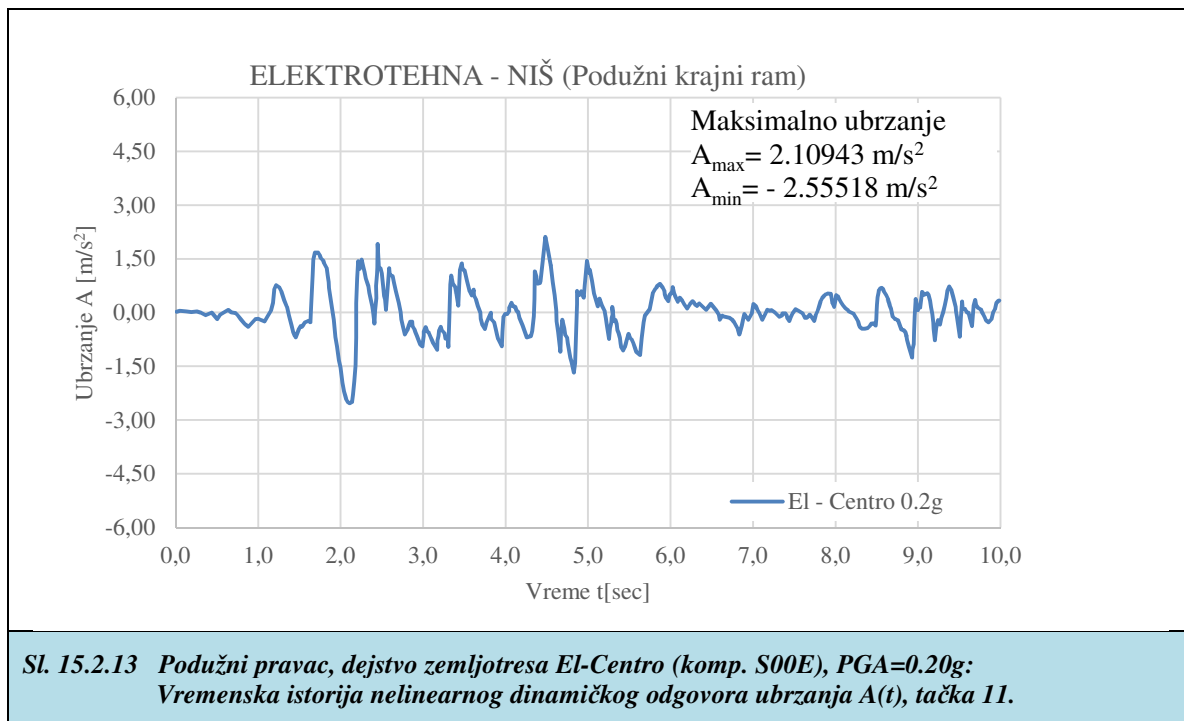
$$DAF = \max A / 0,981 = 1,35 / 0,981 = 1,37.$$

2) *Dejstvo zemljotresa El-Centro za $\max A = 0,20g$*

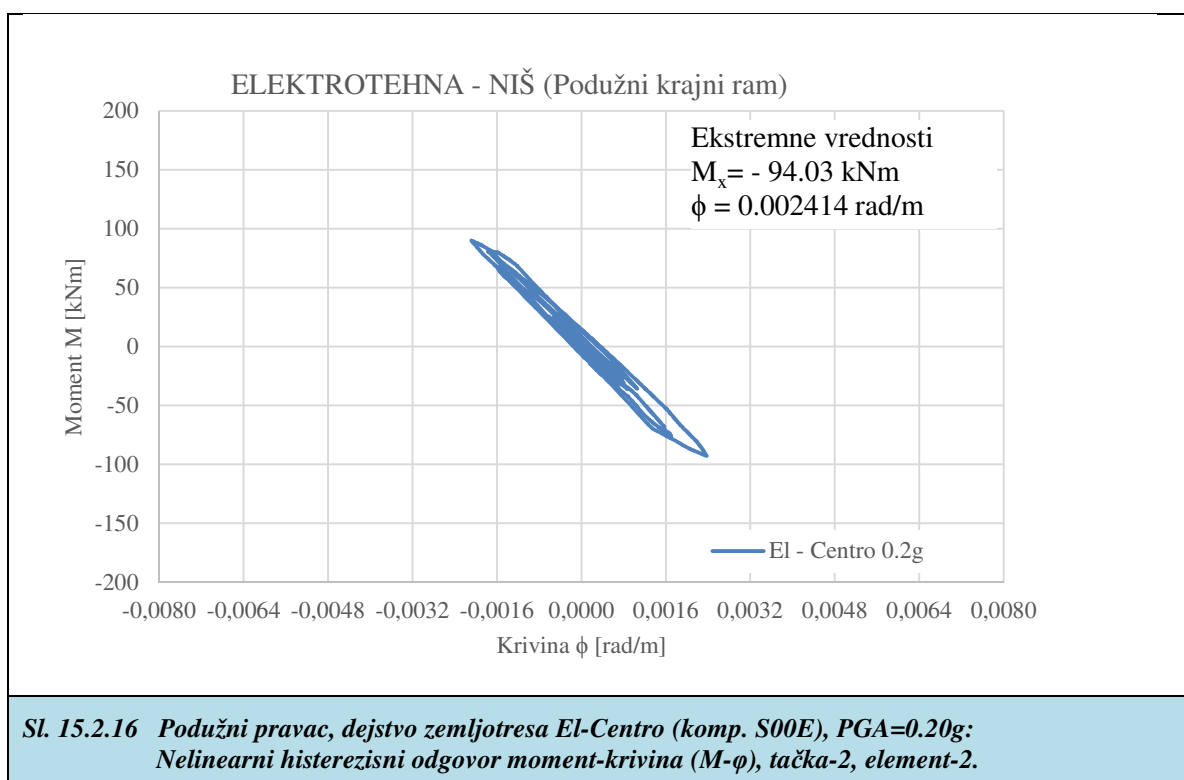
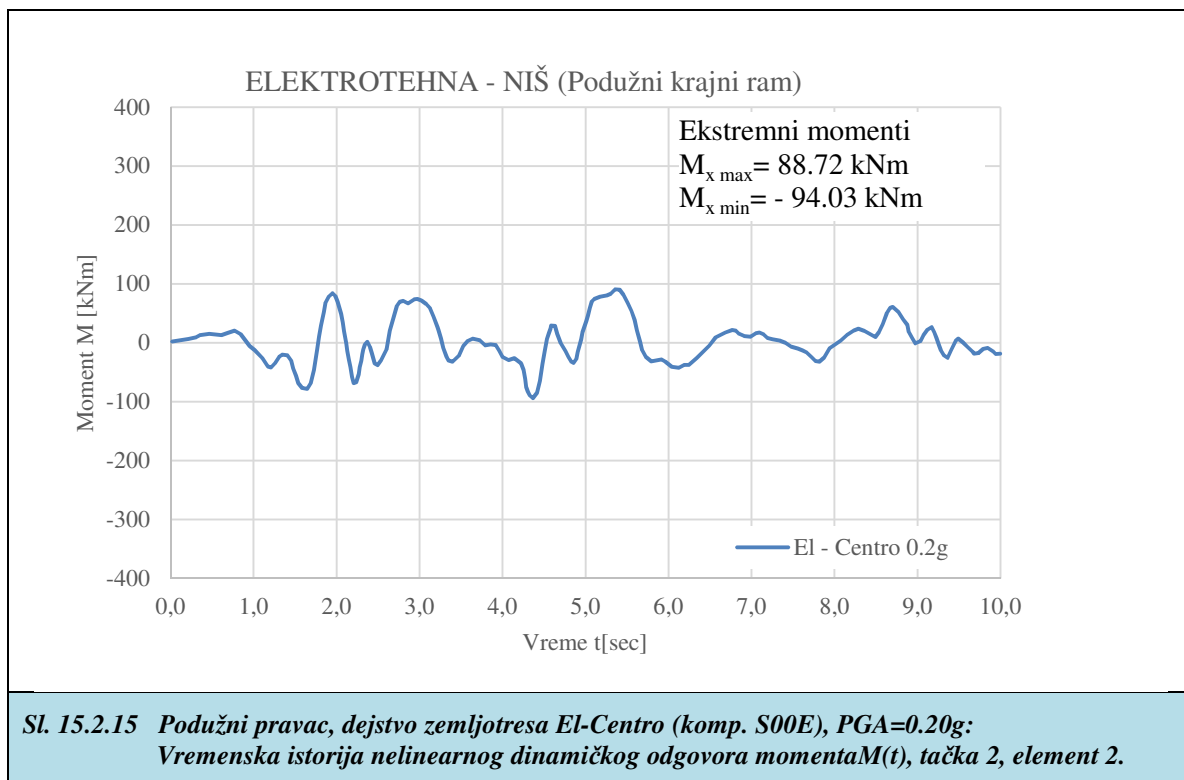
Za dejstvo zemljotresa $\max A = 0,20g$, svi analogni rezultati dati su na slikama sl. 15.2.11 do sl. 15.2.20. Na sl. 15.2.11 i sl. 15.2.12 date su vremenska istorija ubrzanja i pomeranja za karakterističnu tačku 7.

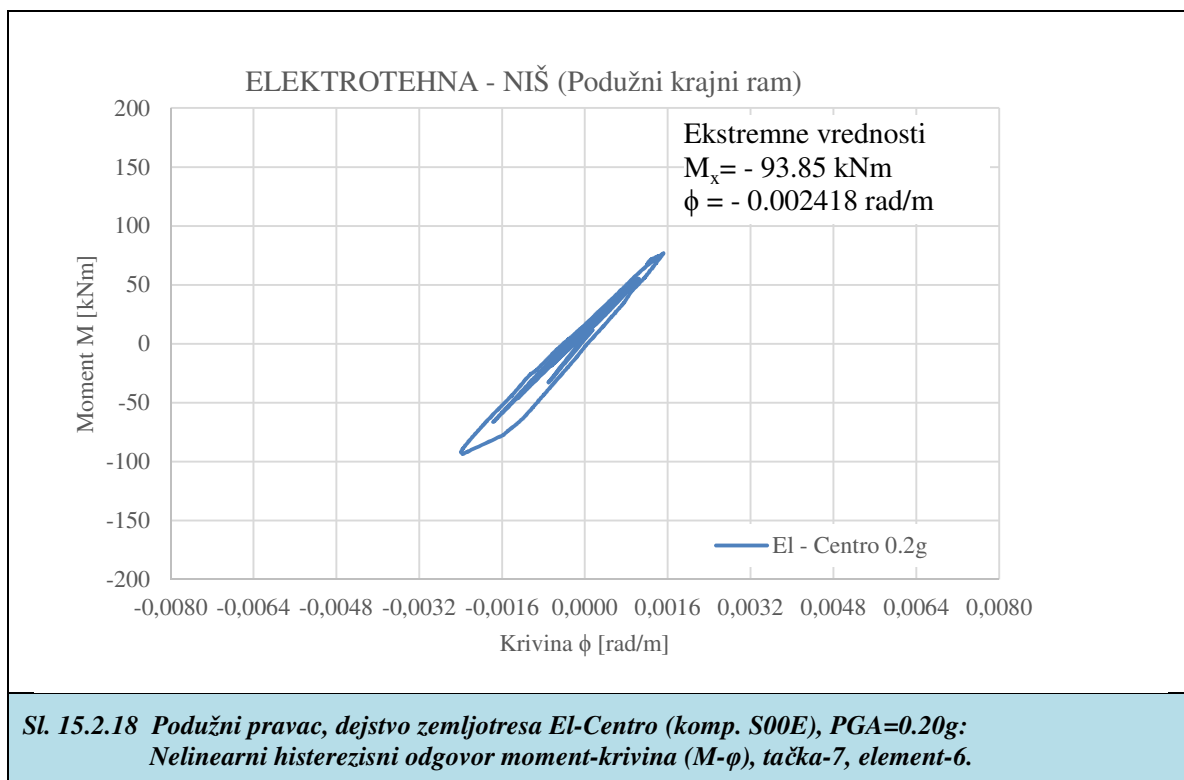
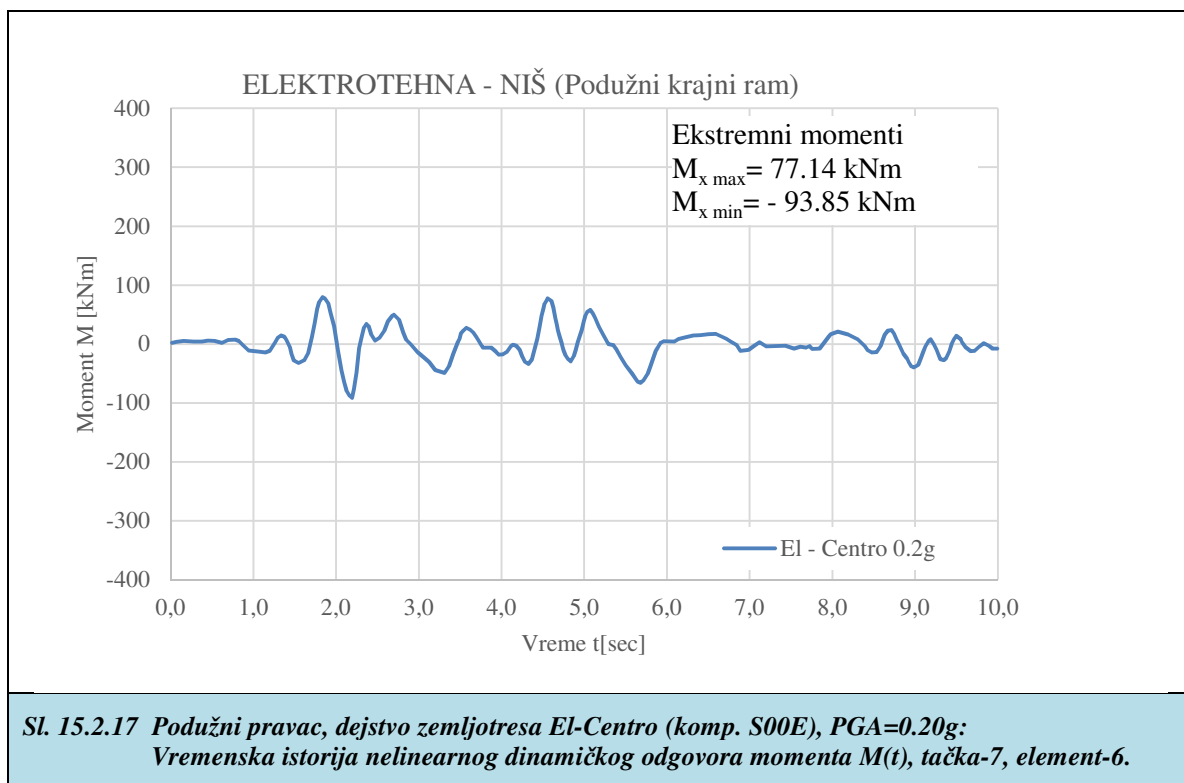


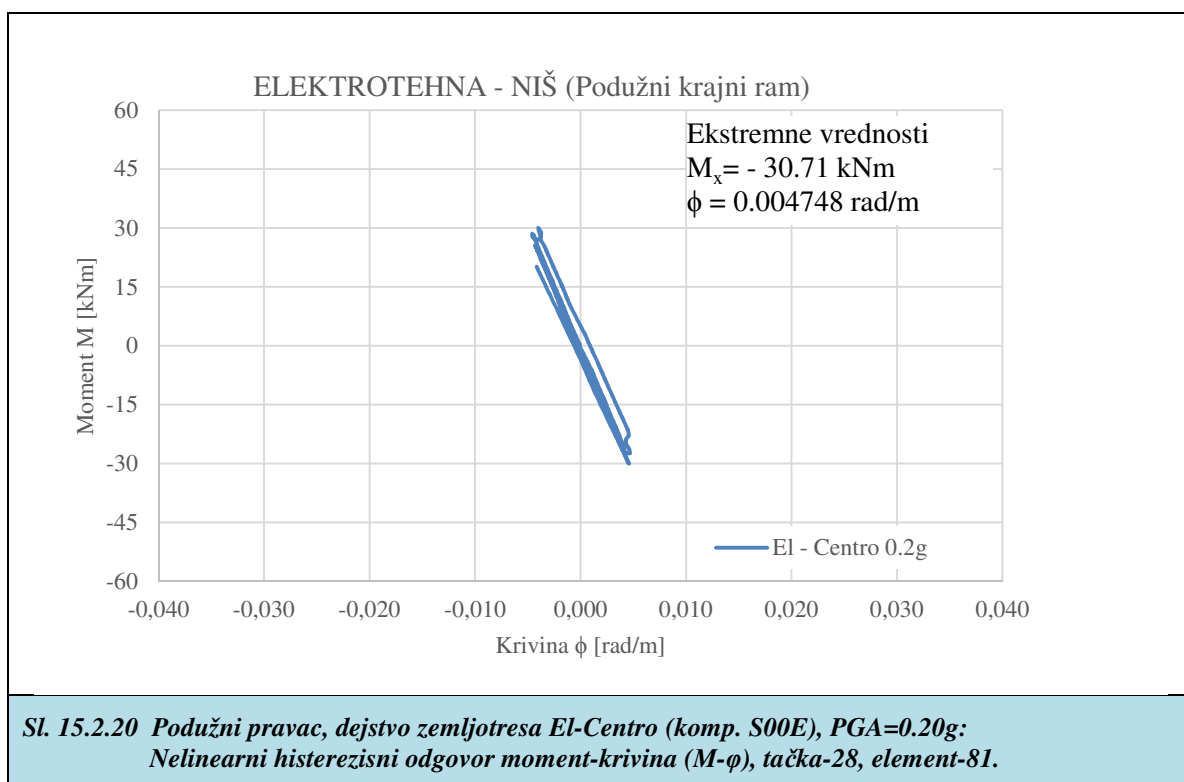
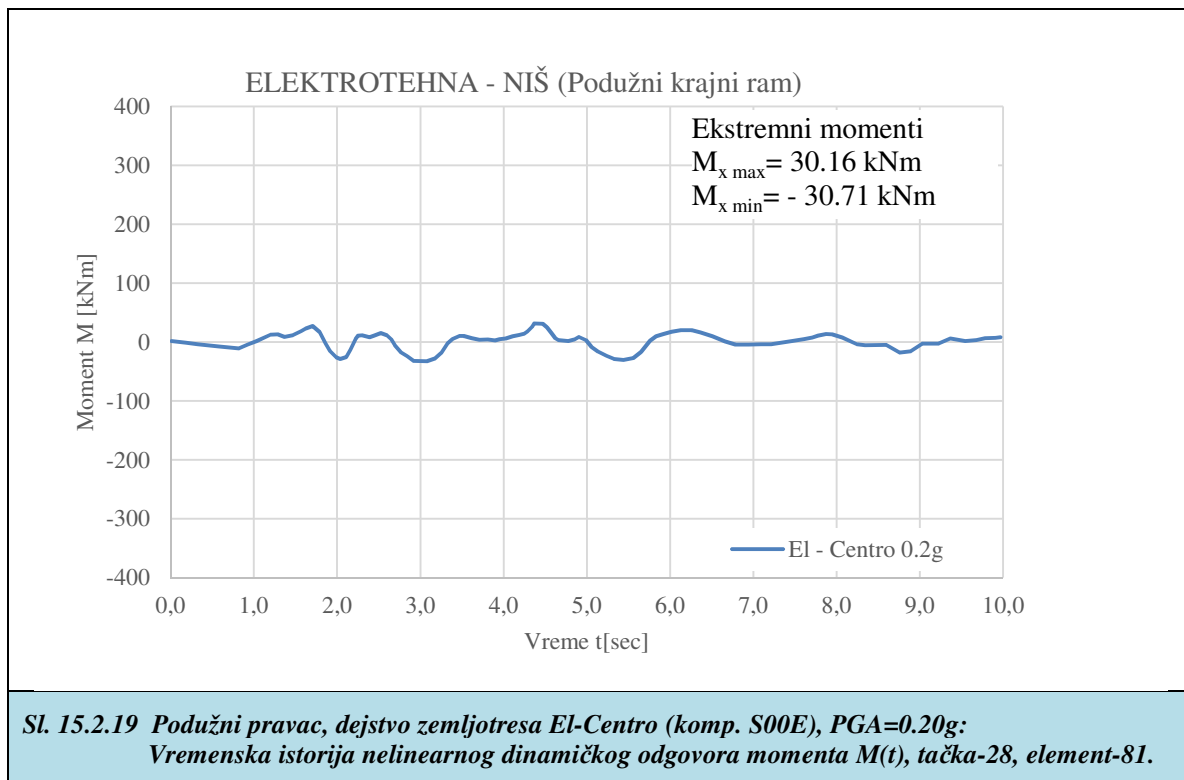
Za najvišu tačku 11, vremenska istorija ubrzanja i pomeranja date su na sl. 15.2.13 i sl. 15.2.14. Dobijena je maksimalna vrednost ubrzanja $\max A = 2,12 \text{ cm/s}^2$.



Za karakteristična tri poprečna preseka: (1) tačka 2, element 2; (2) tačka 7, element 6 i (3) tačka 28, element 81, date su vremenske istorije momenta savijanja i histerezisni dijagrami $M-\phi$ na po dve slike za svaku odabranu tačku (presek) od sl. 15.2.15 do sl. 15.2.20.



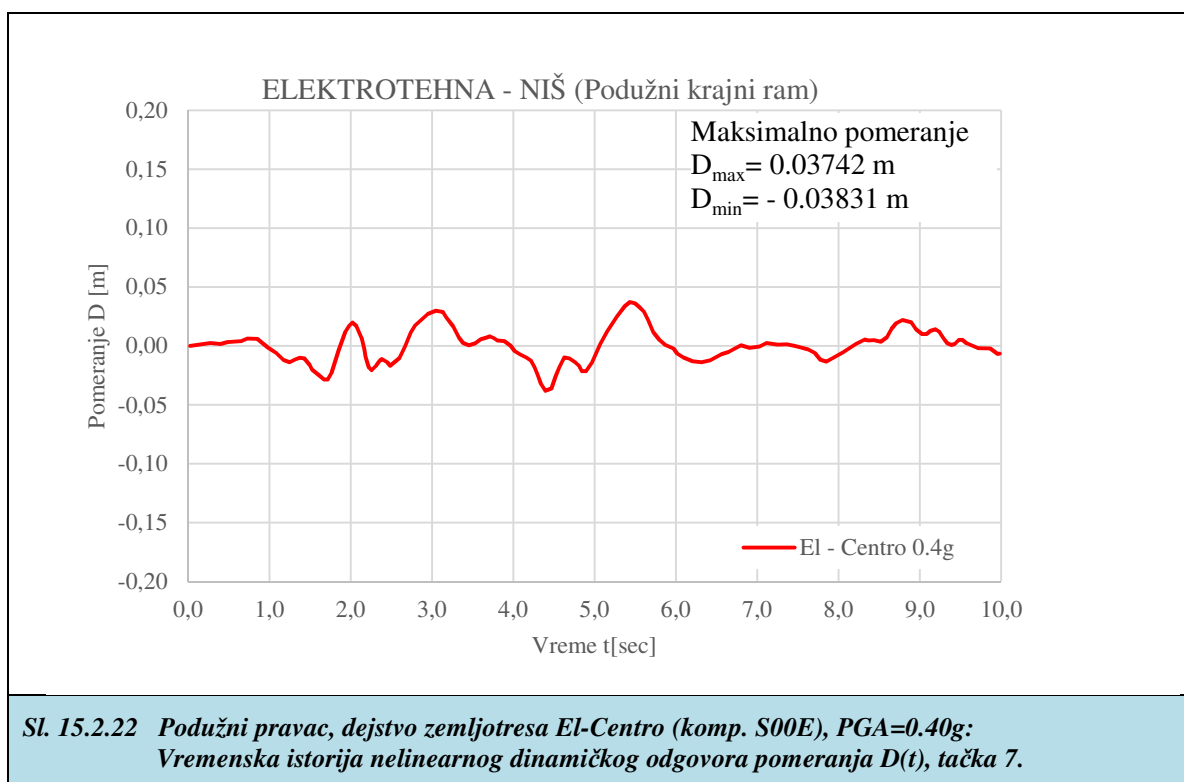
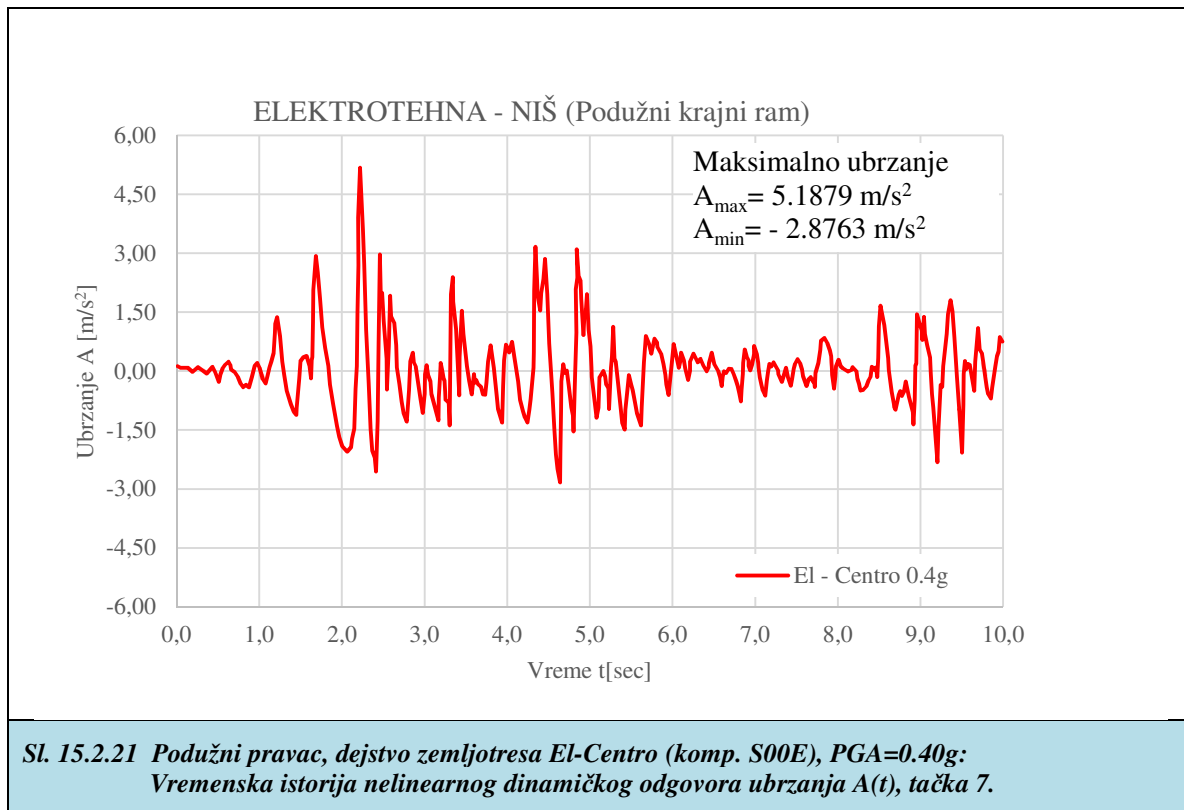




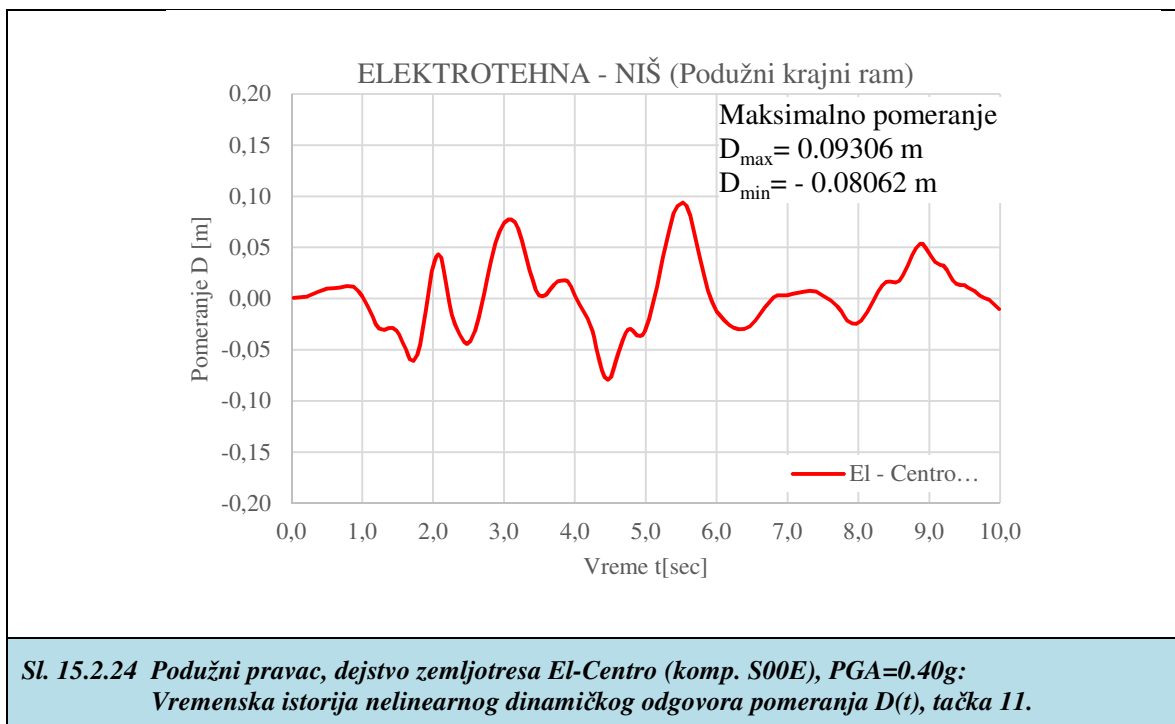
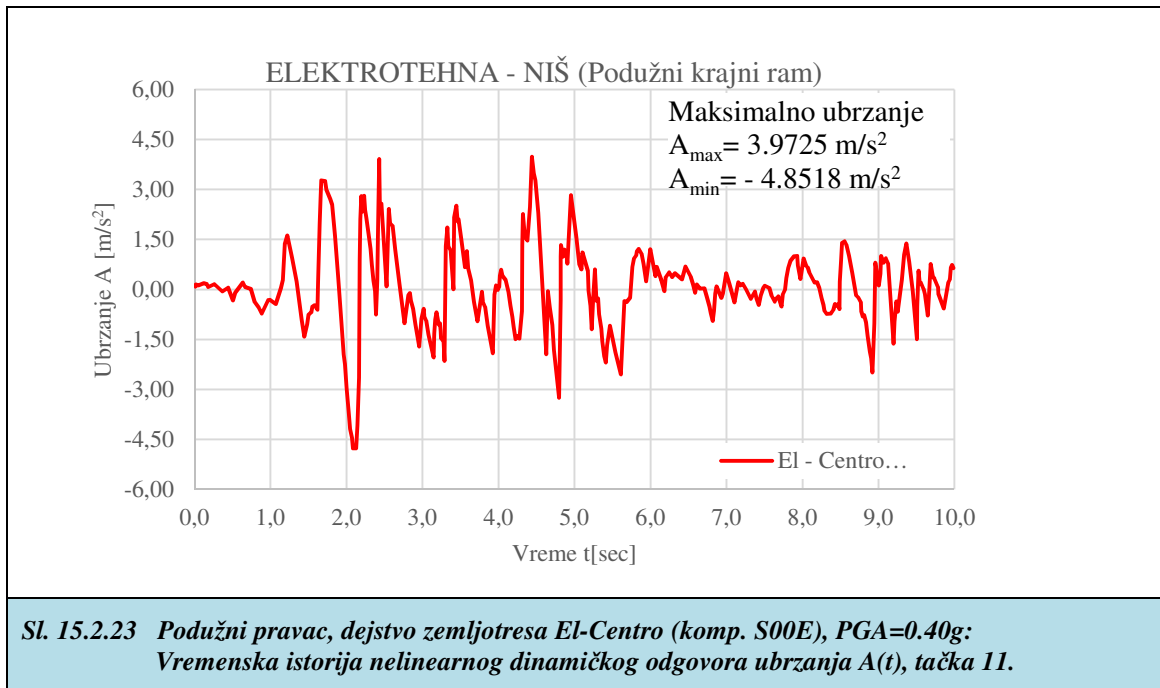
Rezultati pokazuju da je u ovom slučaju nelinearnost sistema intenzivnija, jer su histerezisne zavisnosti $M-\phi$ nešto otvorenije u odnosu na prethodnu analizu.

3) **Dejstvo zemljotresa El-Centro za $\max A = 0.40g$**

Poslednja analiza u podužnom pravcu izvršena je za dejstvo zemljotresa El-Centro sa $\max A = 0,40\text{ g}$.



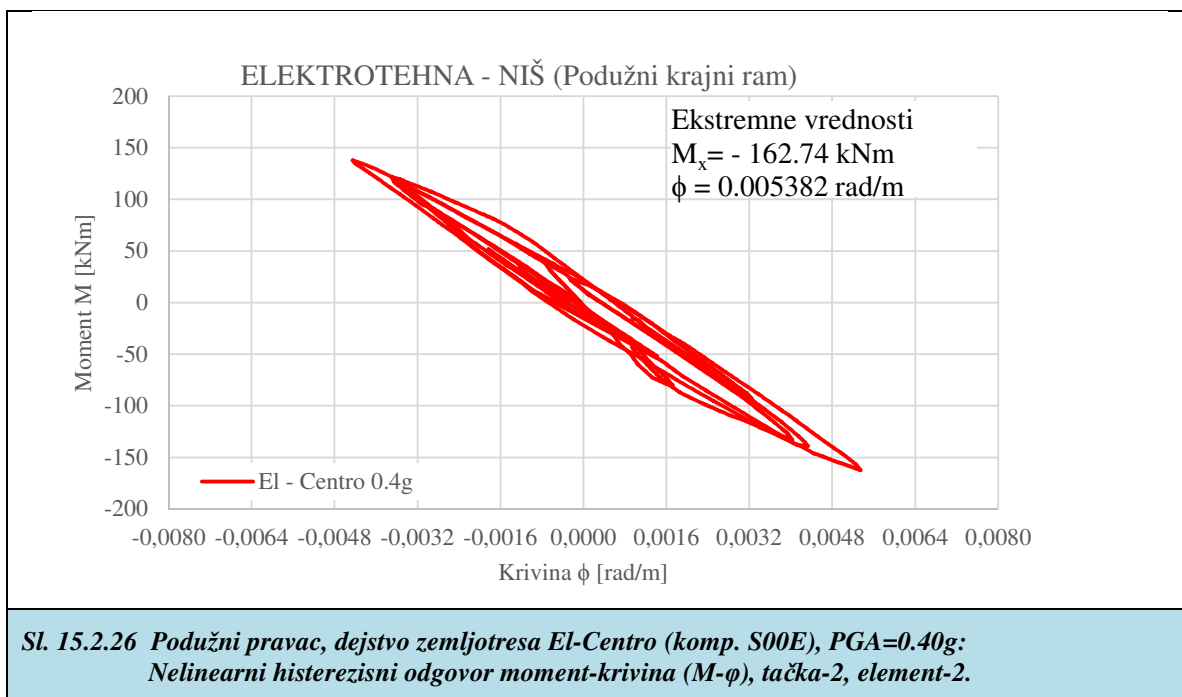
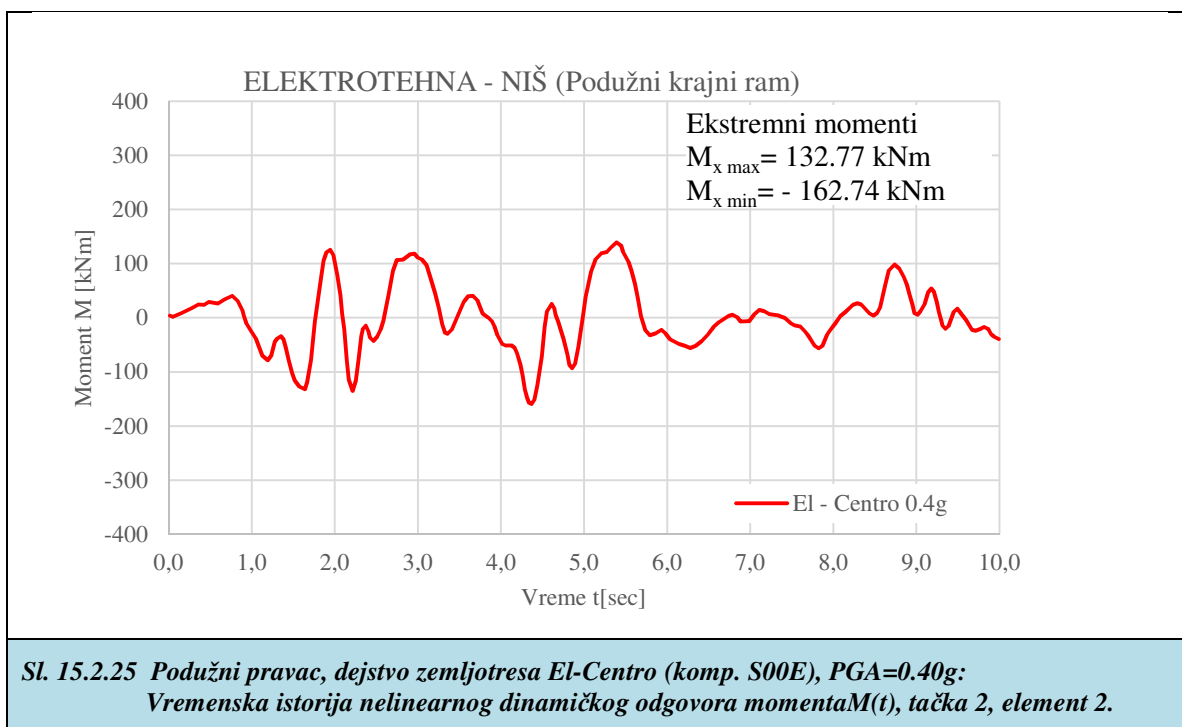
U ovom slučaju, za tačku 7 date su vremenske istorije ubrzanja i pomeranja na sl. 15.2.21 i sl. 15.2.22, za najvišu tačku 11, vremenska istorija ubrzanja i pomeranja date su na sl. 15.2.23 i sl. 15.2.24.



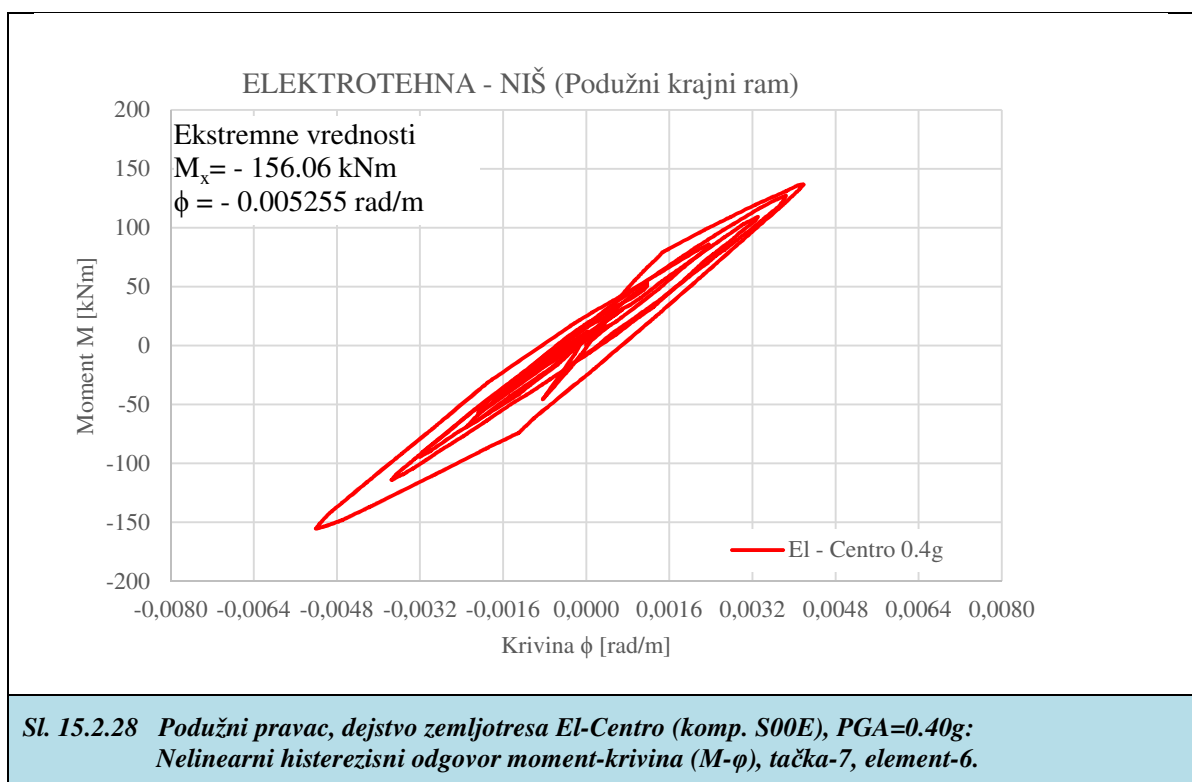
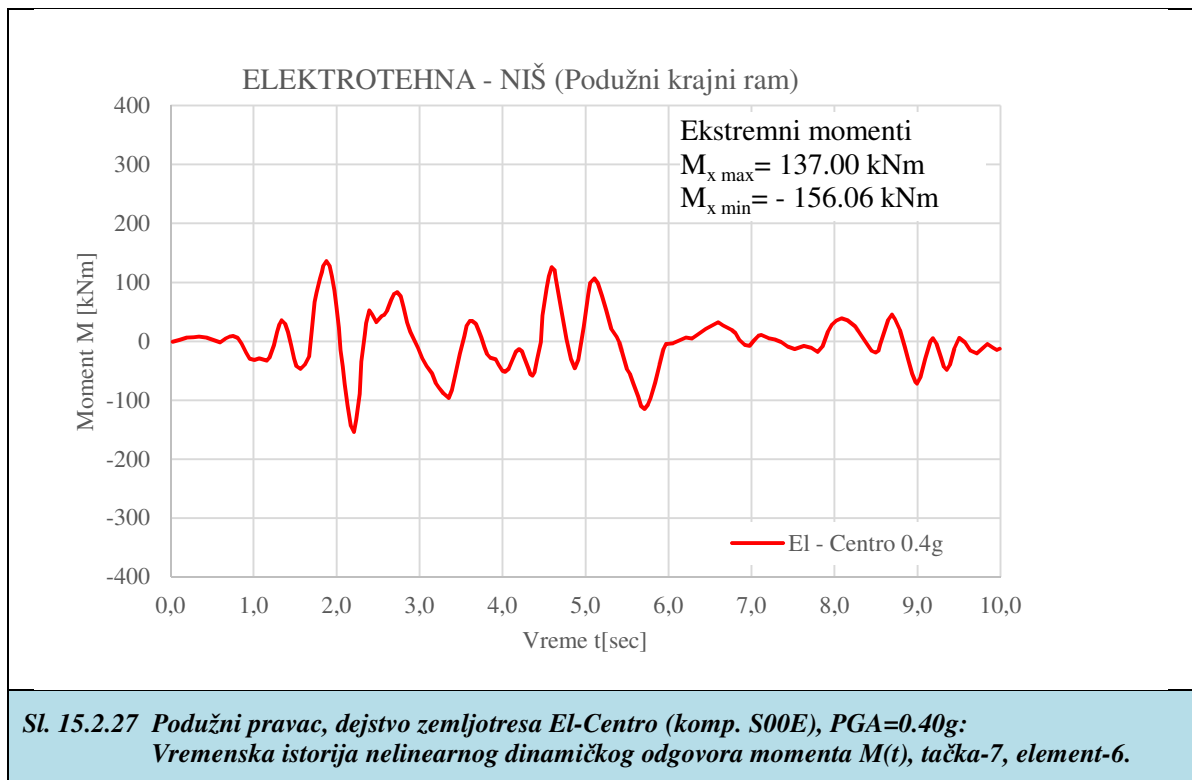
Maksimalna vrednost ubrzanja je $\max A = 4,85 \text{ m/s}^2$ što znači da faktor dinamičke amplifikacije iznosi:

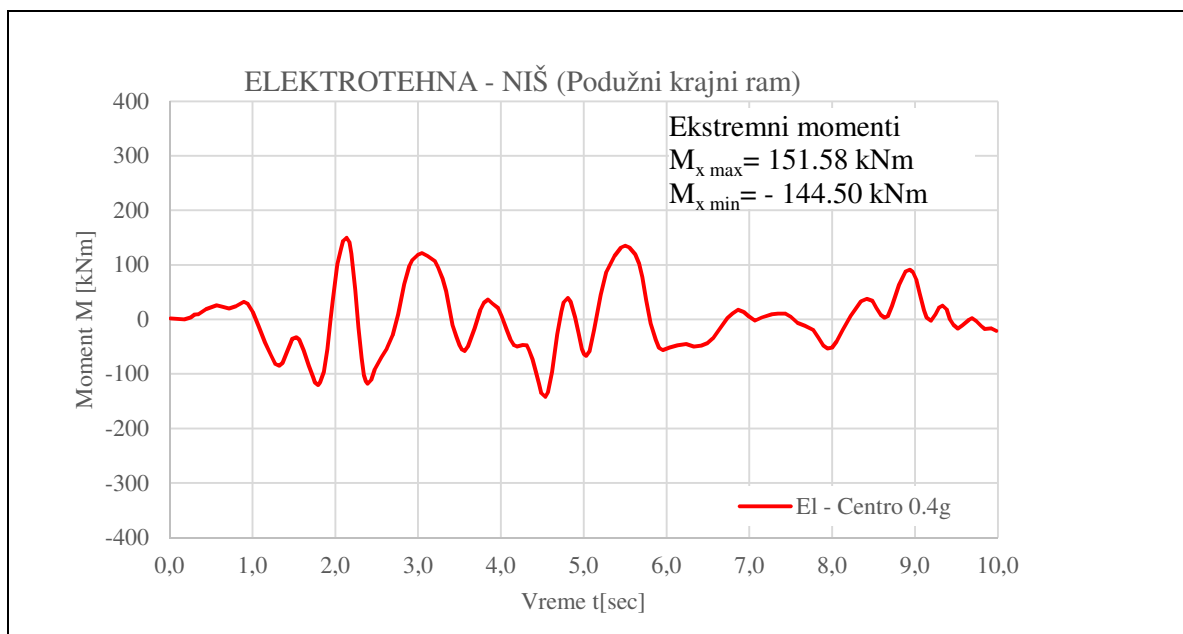
$$\text{DAF} = 4,85/3,924 = 1,23.$$

Na sl. 15.2.25, sl. 15.2.27 i sl. 15.2.29 date su vremenske istorije momenta savijanja za tri karakteristična poprečna preseka i to: (1) za presek 1, tačka 2, element 2; (2) za presek 2, tačka 7, element 6 i (3) presek 3, tačka 45, element 51.

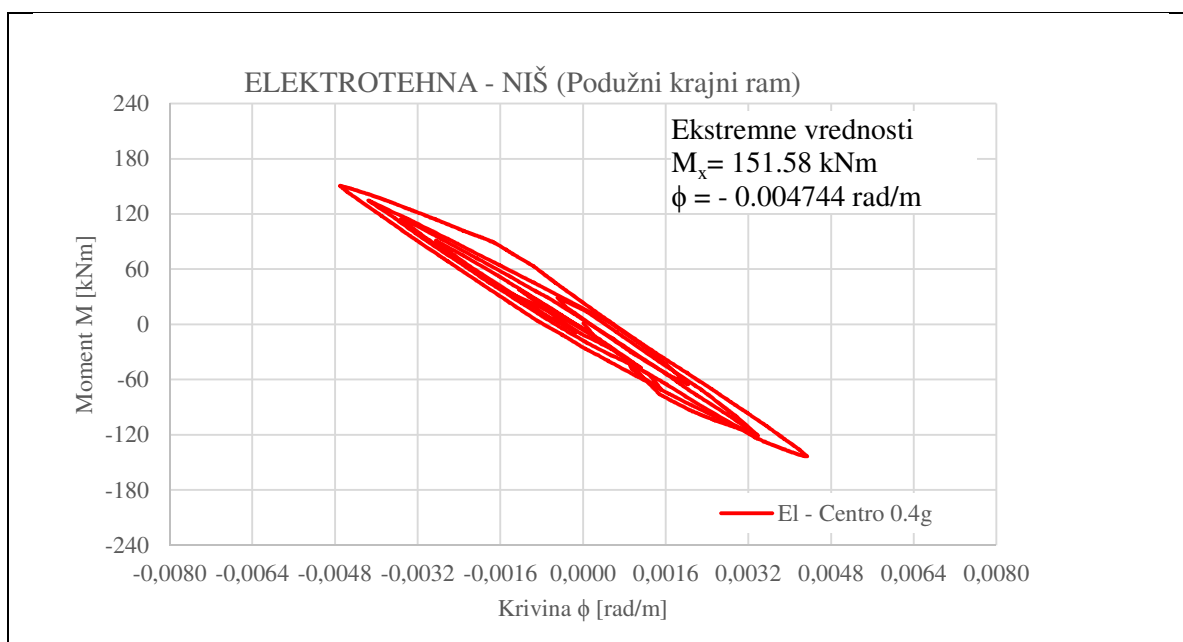


Za ista tri poprečna preseka, histerezisni dijagrami $M-\phi$ dati su na slikama sl. 15.2.26, sl. 15.2.28 i sl. 15.2.30, respektivno.





Sl. 15.2.29 Podužni pravac, dejstvo zemljotresa El-Centro (komp. S00E), $PGA=0.40g$:
 Vremenska istorija nelinearnog dinamičkog odgovora momenta $M(t)$, tačka-45, element-51.



Sl. 15.2.30 Podužni pravac, dejstvo zemljotresa El-Centro (komp. S00E), $PGA=0.40g$:
 Nelinearni histerezisni odgovor moment-krivina ($M-\phi$), tačka-45, element-51.

Histerezisni dijagrami su dosta otvoreni, što ukazuje na znatno uvećanu intenzivnost nelinearnog ponašanja sistema. Ove analize pokazuju da nelinearni modeli omogućavaju detaljan uvid u karakteristike seizmičkog odgovora analiziranog konstruktivnog sistema sa polukrutim vezama.

16 DISKUSIJA REZULTATA DOBIJENA NA OSNOVU IZVRŠENIH ANALITIČKIH ISTRAŽIVANJA NELINEARNOG SEIZMIČKOG ODGOVORA HALE SA POLUKRUTIM VEZAMA

Istraživanja prikazana u ovoj doktorskoj disertaciji uspešno su realizovana zahvaljujući tome što je formirana fundamentalna baza eksperimentalnih podataka dobijenih na osnovu izvršenih teorijskih analiza obimnih eksperimentalnih ispitivanja fizičkih modela konstruktivnih veza u prirodnoj veličini do stadijuma loma. Pri realizaciji detaljnih analitičkih istraživanja prikazanih u poglavlju 14 i poglavlju 15, primenjen je veoma konzistentan koncept specifičnih analiza primenom nelinearnog matematičkog modela.

Da bi se dobio adekvatan uvid u realno ponašanje konstruktivnog sistema, analizirana je seizmička stabilnost i karakteristike nelinearnog seizmičkog ponašanja sistema za tri karakteristične seizmičke zone i to:

1. Analiza seizmičke stabilnosti objekta za $PGA=0,10g$;
2. Analiza seizmičke stabilnosti objekta za $PGA=0,20g$;
3. Analiza seizmičke stabilnosti objekta za $PGA=0,40g$;

Prema postojećim propisima za projektovanje seizmički otpornih konstrukcija objekat je projektovan za VIII seizmičku zonu prema MCS skali, što približno može odgovarati pik akceleraciji od $PGA=0,20g$, ali pri tome nisu vršene direktne dinamičke analize. Izvršene su jedino standardne statičke analize dejstva definisanih seizmičkih sila za poprečni i podužni pravac objekta. Zbog toga je ovaj objekat predstavljao pogodan prototip za realizaciju predmetnih specifičnih istraživanja za različita seizmička dejstva.

Na taj način, a naročito pošto su prethodno izvršena eksperimentalna ispitivanja modela na osnovu kojih su dobijeni rezultati koji su primenjeni pri ovoj analizi, stvorena je mogućnost da se da mnogo tačnija ocena ponašanja konstruktivnog sistema. Pomenute detaljne nelinearne analize su izvršene za sve tri seizmičke zone primenom predloženog nelinearnog matematičkog modela. Za svaku seizmičku zonu analiza objekta je izvršena za dejstvo zemljotresa u poprečnom pravcu-x i u podužnom pravcu-y, a pri tome su korišćeni zapisi dva različita zemljotresa. Na taj način je izvršeno 12 nelinearnih analiza i to:

***16. Diskusija rezultata dobijena na osnovu izvršenih analitičkih istraživanja
nelinearnog seizmičkog odgovora hale sa polukrutim vezama***

- (1) Za $PGA = 0,10g$; (2 pravca x 2 zemljotresa) $n = 4$ analize
(2) Za $PGA = 0,20g$; (2 pravca x 2 zemljotresa) $n = 4$ analize
(3) Za $PGA = 0,40g$; (2 pravca x 2 zemljotresa) $n = 4$ analize.

Pošto su sve analize nelinearne, u svakom koraku integracije dinamičke jednačine ravnoteže sistema formirana je nova matrica krutosti, koristeći parametre na osnovu izvršenih eksperimentalnih ispitivanja i na osnovu izvršene analize granične nosivosti preseka. Pošto je pri svakoj analizi korišćeno ukupno vreme trajanja zemljotresa $T=10s$, a primenjen je veoma mali vremenski korak rešenja $\Delta t=0,01s$, proizlazi da jedna nelinearna dinamička analiza u sebi sadrži 1000 klasičnih statičkih analiza. Imajući u vidu da je izvršeno 12 nelinearnih analiza jasno je da rezultati svih istraživanja odgovaraju realizaciji 12000 klasičnih statičkih analiza.

Za realizaciju detaljnih analiza sistema za takve specifične namene korišćen je odgovarajući kompjuterski program NORA2005, koji je prikazan u poglavlju 11 i poglavlju 12.

Koristeći rezultate izvršenih eksperimentalnih istraživanja, kao i mogućnost primene razvijenog kompjuterskog softvera, uspešno su realizovana detaljna istraživanja na bazi kojih je moguće izvući relevantne zaključke o stepenu seizmičke otpornosti sistema u uslovima zona različitog seizmičkog intenziteta.

U posebnim tačkama 16.1, 16.2, 16.3 i 16.4, ukratko su sumirani zaključci o ponašanju i seizmičkoj stabilnosti sistema za tri seizmičke zone, respektivno. Ovi zaključci su potkrepljeni tabelarnim prikazom reprezentativnih rezultata na osnovu izvršenih nelinearnih seizmičkih analiza.

Identifikacija pomenutih rezultata može se izvršiti na bazi obeležavanja upotrebljenih pri formulisanju nelinearnih analitičkih modela posebno za poprečni a posebno za podužni pravac analiziranog objekta.

16.1 Nelinearno ponašanje sistema za PGA=0,10g

U tabeli 16.1.1 za poprečni pravac date su komparativno maksimalne krivine odgovora konstruktivnog sistema u kritičnim presecima $\phi(rad/m)$ za oba zemljotresa, kao i parametri kapaciteta nosivosti svakog preseka, uključujući granični kapacitet $\phi_u(rad/m)$. Jasno je da ako je $\phi_u > \phi$ to znači da je "odgovor tog preseka po krivini" manji od graničnog kapaciteta i presek je siguran.

Tabela 16.1.1. Poprečni pravac: Upoređenje maksimalnog odgovora $M-\phi$ i kapaciteta nosivosti preseka za zemljotresni intenzitet 0.10g.

Element	Tačka	EL-CENTRO		ULCINJ-ALBATROS		POPREČNI PRAVAC: NELINEARNE ANVELOPNE KRIVE $M-\phi$							
		0.10g		0.10g		$\phi_{\text{C}}(\text{rad/m})$	$M_{\text{C}}(\text{kNm})$	$\phi_{\text{Y}}(\text{rad/m})$	$M_{\text{Y}}(\text{kNm})$	$\phi_{\text{U}}(\text{rad/m})$	$M_{\text{U}}(\text{kNm})$		
		$\phi(\text{rad/m})$	$M(\text{kNm})$	$\phi(\text{rad/m})$	$M(\text{kNm})$								
2	2	0.002744	121.21	0.00365	141.61	0.002055	104.9	0.010187	288.88	0.033952	343.14		
6	7	0.001691	86.34	0.002128	106.88	0.002055	104.9	0.010187	288.88	0.033952	343.14		
7	7	0.001494	75.91	0.00276	107.46	0.001561	79.39	0.008943	247.76	0.042368	298.48		
10	11	0.001451	73.59	0.00105	66.22	0.001561	79.39	0.008943	247.76	0.042368	298.48		
22	34	0.003797	119.35	0.004644	132.67	0.001681	80.46	0.009011	207.83	0.044904	247.61		
26	39	0.003584	114.74	0.004407	127.34	0.001681	80.46	0.009011	207.83	0.044904	247.61		
33	7	0.002439	143.27	0.002827	164.82	0.000595	25	0.00316	185	0.125665	200		
44	39	0.001365	73.03	0.001561	85.09	0.000595	25	0.00316	185	0.125665	200		

(Oznake: c-tačka prve pukotine betona, y- tačka tečenja, u- granična tačka nosivosti)

16. Diskusija rezultata dobijena na osnovu izvršenih analitičkih istraživanja
nelinearnog seizmičkog odgovora hale sa polukrutim vezama

Imajući u vidu navedene parametre, izuzetno pogodan lokalni faktor za ocenu seizmičke sigurnosti preseka može se definisati kao:

$$FSS = \phi_u / \phi; (FSS \geq 1, \text{ po definiciji})$$

To znači da ako je $FSS \geq 1$, presek ima zadovoljavajuću sigurnost. Naravno, odmah posle ϕ_u , ne nastupa kruti lom, te se u određenim slučajevima neki manji procenat prekoračenja može tolerisati.

Tabela 16.1.2. Podužni pravac: Upoređenje maksimalnog odgovora $M-\phi$ i kapaciteta nosivosti preseka za zemljotresni intenzitet 0.10g.

Element	Tačka	EL-CENTRO		ULCINJ-ALBATROS		PODUŽNI PRAVAC: NELINEARNE ANVELOPNE KRIVE $M-\phi$						
		0.10g		0.10g		ϕ_c (rad/m)	M_c (kNm)	ϕ_y (rad/m)	M_y (kNm)	ϕ_u (rad/m)	M_u (kNm)	
		ϕ (rad/m)	M (kNm)	ϕ (rad/m)	M (kNm)							
2	2	0.001001	52	0.001371	71	0.001378	71.5	0.008405	226.97	0.046366	277	
6	7	0.000856	45	0.0009	47	0.001378	71.5	0.008405	326.97	0.046366	277	
7	7	0.000994	49	0.000932	46	0.001128	55.49	0.007795	203.73	0.052285	249.95	
22	23	0.001382	70	0.001961	89	0.001561	79.39	0.008943	247.76	0.042368	298.48	
26	28	0.000908	46	0.001178	60	0.001561	79.39	0.008943	247.76	0.042368	298.48	
80	28	0.003559	21	0.004409	27	0.000416	2.56	0.00471	28.37	0.125665	33.27	
81	28	0.3531	21	0.004409	27	0.000416	2.56	0.00471	28.37	0.125665	33.27	
46	40	0.001091	56	0.001487	76	0.002055	104.9	0.010187	288.88	0.033952	343.14	
50	45	0.000868	45	0.000946	48	0.002055	104.9	0.010187	288.88	0.033952	343.14	
51	45	0.001251	64	0.001282	65	0.001561	79.39	0.008943	247.76	0.042368	298.44	
86	45	0.0046	30	0.00477	30	0.000416	2.56	0.00471	28.37	0.125665	33.27	

(Oznake: c-tačka prve pukotine betona, y- tačka tečenja, u- granična tačka nosivosti)

*16. Diskusija rezultata dobijena na osnovu izvršenih analitičkih istraživanja
nelinearnog seizmičkog odgovora hale sa polukrutim vezama*

U tabeli 16.1.2 su za podužni pravac komparativno date maksimalne vrednosti odgovora krivine ϕ i kapaciteta nosivosti kritičnih poprečnih preseka ϕ_u . I u ovom slučaju je zadovoljeno za sve preseke $FSS = \phi_u / \phi > 1$. Međutim, očigledno je FSS mnogo veći od jedinice te sledi zaključak da za ova dejstva konstrukcija ima visok stepen seizmičke sigurnosti i u podužnom pravcu.

Prikazani rezultati izvršenih seizmičkih analiza su veoma konzistentni i u saglasnosti su sa očekivanjem da analizirana konstrukcija pokaže visok stepen seizmičke sigurnosti za ova dejstva, jer je njen konstruktivni sistem projektovan za VIII seizmičku zonu prema MCS skali, a u praksi se za tu zonu obično usvaja da je ubrzanje tla 0,2g.

Lokalni faktor sigurnosti definisan preko krivine u suštini je zasnovan na najadekvatnije definisanom kriterijumu koji počiva na upoređenju:

- (1) Postojećeg kapaciteta (CAPACITY) i
- (2) Zahtevani kapacitet (DEMAND) sistema za dejstvo zemljotresa.

Za obezbeđivanje seizmičke sigurnosti uvek je potrebno zadovoljiti uslov:

$$DEMAND \leq CAPACITY$$

Za ovaj nivo pobude evidentno je da se konstrukcija ponaša skoro linearno, a da prisutna nelinearnost nije izražena, jer je uglavnom rezultat pojave prve mikro pukotine u betonu na zategnutoj strani preseka.

16.2 Nelinearno ponašanje sistema za PGA=0,20 g

U tabeli 16.2.1 su za poprečni pravac komparativno date maksimalne krivine odgovora konstruktivnog sistema u kritičnim poprečnim presecima $\phi(rad/m)$ za oba zemljotresa, kao i parametri kapaciteta nosivosti svakog preseka uključujući i granični kapacitet krivine $\phi_u(rad/m)$.

16. Diskusija rezultata dobijena na osnovu izvršenih analitičkih istraživanja
nelinearnog seizmičkog odgovora hale sa polukrutim vezamaTabela 16.2.1. Poprečni pravac: Upoređenje maksimalnog odgovora $M-\phi$ i kapaciteta nosivosti preseka za zemljotresni intenzitet 0.20g.

Element	Tačka	EL-CENTRO		ULCINJ-ALBATROS		POPREČNI PRAVAC: NELINEARNE ANVELOPNE KRIVE $M-\phi$							
		0.20g		0.20g		ϕ (rad/m)	M (kNm)	ϕ_C (rad/m)	M_C (kNm)	ϕ_Y (rad/m)	M_Y (kNm)	ϕ_U (rad/m)	M_U (kNm)
		ϕ (rad/m)	M (kNm)	ϕ (rad/m)	M (kNm)								
2	2	0.006012	196.4	0.007241	222.28	0.002055	104.9	0.010187	288.88	0.033952	343.14		
6	7	0.003859	147.8	0.004588	162.54	0.002055	104.9	0.010187	288.88	0.033952	343.14		
7	7	0.003245	118.2	0.004123	137.81	0.001561	79.39	0.008943	247.76	0.042368	298.48		
10	11	0.003329	121.3	0.001537	78.24	0.001561	79.39	0.008943	247.76	0.042368	298.48		
22	34	0.007487	182.2	0.009058	208.96	0.001681	80.46	0.009011	207.83	0.044904	247.61		
26	39	0.007132	176.9	0.008765	202.56	0.001681	80.46	0.009011	207.83	0.044904	247.61		
33	7	0.003257	195.4	0.003148	193.97	0.000595	25	0.00316	185	0.125665	200		
44	39	0.00211	120	0.002312	133.99	0.000595	25	0.00316	185	0.125665	200		

(Oznake: c-tačka prve pukotine betona, y- tačka tečenja, u- granična tačka nosivosti)

I u ovom slučaju za poprečni pravac lokalni faktori sigurnosti su veći od jedan ($FSS > 1$) što znači da svi poprečni preseki imaju odgovarajuću sigurnost.

U tabeli 16.2.2 su za podužni pravac komparativno date maksimalne krivine odgovora u kritičnim poprečnim presecima za oba zemljotresa kao i parametri kapaciteta nosivosti svakog preseka uključujući i graničan kapacitet krivine ϕ_u (rad/m).

16. Diskusija rezultata dobijena na osnovu izvršenih analitičkih istraživanja
nelinearnog seizmičkog odgovora hale sa polukrutim vezamaTabela 16.2.2. Podužni pravac: Upoređenje maksimalnog odgovora $M-\phi$ i kapaciteta nosivosti preseka za zemljotresni intenzitet 0.20g.

Tačka Element	EL-CENTRO		ULCINJ- ALBATROS		PODUŽNI PRAVAC: NELINEARNE ANVELOPNE KRIVE $M-\phi$						
	0.20g		0.20g		ϕ_c (rad/m)	M_c (kNm)	ϕ_y (rad/m)	M_y (kNm)	ϕ_u (rad/m)	M_u (kNm)	
	ϕ (rad/m)	M (kNm)	ϕ (rad/m)	M (kNm)							
2	0.002414	94.03	0.002889	105.8	0.001378	71.5	0.008405	226.97	0.046366	277	
6	0.002418	93.58	0.002255	91.21	0.001378	71.5	0.008405	326.97	0.046366	277	
7	0.002458	85.12	0.002465	86.04	0.001128	55.49	0.007795	203.73	0.052285	249.95	
22	0.003379	121.3	0.003836	131.3	0.001561	79.39	0.008943	247.76	0.042368	298.48	
26	0.001633	81.59	0.002121	92.04	0.001561	79.39	0.008943	247.76	0.042368	298.48	
80	0.00481	30.6	0.004774	30.85	0.000416	2.56	0.00471	28.37	0.125665	33.27	
81	0.004748	30.71	0.00479	31	0.000416	2.56	0.00471	28.37	0.125665	33.27	
46	0.002244	109.3	0.002892	123.5	0.002055	104.9	0.010187	288.88	0.033952	343.14	
50	0.002212	106.5	0.002024	103.4	0.002055	104.9	0.010187	288.88	0.033952	343.14	
51	0.002725	106.2	0.0027	105.9	0.001561	79.39	0.008943	247.76	0.042368	298.44	
86	0.004881	31.52	0.004744	31.12	0.000416	2.56	0.00471	28.37	0.125665	33.27	

(Oznake: c-tačka prve pukotine betona, y- tačka tečenja, u- granična tačka nosivosti)

I u ovom slučaju za podužni pravac lokalni faktori sigurnosti su veći od jedan ($FSS > 1$) pa su poprečni preseki sa zadovoljavajućom sigurnošću.

Za ove intenzitete zemljotresa, konstruktivni sistem je sa znatno većim stepenom nelinearnih deformacija. To se direktno može zaključiti na bazi prikazanih histerezisnih dijagrama odgovora moment-krivina ($M-\phi$) koji su u ovom slučaju znatno izraženiji.

Međutim, konstruktivni sistem pokazuje zadovoljavajući stepen seizmičke sigurnosti kako na lokalnom tako i na globalnom nivou.

16.3 Nelinearno ponašanje sistema za PGA=0,40 g

Na bazi rezultata izvršenih analiza i za ovaj intenzitet zemljotresa dat je komparativni tabelarni prikaz.

U tabeli 16.3.1 su za poprečni pravac komparativno date maksimalne krivine odgovora kritičnih poprečnih preseka ϕ (rad/m) za oba zemljotresa, kao i parametri kapaciteta nosivosti preseka.

Tabela 16.3.1. Poprečni pravac: Upoređenje maksimalnog odgovora $M-\phi$ i kapaciteta nosivosti preseka za zemljotresni intenzitet 0.40g.

Element	Tačka		EL-CENTRO		ULCINJ-ALBATROS		POPREČNI PRAVAC: NELINEARNE ANVELOPNE KRIVE $M-\phi$							
	0.40g		0.40g		0.40g		ϕ (rad/m)	M (kNm)	ϕ_c (rad/m)	M_c (kNm)	ϕ_y (rad/m)	M_y (kNm)	ϕ_u (rad/m)	M_u (kNm)
2	2	0.017437	307.17	0.018884	311.48	0.002055	104.9	0.010187	288.88	0.033952	343.14			
6	7	0.007002	215.83	0.008864	262.98	0.002055	104.9	0.010187	288.88	0.033952	343.14			
7	7	0.005322	163.93	0.006811	220.08	0.001561	79.39	0.008943	247.76	0.042368	298.48			
10	11	0.006435	190.8	0.003011	111.44	0.001561	79.39	0.008943	247.76	0.042368	298.48			
22	34	0.013078	240.64	0.039082	244.46	0.001681	80.46	0.009011	207.83	0.044904	247.61			
26	39	0.031157	239.59	0.036271	243.91	0.001681	80.46	0.009011	207.83	0.044904	247.61			
33	7	0.003275	192.96	0.003204	197.19	0.000595	25	0.00316	185	0.125665	200			
44	39	0.00304	178.72	0.003115	188.5	0.000595	25	0.00316	185	0.125665	200			

(Oznake: c-tačka prve pukotine betona, y-tačka tečenja, u-tačka granična tačka nosivosti)

16. Diskusija rezultata dobijena na osnovu izvršenih analitičkih istraživanja
nelinearnog seizmičkog odgovora hale sa polukrutim vezama

U tabeli 16.3.2, su za podužni pravac komparativno date maksimalne krivine odgovora kritičnih poprečnih preseka ϕ (rad/m) za oba zemljotresa, komparativno sa kapacitetima nosivosti preseka.

Tabela 16.3.2. Podužni pravac: Upoređenje maksimalnog odgovora $M-\phi$ kapaciteta nosivosti preseka za zemljotresni intenzitet 0.40g.

Tačka	Element	EL-CENTRO 0.40g		ULCINJ- ALBATROS 0.40g		PODUŽNI PRAVAC: NELINEARNE ANVELOPNE KRIVE $M-\phi$					
		ϕ (rad/m)	M (kNm)	ϕ (rad/m)	M (kNm)	ϕ_c (rad/m)	M _c (kNm)	ϕ_y (rad/m)	M _y (kNm)	ϕ_u (rad/m)	M _u (kNm)
2	2	0.005382	162.7	0.006651	191.34	0.001378	71.5	0.008405	226.97	0.046366	277
6	7	0.005255	156.1	0.00492	150.7	0.001378	71.5	0.008405	326.97	0.046366	277
7	7	0.004285	125	0.004612	133.69	0.001128	55.49	0.007795	203.73	0.052285	249.95
22	23	0.006583	194.1	0.008245	232.15	0.001561	79.39	0.008943	247.76	0.042368	298.48
26	28	0.003693	129.7	0.004451	146.42	0.001561	79.39	0.008943	247.76	0.042368	298.48
80	28	0.004783	32.48	0.034552	32.70	0.000416	2.56	0.00471	28.37	0.125665	33.27
81	28	0.004806	31.67	0.004	32.21	0.000416	2.56	0.00471	28.37	0.125665	33.27
46	40	0.00566	191.1	0.7260	224.43	0.002055	104.9	0.010187	288.88	0.033952	343.14
50	45	0.005621	185.3	0.005336	180.54	0.002055	104.9	0.010187	288.88	0.033952	343.14
51	45	0.004744	151.6	0.005459	170.16	0.001561	79.39	0.008943	247.76	0.042368	298.44
86	45	0.05665	31.32	0.019355	32.03	0.000416	2.56	0.00471	28.37	0.125665	33.27

(Oznake: c-tačka prve pukotine betona, y- tačka tečenja, u- granična tačka nosivosti)

Na osnovu prikazanih rezultata evidentno je da je u oba slučaja $FSS > 1$ za sve preseke. Time se potvrđuje da je konstruktivni sistem sa zadovoljavajućim stepenom sigurnosti za ovaj intenzitet zemljotresa. Međutim, histerezisni dijagrami su znatno otvoreniji u najkritičnijim prescima.

Ova saznanja ukazuju da je predmetna konstrukcija sa intenzivnim nelinearnim ponašanjem i da u slučaju incidentne pojave zemljotresa sa većom pik akceleracijom od 0.40g može biti dovedena u novo nelinearno stanje u kome bi došlo do velikih oštećenja najkritičnijih poprečnih preseka ili do potpunog rušenja.

Ovakve uvećane pik akceleracije su veoma česte i zbog toga konstruktivne veze sistema moraju biti dopunski obezbeđene.

Ovaj problem može biti još više potenciran u slučajevima nepogodnih frekventnih sastava zemljotresa. Sagledane potrebe i mogući načini ojačanja i obezbeđenja konstruktivnih veza za dejstvo najjačih zemljotresa obrazložene su u vidu preporuka za projektovnje, i preporuka za dalja istraživanja, koje su date u završnom poglavlju ove doktorske disertacije.

16.4 Analiza spratnih pomeranja sistema za poprečni i podužni pravac dejstva zemljotresa

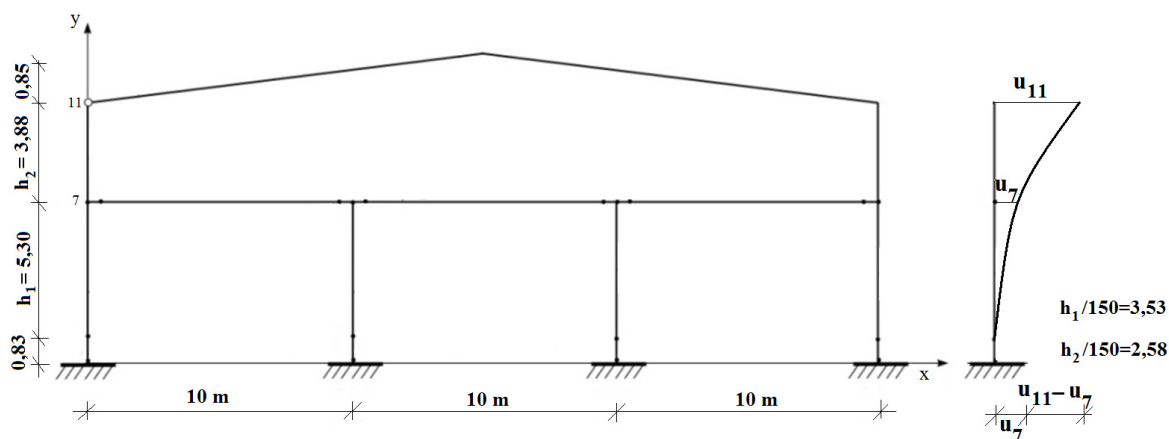
Prema važećem Pravilniku o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima [107], za prototip industrijski proizvedenih objekata u većim serijama metoda dinamičke analize se sprovodi za projektni i maksimalno očekivani zemljotres.

Ako parametri konstrukcije za linearno i nelinearno ponašanje nisu određeni posebno sprovedenim teorijskim i eksperimentalnim istraživanjima u proračun se uzima maksimalno relativno pomeranje spratova za projektni nivo zemljotresa koje za umerene nelinearne deformacije u konstrukciji ne sme biti veće od $h_i/150$, gde je h_i visina i-tog sprata.

Na osnovu sprovedenih nelinearnih analiza u tabeli 16.4.1 prikazane su veličine pomeranja karakterističnih tačaka 7 i 11, kao i razlika u spratnim pomeranjima između tačaka 11 i 7. Granična vrednost dozvoljenog spratnog pomeranja za prizemlje objekta iznosi $h_1/150 = 530/150 = 3,53\text{cm}$, a za sprat $h_2/150 = 388/150 = 2,58\text{cm}$.

Tabela 16.4.1. Spratna pomeranja sistema za poprečni i podužni pravac: u (cm)

Elem.	POPREČNI PRAVAC					
	ULCINJ - ALBATROS			EL-CENTRO		
	0,10 g	0,20 g	0,40 g	0,10 g	0,20 g	0,40 g
7	1,89	3,88	8,26	1,56	3,13	7,27
11	3,14	6,72	15,39	2,63	3,13	12,42
$\Delta(11-7)$	1,25	2,84	7,13	1,07	5,114	5,15
Elem.	PODUŽNI PRAVAC					
	ULCINJ - ALBATROS			EL-CENTRO		
	0,10 g	0,20 g	0,40 g	0,10 g	0,20 g	0,40 g
7	1,18	2,21	5,31	0,92	1,89	3,83
11	2,69	4,92	11,67	2,13	3,48	9,31
$\Delta(11-7)$	1,51	2,71	6,36	1,29	1,59	5,48



sl. 16.1 Spratna pomeranja poprečnog rama sistema

Ako se kao projektni nivo zemljotresa usvoji zemljotres sa pik akceleracijom $PGA=0,20g$, iz tabele 16.4.1 jasno se uočava da ovaj uslov za poprečni pravac nije zadovoljen, kako za prizemlje tako i za sprat objekta za zemljotres Ulcinj-Albatros, dok za podužni pravac uslov nije zadovoljen za sprat objekta.

Za eventualni zemljotres sa pik akceleracijom $PGA=0,40g$ i za zemljotres Ulcinj-Albatros i El-Centro veličina spratnih pomeranja je prekoračena za oba pravca. Ova činjenica ukazuje na potrebu da se u fazi projektovanja takvih konstrukcija mora uzeti u obzir i takozvani P- δ efekat, pogotovo kod objekata kod kojih su spratne visine nešto veće, kao kod industrijskih objekata. Tada je i za svakodnevnu inženjersku praksu potrebno proračun sprovesti i po Teoriji drugog reda.

Kako je pokazano u [151], kada se veze glavnih nosača i stubova tretiraju realno, sa određenim stepenom uklještenja, odnosno kao polukrute, to može značajno da utiče na pomerljivost sistema, osnovne dinamičke karakteristike sistema i promene vitkosti odnosno dužine izvijanja stubova, i to se mora uzeti u obzir.

17 ZAVRŠNE NAPOMENE

17.1 Zaključci

Na bazi dobijenih rezultata obimnih teorijskih, eksperimentalnih i analitičko-numeričkih istraživanja, realizovanih u okviru ove doktorske disertacije, mogu se formulisati sledeći najvažniji zaključci:

1. U prvom delu disertacije je izvršena sistematizacija dosadašnjih rezultata naučno-istraživačkog, teorijskog i eksperimentalnog rada iz ove oblasti kod nas i u svetu, posebno u oblasti AB linijskih nosača. Istaknut je značajan doprinos izučavanju ove problematike u našoj zemlji, koji je dat teorijskim i eksperimentalnim israživanjima realizovanim na Građevinskom fakultetu u Nišu pod rukovodstvom prof. dr Milića Milićevića. Ova disertacija je oslonjena na ta istraživanja.
2. AB linijski nosači sastoje se od štapova koji međusobno mogu biti vezani zglobo, kruto ili polukruto. Ukoliko međusobne veze štapova nisu zglobove ili apsolutno krute, ovi sistemi se ubrajaju u sisteme sa "polukrutim" vezama, kod kojih se dozvoljava, u opštem slučaju, izvestan stepen relativne pomerljivosti u pravcima svih generalisanih pomeranja krajnjih poprečnih preseka štapa.
3. Stepenn krutosti ili uklještenja veze od posebnog je značaja kod montažnih AB konstrukcija, kakve su u ovoj disertaciji analizirane. Pokazano je da i mali stepenn uklještenja na mestima montažnih veza utiče na preraspodelu statičkih i deformacijskih veličina, veličinu kritičnog opterećenja, dužinu izvijanja štapova i osnovne dinamičke karakteristike konstrukcije. Sa porastom opterećenja to postaje izraženije.
4. Savremena analiza naponsko-deformacijskog stanja složenih inženjerskih konstrukcija se ne može zamisliti bez matrične formulacije i primene elektronskih računara. U disertaciji je ukratko prikazana i matrična formulacija analize sistema sa polukruto vezanim štapovima, koja otvara široke mogućnosti za relativno brzu i jednostavnu analizu ovih sistema savremenim metodama proračuna konstrukcija. Rezultati

istraživanja su pokazali da ponašanje veza mora biti uzeto u proračun prilikom najranije faze projektovanja konstrukcije. Da bi se obuhvatilo ponašanje veza mnogi postojeći programski paketi za proračun konstrukcija pored već poznatih konačnih elemenata dopunjeni su elementima sa konstitutivnim jednačinama koje uzimaju u obzir realno ponašanje veza.

5. Poznato je da u današnje vreme savremeni principi analitičkih proračuna omogućavaju korektno simuliranje ponašanja konstrukcija u najnepovoljnijim uslovima opterećenja. Tačnost pojedinih parametara matematičkog modela mora se, međutim, verifikovati upoređenjem analitičkih i numeričkih rezultata sa eksperimentalnim rezultatima. Montažna gradnja zahteva neizbežno proučavanje problema spojnih sredstava i način spajanja montažnih elemenata u konstruktivnu celinu. Zbog toga su u disertaciji rezultati teorijskih odnosno numeričkih rešenja verifikovani eksperimentalnim ispitivanjima na objektima u prirodnoj veličini.
6. U disertaciji su prikazani i analizirani rezultati eksperimentalnih ispitivanja ponašanja montažnih AB konstrukcija sa polukrutim vezama pri statičkom opterećenju na novoprojektovanim i izvedenim objektima Minoma i Hladnjača Lovopromet u Nišu.
7. Poseban doprinos predstavljaju rezultati eksperimentalno određenih osnovnih dinamičkih karakteristika metodom dinamičkih-ambijent vibracija na većem broju objekata montažnog sistema Amont u Nišu u prirodnoj veličini, sa posebnim osvrtom na uticaj krutosti veza i krutosti ispune kod ovih montažnih armiranobetonskih konstrukcija sa polukrutim vezama. Utvrđeno je da ispuna u konkretnom ispitivanju povećava krutost objekta i do 30%, što dovodi do skraćenja periode, a to može u početnoj fazi zemljotresa dovesti do pojave rezonanse.
8. U drugom delu disertacije je pokazano da AB linijski nosači koji se sastoje od stubova, međuspratnih greda, krovni nosača i slično, koji su međusobno povezani polukrutim vezama u konstruktivni sistem, su sa veoma specifičnim naponsko-deformacijskim karakteristikama do faze loma, koje moraju biti detaljno istraživane i potvrđene u cilju pouzdane praktične primene istih u seizmički aktivnim područjima.
9. Spoj AB stubova i temeljne čašice, oslabljenje preseka stuba na nivou međuspratnih greda zbog formiranja međuspratnih veza, kao i specifični konstruktivni detalji za formiranje oslonačkih veza sa krovni nosačima, pokazuju specifične karakteristike nelinearnog ponašanja za sve navedene karakteristične poprečne preseke. Ova konstatacija ukazuje na potrebu definisanja realnih nelinearnih histerezisnih modela moment-krivina za različite poprečne preseke, kako bi se u predloženom detaljnom

nelinearnom matematičkom modelu omogućilo simuliranje stvarne nelinearnosti. Zbog toga su realne nelinearne karakteristike poprečnih preseka potvrđene eksperimentalnim putem ispitivanjem fizičkih modela u prirodnoj veličini.

10. Kod montažnih AB stubova nelinearne histerezisne zavisnosti moment-krivina treba istraživati za različite nivoe aksijalnih sila. To je važno zbog toga što veća promena nivoa aksijalne sile uslovljava značajnu promenu nelinearne histerezisne zavisnosti moment-krivina poprečnog preseka.
11. Kod AB nosača u vidu međuspratnih greda sadržano je nekoliko kompleksnih detalja koji moraju biti adekvatno tretirani. Predmetna eksperimentalna istraživanja ukazuju da je nelinearno ponašanje veze između međuspratnih greda i stubova u velikoj meri zavisno od intenziteta aksijalnog opterećenja. Ako se simulira aksijalna sila pritiska, konstruktivna veza se aktivira najoptimalnije. Međutim, javljaju se nedopustivo velike globalne rotacije zbog lokalnog popuštanja materijala za popunjavanje spojnice. Ako se simulira aksijalna sila zatezanja, konstruktivna veza ne može biti adekvatno aktivirana i mogu nastati velika čak i nedozvoljena oštećenja. Ovi fenomeni su prisutni u slučaju dejstva zemljotresa i moraju biti adekvatno tretirani pri projektovanju konstrukcija u seizmičkim područjima. Nasuprot tome, u projektantskoj praksi ovi problemi često nisu adekvatno tretirani.
12. Kod AB nosača tipa koritnica postoje problemi koje propisi dovoljno ne tretiraju. Konkretno, koritnica ima uslovno veoma krut poprečni presek za pozitivne i negativne momente, dok ostvarena konstruktivna veza na krajevima ima daleko manju nosivost. Zbog toga je važno pri projektovanju odlučiti kako tretirati konstruktivnu vezu:
 - (1) Ako se konstruktivna veza tretira kao polukruta, onda treba utvrditi eksperimentalnim putem nosivost veze za dejstvo kako pozitivnog tako i negativnog momenta za sve potencijalno različite promene aksijalne sile pritiska i zatezanja.
 - (2) Ako se konstruktivna veza tretira kao zglobna, tada je potrebno obezbediti adekvatan konstruktivni detalj koji će opravdati pravilan tretman veze oslanjanja.
13. Kod AB krovnih nosača važno je istaći nekoliko značajnih činjenica. Krovni nosači su najčešće veoma teški i sa većim dimenzijama poprečnih preseka. Pri dejstvu zemljotresa, potpuno rušenje krovnih konstrukcija je čest slučaj. Zbog toga je važno sledeće:

- (1) Iskoristiti krovni nosač za formiranje konstruktivnog sistema;
 - (2) Da bi se to postiglo konstruktivne veze moraju biti adekvatno modifikovane, kako bi obezbedile takvu ulogu;
 - (3) Potrebno je poboljšati propise za projektovanje, jer postojeći propisi za svaki sistem zahtevaju eksperimentalnu potvrdu, ali se u praksi to često prenegreva, a nisu definisani precizniji uslovi projektovanja spojeva i veza.
14. Sprovedena eksperimentalna istraživanja su pokazala koje su konstruktivne veze adekvatne, a koje treba značajno unaprediti na bazi rezultata eksperimentalnih ispitivanja.
 15. Predmetna analitička i numerička istraživanja su pokazala da formulisan nelinearni matematički model ima velike prednosti. Ove prednosti su obezbeđene rigoroznim tretmanom poprečnih preseka na nivou histerezisne zavisnosti moment-krivina.
 16. Korišćenje nelinearnog matematičkog modela je opravdan projektantski prilaz, jer ove analize pokrivaju i obezbeđuju izradu pouzdanog industrijskog proizvoda, pri čemu se na primer samo jednom definišu pouzdana konstruktivna rešenja, a ista obezbeđuju široku primenu za različite vrste objekata i značajnu redukciju seizmičkog rizika.

17.2 Preporuke za projektovanje

Donedavno je prilikom proračuna konstrukcije prvo rađen proračun uticaja i dimenzionisanja elemenata konstrukcije, a posle toga su konstruisani i dimenzionisani spojevi i veze između elemenata.

Rezultati mnogih istraživanja su pokazali da ponašanje veza može biti uzeto u proračun prilikom najranije faze projektovanja konstrukcije. Koristeći nova saznanja o ponašanju veza projektant može sprovesti analizu konstrukcije uzimajući u obzir uticaj krutosti veza.

Da bi se obuhvatilo ponašanje veza, mnogi postojeći programski paketi za proračun konstrukcija pored već poznatih konačnih elemenata mogu biti dopunjeni jednačinama koje uzimaju u obzir realno ponašanje veza.

Ako se konstruktivna veza tretira kao polukruta, nosivost veze treba odrediti za dejstvo kako pozitivnog tako i negativnog momenta, za sve potencijalno različite promene aksijalne sile pritiska i zatezanja.

17.3 Preporuke za dalja istraživanja

Detaljnijim analizama osnovnog fonda dobijenih eksperimentalnih, analitičkih i numeričkih rezultata moguće je identifikovati i određene "slabije" tačke sistema, koje bi trebalo kroz praksu eliminisati adekvatnim intervencijama i rešenjima. Tu dominantno spadaju dinamički efekti koji obično nisu direktno sagledivi kao što je na primer: (1) izvrtanje (deplanacija) krovnih nosača zbog njihove visine i popuštanja oslonačkih veza, (2) Izvlačenje pera grede kod veze grede i stuba zbog "out of phase" vibracija, (3) Popuštanje veza koje nisu obezbeđene za dvoznačne momente i (4) Slični veoma kompleksno generisani dinamički efekti.

Nedostaci ovog vida mogu se otklanjati na osnovu iskustva u ovoj specifičnoj oblasti (uvid u post-zemljotresna oštećenja, eksperimentalna ispitivanja i sl.), primenjujući pritom efikasne i ekonomične zaštitne mere za eliminisanje mnogobrojnih realno prisutnih faktora iznenađenja.

Za uspešnu redukciju seizmičkog rizika konstruktivnih sistema sastavljenih od AB linijskih nosača sa polukrutim vezama poželjno je i potrebno za svaki specifični montažni konstruktivni sistem obezbediti adekvatnu eksperimentalnu i analitičko-numeričku verifikaciju konstrukcije za sve moguće kombinacije dejstava, a posebno za njihovu bezbednu primenu u različitim zonama seizmičnosti.

Za veze koje su na osnovu izvršenih laboratorijskih ispitivanja u pravoj veličini pokazale dovoljnu krutost, nosivost i duktilnost, kao i za poboljšane veze, za koje su neophodna dodatna ispitivanja. Poželjno je razviti numeričke modele gde bi se na osnovu upoređenja analitičkih i numeričkih modela izvršila kalibracija i verifikacija rezultata eksperimentalnih istraživanja. Pri tome bi se primenjivala metoda konačnih elemenata, korišćenjem savremenih i relativno dostupnih softvera.

Na osnovu tih istraživanja mogu biti predloženi i pojednostavljeni modeli kojim bi se dobijali približni rezultati, zadovoljavajući za svakodnevnu upotrebu u projektantskoj praksi za uobičajene objekte (konceptualno projektovanje).

Na osnovu novih širih teorijskih, eksperimentalnih i analitičkih odnosno numeričkih istraživanja potrebno je formulisati predloge za poboljšanje propisa za projektovanje montažnih AB konstrukcija. U postojećim propisima nisu u dovoljnoj meri definisani precizniji uslovi projektovanja spojeva i veza, kako je to urađeno u EC3 i donekle u EC4.

18 LITERATURA

18.1 Spisak objavljenih radova relevantnih za temu doktorske disertacije

1. Milićević M., Zdravković S., Zlatkov D., Mladenović B.: "Dynamic Analysis and Testing of Structures with Semi-rigid Connections", Computational Structural Dynamics: Proceedings of the International Workshop, IZIIS, Skopje, Macedonia, 22-24 February 2001, Editors: K. Talaganov and Gunther Schmid, Balcema, Rotherdam, pp.65-72.
2. Milićević M., Zdravković S., Folić R., Zlatkov D., 1996 *Theoretical basis and dynamic design of the systems with semi-rigid connections of members with joints*. 11 WCEE, Acapulco, Mexico
3. Milicević M., Zdravković S., Folić R., Zlatkov D., Kostadinov B.: 1996 *Static and dynamic design of structures with semi-rigid connections*. ABSEColloquium, Istanbul, pp. 145-152
4. Milićević M., Zdravković S., Zlatkov D., 1995 *Matrična analiza sistema sa polukrutim vezama a štapova u čvorovima*, XXI Jugoslovenski kongres teorijske i primenjene mehanike, Niš, Zbornik radova, strana 265-268.
5. Milićević M., Zdravković S., Zlatkov D., Kostadinov B., "Seismic analysis of structures with semi-rigid connections", 11. Evropska konferencija o zemljotresnom inženjerstvu EECCE, Pariz, 6-11 Septembra 1998. godine.
6. Milicevic M., Zdravkovic S., Zlatkov D., Kostadinov B., Dynamic Analysis and Testing of Structures with Semi-rigid Connections, *Workshop Computational Structural Dynamics*, IZIIS (Skopje, Makedonija, 2001).
7. Milicevic M., Zdravkovic S., Zlatkov D., Kostadinov B., Seismic analysis of structures with semi-rigid connections, 11. EECCE, (Paris, 1998).
8. Milićević M., Zdravković S., Zlatkov D., Kostadinov B.: "Seismic design of structures with semi-rigid connections" EGYQUAKE 2, Second Egyption Conference on Earthquake Engineering, Novembar 1-3. 1997. Aswan, Egypt.
9. Milicevic M., Zdravkovic, S., Zlatkov D. & Kostadinov B., Matrix Formulation of Design and Testing of Structures with Semi-Rigid Connections, *The first Structural Engineers World Congress*, 266, (San Francisco, California, 1998).
10. Ristić D., Zdravković S., Zlatkov D.: Investigation of Industrial Hall Structures in the Full Scale, IABSE symposium in Rio de Janeiro "Structures for the Future-The Search for Quality", 1999.
11. Ristić D., Zisi N., Micov V., Sesov N., Zdravković S., Zlatkov D., "Attesting of Static and Seismic Stability of Typified Modules of Hall Programme of Precast RC Structural System "AMONT", Krusce: *Volume V: Attesting document – Module-I: Two-storey typified AMONT System (prototype structure: ELEKTROTEHNA-Nis)*", IZIIS Report 98-40, Skopje, 1998.
12. Zdravković S., Zlatkov D., Mladenović B., Igić T., Stojić N.: A bearing structure and finished construction behavior analysis based on the full-scale experimental research, Scientific Journal FACTA UNIVERSITATIS, Series: Architecture and Civil Engineering, *University of Niš*, Vol.8, No 1, 2010, pp 119-127.
13. Zdravković S., Igić T., Zlatkov D., Mladenović B., Turnić D.: Dynamic Design of Systems with Semi-rigid Connections Based on Experimental Investigation of the Full Scale Structure, International Balkans Conference on Challenges of Civil Engineering, BCCCE, 19-21 May 2011, EPOKA University, Tirana, Albania, 2011, ISBN 978-9928-4044-7-3, 8 strana.
14. Zdravković S., Igić T., Zlatkov D., Turnić D.: Quasi-static test till failure of the connection of reinforced pan slab with floor support joints, Proceedings of The first international conference on damage mechanics, ICDM 1, Belgrade, June 25-27, 2012, Editors: Chi L.Chow, I. Woody Ju, Dragoslav M. Šumarac, ISBN 978-86-86115-09-06 (SCE), ISBN 978-86-7518-153-8 (FCE), COBISS.SR-ID 190448140, published by Serbian Chamber of Engineers and Faculty of Civil Engineering, Belgrade, pp. 309-312.

15. Zdravković S., Kostadinov B., Zlatkov D., Mitić Ž., Dimitrov V.: "Uticaj krutosti veza na statički i dinamički proračun armirano - betonskih tavanica", VI Naučni skup INDIS '94, Fakultet tehničkih nauka Novi Sad -Institut industrijske gradnje,1994., str. 27-34.
16. Zdravković S., Milićević M., Drenić D., Ristić D., Zlatkov D., "Experimental dynamic investigation of industrial halls in the full scale" 11. Evropska konferencija o zemljotresnom inženjerstvu EECCE, Pariz, 6-11 Septembra 1998. Godine
17. Zdravković S., Milićević M., Folić R., Zlatkov D., Significance and part of elastic connections of members with joints in earthquake engineering, *IWCEE*, 6, (Acapulco, Mexico, 1996), 23-28.
18. Zdravković S., Milićević M., Zlatkov D., 1996 *Static and dynamic design of structures with semi-rigid connections*. ABSEColloquium, Istanbul, pp.137-144
19. Zdravković S., Milićević M., Zlatkov D., Kostadinov B., 1995 *Uticaj polukrutih veza na preraspodelu statičkih i deformacijskih veličina u linijskim sistemima*. Monografija "Modeliranje, proračun i ispitivanje konstrukcija", Niš, Str. 32-46
20. Zdravković S., Milićević M., Zlatkov D., Kostadinov B., 1997 *Istraživanja sistema sa polukrutim vezama u svetu danas*, XXII Jugoslovenski kongres teorijske i primenjene mehanike, Vrnjačka Banja, Zbornik radova
21. Zdravković S., Milićević M., Zlatkov D., Kostadinov B.: "Uticaj polukrutih veza na preraspodelu statičkih i deformacijskih veličina u linijskim sistemima", Monografija "Modeliranje, proračun i ispitivanje konstrukcija", Savetovanje održano 26. XI 1993., Niš, str. 25-40.
22. Zdravkovic S., Zlatkov D., Kostadinov B., Experimental static and dynamic investigation of industrial halls and their connections in the full scale, *chapter in Monograph: Theoretical and experimental investigations of elasto-plastical behaviour of structures*, Civil engineering and architectural faculty of Nis, Serbia, (Nis, 2006), 167-178.
23. Zdravković S., Zlatkov D., Mladenović B., Mijalković M., Brčić S., Ristovski A.: "Uticaj zidova ispune na dinamičke karakteristike montažne konstrukcije AMONT", *NAUKA+PRAKSA*, Časopis instituta za građevinarstvo i arhitekturu Građevinsko-arhitektonskog fakulteta u Nišu, broj 11, 2008., str. 19-25.
24. Zdravković S., Zlatkov D., Mladenović B., Mijalković M., Seismic analysis of plane linear systems with semi-rigid connections, *Earthquake Resistant Engineering Structures*, VII World Conference, ERES VII-Cyprus, maj 2009, ISBN: 978-1-84564-180-1, Wessex Institute of Technology, UK, Editors: M.Phocas, C. A. Brebbia, P. Komodromos, pp 105-115.
25. Zdravković S., Zlatkov D., Mladenović B., Mijalković M.: "Matematičko modeliranje sistema sa polukrutim vezama na elastičnoj podlozi", Nacionalni simpozijum sa međunarodnim učešćem: Teorijska i eksperimentalna istraživanja konstrukcija i njihova primena u građevinarstvu, Zbornik radova, knjiga 2, Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu, 18-19 Mart, 2010, Niš, Srbija, str. A165-A174.
26. Zlatkov D., 1998, *Analiza sistema sa polukrutim vezama u čvorovima*, Univerzitet u Nišu, Građevinski fakultet Niš, magistarski rad.
27. Zlatkov D., Stanojev M., Budić S., Zdravković S., *Uticaj stepena uklještenja veze grede i stuba na promenu vitkosti, pomerljivosti i dinamičkih karakteristika konstrukcije fabrike "Fressenius" u Vršcu, Srbija*, 5. internacionalni naučno-stručni skup građevinarstvo - nauka i praksa, Žabljak, 17-21. februara 2014.
28. Zlatkov D., Zdravković S., Igić T., Mladenović B.: Design of systems with semi-rigid connections by deformation method according to the second-order theory, The 3rd international congress of Serbian Society of Mechanics, Vlasina, 2011, ISBN 978-86-909973-2-9, C-60-170.str.
29. Zlatkov D., Zdravković S., Mijalković M., Mladenović B., Igić T.: Redistribution of the influences in systems with semi-rigid joints on elastic foundations, Scientific Journal FACTA UNIVERSITATIS, Series: Architecture and Civil Engineering, *University of Niš*, Vol.8, No 1, 2010, pp 225-234.
30. Zlatkov D., Zdravković S., Mladenović B., Mijalković M.: "Appllication of Finite Element Method for Static Design of Plane Linear Systems with Semi-rigid Connections", XIV International Conference on Computational Methods and Experimental Measurements, CMEM XIV-Algarve, Portugal, jun 2009., Wessex Institute of Tehnology, UK, editors: C. A. Brebbia, G. M. Carlomango, pp. 547-557.
31. Zlatkov D., Zdravković S., Mladenović B., Stojić D.: Matrix formulation of dynamic design of structures with semi-rigid connections, *facta universitatis*, series: architecture and civil engineering vol.9, no 1, 2011, ISSN 0354-4605, pp. 89-104, udc 004+624.042.8:624.071.3=111, doi: 10.2298/fuace1101089z.
32. Zlatkov D., Zdravković S., Mladenović B., Živković S., Spasojević-Šurdilović M.: *Stability of structures with semi-rigid connections*, 13th INTERNATIONAL SCIENTIFIC CONFERENCE VSU'2013, SOFIA, ISSN: 1314-071X, pp. I-189-195.
33. Zlatkov D., Zdravković S., Mijalković M, Mladenović B.: EXPERIMENTAL DETERMINATION OF INFLUENCE OF INFILL WALLS ON DYNAMIC CHARACTERISTICS OF RC PREFABRICATED STRUCTURE, International jubilee conference uaceg 2012: science & practice, University of architecture, civil engineering and geodesy, 15-17 november 2012, Sofia, Bulgaria, pp.189-194.

18.2 Bibliografija

1. Aksogan O. ,& Gorgiini H., The Nonlinear Analysis of Planar Frames Composed of Flexurally Connected Members U. J., Faculty of Engineering & Architecture, Vol. 8, No. 2, Dec. 1993, pp 17129.
2. Ang A.HS., De Leon D., (1996). Determination of optimal target reliabilities for design and upgrading of structures. *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Paper N. 1054. Elsevier Science Inc., New York.
3. Askar G., Kilic S.A., Korkut I., (1998). Strengthening/repair techniques and modelling of joints for seismic resistance. International Liège Conference, 1998, ISBN 982863379.
4. Bae G. H., Suzuki Y., Experimental identification of full-scale specimen frame by using earthquake response generator sistem, *Proceedings of the Second World Conference on Structural Control*, Vol 3. Wiley: Chichester, (1999), 2289-2296.
5. Bašić D., Mešić E., Stojić D., 1995 *Damping distribution over the flexible connections in the frame structures*, Facta Universitatis, Vol. 1, N^o 2, Niš, Str. 145-151.
6. Bašić D., Mešić E., Stojić D., 1996 *Flexible connections as the discrete dampers*. ABSEColloquium, Istanbul, pp. 153-159
7. Bašić D., Stojić D., Mešić E., 1995 *Matrična analiza drvenih konstrukcija sa deformabilnim vezama u čvorovima*. Monografija "Modeliranje, proračun i ispitivanje konstrukcija", Niš, Str. 47-73
8. Benussi F., Puhali R. ,& Zandonini R., 1986 *Experimental Analysis of Semi-Rigid Endplate Connections in Composite Frames*, Proceedings of the International Conference on Steel Structures, Budva
9. Bertero V.V., (1996), The need for multilevel design criteria. *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Paper N. 2120. Elsevier Science Inc., New York.
10. Bertero V.V., (1997). Performancebased seismic engineering, A critical review of proposed guidelines. In Seismic design methodologies for the next generation of codes. Fajfar & Krawinkler (eds). Balkema, Rotterdam, ISBN 9054109289.
11. Bonacina G., Indirli M., Negro P., [1994] *The January 17, 1994 Northridge Earthquake, Report to EEFIT*, 1994, in *The Northridge California Earthquake of 17 January 1994, a Field Report by EEFIT*, A. Blakeborough, P.A. Merriman, M.S. Williams(eds.), 1994.
12. Boroschek R., Yañez F., Experimental verification of basic analytical assumptions used in the analysis of structural wall buildings, *Engineering Structures* 22 (2000) 657-669.
13. Callaghan M.T., Sparowitz, L. & Jendi F., Strut and Tie Models for Frame Corner Joints, Semirigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections, COST C1, Proc. Second State of the Art Workshop, Prague, 26-28 October 1994, pi 120.
14. Catarig, A., Petrina M. & Petrina P., 1986 *Static Analysis of Skeletal Structures Elastically Connected on Finite Dimensions Joints*, Proceedings of the International Conference on Steel Structures, Budva
15. Čaušević M. & Mitrović S., Comparison between non-linear dynamic and static seismic analysis of structures according to European and US provisions. // *Bulletin of earthquake engineering*. 9, 2, pp. 467-489, 2011.
16. Čaušević M. & Zehentner E., Nelinearni seizmički proračun konstrukcija prema normi EN 1998-1: 2004, *Gradjevinar* 59, 9, pp. 767-777, 2007.
17. Čaušević M., Nelinearni statički seizmički proračuni konstrukcija, *Gradjevinar* 61, 6, pp. 521-531, 2009.
18. Colson A., 1996 *Research on Connections in Europe The COST C1 Action*, ABSEColloquium, Istanbul, pp.13-27
19. Cook W.D. ,& Mitchell, D., Studies of Disturbed Regions near Discontinuities in Reinforced Concrete Members, CI Structural Journal, March 1988.[6] Viridi, K and Ragupathy, R., Analysis of Precast Concrete Frames with Semirigid Joints, Proc. First State of the Art Workshop, COST C1, Strasborg, October 1992, pp 296307.
20. COST Action C1, 1999 *Control of semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections, Final report*, Luxembourg: Office for Official Publications of the European Communities.
21. COST-C1, 1992 *Semi-Rigid-Behaviour of Civil Engineering Connections*. Proceedings of the first state of the art workshop, Strasbourg
22. COST-C1, 1994 *Semi-Rigid-Behaviour of Civil Engineering Connections*. Proceedings of the second state of the art workshop, Prague
23. COST-C1, 1996 *Semi-Rigid Structural Connections*, IABSE Colloquium Istanbul
24. Dankevič S. Z., 1967 *K rasčetu ram s podatljivimi uzlami*, Issledovanja po teoriji sooruzenij, vipusk XV, izdateljstvo literaturj po stroiteljstvu, Moskva, str. 213 -226.
25. Davison J. B., Kirby P. A. ,& Nethercot D. A., 1986 *Rotational Response of Steel Beam to Culomn Connections*, Proceedings of the International Conference on Steel Structures, Budva
26. De Chefdebien A. & Lopes S., Semi-rigid Connections in Continuous Concrete Bridges, as ref 8.

27. De Chefdebien A., Precast Concrete Beam to Column Head Connections, as ref 8.
28. De Luca A., Mele E., (1996). The recent Kobe earthquake: General data and lessons learned on steel structures. In *'Earthquake performance of civil engineering structures. COSTCI Seismic Working Groupreport'*. European CommissionCOST, Brussels, Luxembourg. ISBN 9282795748.
29. Decanini L.D., Liberatore L., Sorrentino L., [2012] *PreliminaryReport on the 2012, May 20 Emilia Earthquake,May 2012*, v.1, University "La Sapienza" of Rome, Department of Structural Engineeringand Geotechnics, Italy.
30. Doneux C., Hausoul N., Plumier A., [2006] Deliverable55 "Analysis of 3 precast RC structures withdissipative connections", LESSLOSS Sub-Project7 – Techniques and methods for vulnerability reduction,LESSLOSS Final Workshop "Risk Mitiaregation for Earthquakes and Landslides", IntegratedProject, Priority 1.1.6.3 Global Change andEcosystems, European Integrated Project GOCECT-2003-505488, 19-20 July 2007, Hotel VillaCarlotta, Belgirate (VB), Lago Maggiore, Italy.
31. Drenić D., Zdravković. S., Milićević M., 1995 *Uticaj elastičnih veza štapova u čvorovima konstrukcije "MINOMA" na rezultate ispitivanja pri statičkom opterećenju*. Monografija "Modeliranje, proračun i ispitivanje konstrukcija", Niš, Str. 232-242.
32. Dubina D., Stratan A., Dinu F., (1998). Are multistorey frames with semirigid connections suitable for buildings in seismic regions. International Liège Conference, 1998, ISBN 982863379.
33. Đurić M., 1976 *Teorija drugog reda i stabilnost sistema krutih štapova sa elastičnim vezama*, Prvi jugoslovenski naučni skup INDIS 76, Fakultet tehničkih nauka Novi Sad, Zbornik radova.
34. Đurić M., 1977 *Stabilnost i dinamika konstrukcija*, Građevinski fakultet, Beograd
35. Đurić, M. & Jovanović P., *Teorija okvirnih konstrukcija*, Građevinska knjiga, Beograd, 1981.
36. E. C. C. S. Report. *Technical committee 8: 1992 Analysis and Design of Steel Frames with Semi- Rigid Joints*. N° 67
37. EERI, [1994] Northridge Earthquake January 17, 1994, *EERI Preliminary Reconnaissance Report*, EarthquakeEngineering Research Institute, 104p.
38. EERI, [2000] Kocaeli, Turkey, Earthquake of August17, 1999, *EERI Reconnaissance Report*, EarthquakeSpectra, Supplement to Vol. 16.
39. Elliott K. S. *et al*, Structural Connections for Precast Concrete Buildings, 1. International Federation for Structural Concrete, 2008, *Modern Trends in the Design of Precast Concrete Frame Structures, Prefabrication in Europe*, (2007), 57-70.
40. Elliott K. S., Davies G. ,& Görgiın H., Effective Length Factors in Precast Concrete Frames, Semirigid Structural Connections, Proc. IABSE Colloquium, Vol. 75, Istanbul,Turkey, 1996, p349358.
41. Elliott K. S., Davies G. ,& Gorgun H., Semirigid Connections in Precast Concrete Frames, FIP Notes, Vol. 1997/3, p612.
42. Elliott K. S., Davies G., Gorgun H. ,& Adlparvar M. R., The Stability of Precast Concrete Skeletal Structures, PCI Journal, Vol. 43, No. 2, March April 1998, p 4257.
43. Elliott K. S., Davies G., Mahdi A. A., Gorgun H., Virdi K. & Ragupathy P., Precast Concrete Semirigid BeamtoColumn Connections in Skeletal Frames, COST CI Conference on Control of the semirigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections, Liege, September 1998, 1998.
44. Elliott K. S., Davies, G & Mahdi, A. A., Semirigid Joint Behaviour on Columns in Precast Concrete Buildings, as ref 6, p 282295.
45. Elliott K. S., Davies, G. & Gorgun H., Component Method Validation Test in Precast Concrete Semi-Rigid Connections, *IABSE Proceedings of the International Colloquium on Semi-Rigid Structural Connections*, Istanbul, pp. 299-309, 1996.
46. Elliott K. S., Precast concrete structures - the semi-rigid approach. *Concrete*, 39(1), (2005), 26-28.
47. Elliott K. S., Semi-rigid joint behaviour on columns in precast concrete buildings, *Proceedings of the first state of the art workshopCOST C1, Semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections*, Strasbourg, France, 1992.
48. Elliott K.S., Davies G., Ferreira M., Gorgun H., Mahdi A.A., Can precast concrete structures be designed as semi-rigid frames? Part 2 - analytical equations & column effective length factors. *The Structural Engineer*, 81(16), (2003), 28-37.
49. Elliott, K., Research and development in precast concrete framed structures, *Progress in Structural Engineering and Materials*, Vol. 2, Issue 4, pp. 405-428, 2000.
50. Ellis B. R., Full-scale measurements of dynamic characteristics of buildings in the UK, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, (1996), 59 (2-3), 365-382.
51. Engström, B. ,& Bergström, S., Fixation of Precast Concrete Columns with Bolts and Steel Feet. Chalmers University of Technology, Göteborg, May 1994. (In Swedish)
52. Eurocode 2, [1992] EN 1992, Eurocode 2 – Design ofconcrete structures. UNI EN 1992-1-1:2005 Part1-1: General rules and rules for buildings; UNI EN1992-1-2:2005 Part 1-2: General rules – Structuralfire design; UNI EN 1992-2:2006 Part 2: Concretebridges; UNI EN 1992-3:2006 Part 3:

53. Eurocode 8, [1998] EN 1998, Eurocode 8 – structures for earthquake resistance. UNI EN 1998-1:2005 Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings; UNI EN 1998-2:2009 Part 2: Bridges; UNI EN 1998-3:2005 Part 3: Assessment and retrofitting of buildings; UNI EN 1998-4 Part 4: Silos, tanks and pipelines; UNI EN 1998-5:2005 Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects; UNI EN 1998-6 Part 6: Towers, masts and chimneys.
54. Evrokod 3, 1995 *Proračun čeličnih konstrukcija, deo 1.1: Opšta pravila i pravila za proračun zgrada*, Editor D. Buđevac, Građevinski fakultet Beograd
55. Evrokod 4, 1996 *Proračun spregnutih konstrukcija od čelika i betona, deo 1.1: Opšta pravila i pravila za proračun zgrada*, Editori M. Milićević, M. Ačić, Građevinski fakultet Niš i Građevinski fakultet Beograd
56. Evropski standard, EN 1998-1:2004 Evrokod 8, Proračun seizmički otpornih konstrukcija, Deo-1: Opšta pravila, seizmička dejstva i pravila za zgrade, DGKS, Beograd, 2009.
57. Fajfar P. & Krawinkler H. (eds). (1997). Seismic design methodologies for the next generation of codes. Balkema, Rotterdam, ISBN 9054109289.
58. Fajfar P., Godec M. A., Comparison of numerical analysis and full-scale tests for free vibrations of three reinforced concrete buildings, *IKPIR Publication 24 A*, Institute of Structural and Earthquake Engineering, (University "Edvard Kardelj", Ljubljana, Yugoslavia, 1982).
59. Ferreira M. A., El Debs M.K. & Elliott K. S., Theoretical Model vs Experimental Tests for the Moment-rotation Characteristics of Beam-Column Connections in Precast Concrete Structures. *5th Symposium on Concrete Structures*, University of Sao Paulo, Brazil, (2003), 72-85.
60. Folić R., Pavlović P., Folić B., 1996 *Analiza montažnih betonskih skeletnih konstrukcija sa popustljivim čvorovima*, Izgradnja
61. Folić R., Radosavljević A., 1979 *Proračun montažnih armiranobetonskih visokih zgrada sa popustljivim čvorovima*. INDIS 79, Novi Sad, str. 271-286.
62. Gligorićević M., 1996 *Modeliranje spojeva susednih polja montažnih grednih mostova*, Magistarski rad, Građevinski fakultet Univerziteta u Nišu
63. Görgün H., Semirigid Behaviour of Connections in Precast Concrete Structures, PhD Thesis, University of Nottingham, United Kingdom, 1997.
64. Gospodinov G. *et al*, Numerical Investigation of Reinforced Concrete Joints, Final PECO Report, University of Architecture, Sofia, August 1995.
65. Hamburger R.O. (1996). Implementing performance based seismic design in structural engineering practice. *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco. Elsevier Science Inc., New York.
66. Hans S., Boutin C., Ibrahim E., Roussillon P., In situ experiments and seismic analysis of existing buildings. Part I: Experimental investigations, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* (2005) vol 34, iss12, 1513-1529.
67. Indirli M., Clemente P., Spadoni B., [2004] The reconstruction of San Giuliano di Puglia after the October 31st 2002 earthquake. *Proc. 13th World Conference on Earthquake Engineering*, 1-6 August 2004, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 1805.
68. Iskhakov I., Ribakov Y., Experimental and numerical investigation of full scale multistorey RC building under dynamic loading, *The Structural Design of Tall and Special Buildings* 14, (2005), 299-313.
69. Jankins W. M. & Prescott A. T., 1986 *The Performance Characteristics of Semi-Rigid Endplate Connections*, Proceedings of the International Conference on Steel Structures, Budva.
70. Jakanović O., 1987 *Teorija linijskih nosača*, Svjetlost, Sarajevo
71. Jones S. W., Kirby P. A., Nehercot d. A., 1982 *The analysis of with semi-rigid connection*. A state of the art report. Department of civil engineering, University of Sheffield
72. Keronen A., Effect of Semirigid Connections in Reinforced Precast Concrete Portal Frame Load Tests, Report 69, Tampere University of Technology, Finland, 1996.
73. Krishnamurthy N, 1980 *Modeling and prediction of steel bolted connection behaviour*, Computers and structures, Vol. 11. 1980. pp 75-82.
74. Lindberg R *et al*, Beam to Column Connections in Storey Height Concrete Frame, Report 57, Tampere University of Technology, Dept of Civil Engineering, Tampere, September 1992, 104p.
75. Mahdi A. A., The Effect of Moment Rotation on the Stability of Columns in Precast Concrete Structures, PhD Thesis, University of Nottingham, 1992.
76. Marković Z., 1995 *Analiza ponašanja polukrutih veza u čeličnim konstrukcijama*, Magistarski rad, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu
77. Mazolani F., Piluso V: 1994 *Prediction of the seismic behavior of semi-rigid steel frames*. Proceedings of the COST C1 workshop. Prague 26-28 October 1994
78. Mazzolani F. M. (1998). Design of steel structures in seismic regions: the paramount influence of connections. International Liège Conference, 1998, ISBN 9-828-6337-9.
79. Mazzolani F. M., Piluso V., Rizzano G., (1998). Design of full-strength extended end-plate joints accounting for random material variability. International Liège Conference, 1998, ISBN 9-828-6337-9.

80. Mešić E., 1993 *Ponašanje krutih i polukrutih veza u čvorovima ramovskih sistema od lepljenog lameliranog drveta pri eksploatacionom i graničnom opterećenju*, Magistarski rad, Građevinski fakultet Beograd
81. Milićević M., 1986 *Dinamički proračun konstrukcija sa elastičnim vezama štapova u čvorovima*. I kongres društva građevinskih konstruktora Srbije, Vrnjačka Banja
82. Milićević M., 1986 *Proračun sistema elastično vezanih štapova metodom deformacije*, XVII Jugoslovenski kongres teorijske i primenjene mehanike, Zadar
83. Milićević M., Zdravković S., 1986 *Uticaj stepena krutosti veza na veličinu kritičnog opterećenja i promenu naprezanja u linijskim sistemima*. Savetovanje o novoj tehničkoj regulativi u građevinarstvu, DGKM, Skopje.
84. Milićević M., Zdravković S., 1991 *Određivanje dužine izvijanja i kritičnog opterećenja za konstrukcije sa elastičnim vezama štapova u čvorovima*. Zbornik radova GF u Nišu, br. 10-11.
85. Milićević M., Zdravković S., 1991 *Statički i dinamički proračun konstrukcija sa elastičnim vezama štapova u čvorovima*. Zbornik radova GF u Nišu, br. 10-11.
86. Milićević M., Zdravković S., 1993 *Značaj i uloga elastično vezanih štapova u čvorovima kod statičkog, dinamičkog i problema stabilnosti konstrukcija*. II Kongres građevinskih konstruktora Srbije, Arandelovac
87. Milićević M., Zdravković S., 1995 *Statika, dinamika i stabilnost linijskih nosača sa polukrutim vezanim štapovima*. Monografija "Modeliranje, proračun i ispitivanje konstrukcija", Niš, Str. 9-31.
88. Milićević M., Zdravković S., Folić R., Zlatkov D., 1996 *Theoretical basis and dynamic design of the systems with semi-rigid connections of members with joints*. 11 WCEE, Acapulco, Mexico
89. Milićević M., Zdravković S., Folić R., Zlatkov D., Kostadinov B.: 1996 *Static and dynamic design of structures with semi-rigid connections*. ABSEColloquium, Istanbul, pp. 145-152
90. Milićević M., Zdravković S., Zlatkov D., 1995 *Matrična analiza sistema sa polukrutim vezama a štapova u čvorovima*, XXI Jugoslovenski kongres teorijske i primenjene mehanike, Niš, Zbornik radova, strana 265-268.
91. Milicevic M., Zdravkovic, S., Zlatkov D. & Kostadinov B., *Matrix Formulation of Design and Testing of Structures with Semi-Rigid Connections*, *The first Structural Engineers World Congress*, 266, (San Francisco, California, 1998).
92. Milovanović G.V., 1985 *Numerička analiza, Naučna knjiga*, Beograd
93. Moore D. B. & Sims P. A. C., 1986 *Tests on Full-Scale Steel Frames With Semi-Rigid Endplate Connections*, Proceedings of the International Conference on Steel Structures, Budva
94. Muguruma H., Nishiyama M., Watanabe F., [1995] *Lessons learned from Kobe earthquake, A Japaneseperspective*, PCI Journal, V40, N4, July/August, pp.28-42, 1995.
95. Myiamoto, 2009 *M6.3 L'Aquila, Italy, Earthquake Investigation Report, Global Risk Myiamoto*, 2009.
96. Negro P. *et al.*, Tests on the four story full-scale reinforced concrete frame with masonry infills: preliminary report, *Special Publication 1.95.54*. Joint Research Centre, (Ispra, Italy, 1995).
97. Okamoto S. *et al.*, A progress report on the full-scale seismic experiment of a seven-storey reinforced concrete building. Part 2: Pseudo-dynamic test after repair, *NBS Special Publication 651, Wind and Seismic Effects, Proceedings of the 14th Joint Panel Conference of the US-Japan Cooperative program in Natural Resources*, US National Bureau of Standards, Washington, DC: 457-475, (1983).
98. Owen, D. R. J. & Hinton, E., 1980 *Finit Elements in Plasticity*, Pineridge Press LTD, UK
99. Paquet J., *Experimental Study of the Dynamic Behavior of Structures*, Ann Inst Tach Batim Trav Publics, (1976) 345, 129-151.
100. Paulay T., Priestley M. J. N., (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, John Wiley, Sons, Inc., New York.
101. Paultre P. *et al.*, Damage detection by repeated forced-vibration testing on a two-story HPC building, *Twelfth European Conference on Earthquake Engineering: Proceedings*. Elsevier Science: Oxford (electronic resource), (2002).
102. Pavlović P., Folić R., 1994 *Obuhvatanje popustljivosti čvorova pri proračunu montažnih betonskih okvira*. INDIS94, Novi Sad
103. Pinto A.V., (1998). *Seismic performance of structures: Behavioural, safety and economical aspects*. Special Publication N. 1.98.111, European Commission, JRC, ISIS, SMU, Ispra, Italy.
104. Plumier A., Bouwkamp J., Papadopoulos I., (1998). *Design of composite structures in seismic regions*. International Liège Conference, 1998, ISBN 9-828-6337-9.
105. Poceski A., 1990 *Mešoviti metod konačnih elemenata*, Građevinska knjiga, Beograd
106. Posada M., Wood S.L., [2002] *Seismic performance of precast industrial buildings in Turkey*. *Proc. Of the 7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, July 21-25, 2002, Boston, MA, USA, EERI publications.
107. *Pravilnik o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima*, Sl. list SFRJ br. 31/81, Beograd, 1981. godine.

108. Ragupathy, R., Semirigid Connections in Precast Concrete Frames, PhD Thesis, City University, London, 1993.
109. Ristić D., "Nonlinear Behaviour and Stress-Strain Based Modeling of Reinforced Concrete Structures Under Earthquake Induced Bending and Varying Axial Loads", (Ph.D. Dissertation), School of Civil Engineering, Kyoto University, Kyoto, June 1988, Japan.
110. Ristic D., Iemura H., Ristic J., "Innovative Seismic Isolation Systems for Buildings Capable of Full Seismic Energy Control", The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, Oct. 12-17, 2008.
111. Ristic D., Jovanovic M., Dorka U., "New Method for Real-Time Dynamic Testing of Sub-Structures Applying Seismic Shaking Table", Proceedings from the 12th Symposium of MASE, Ohrid, R. Macedonia, 2007.
112. Ristic D., Micov V., Hristovski V., Zisi N., Popovski M., "Micro-Model and Energy Based Criteria for Seismic Damage Prediction of Classical and Base-Isolated Structures", Proceedings of the International Conference on Earthquake Engineering, EE-21C, Skopje, Republic of Macedonia, 2005.
113. Ristic D., Micov V., Zisi N., Dimitrovski T., Zdravkovic S., "Attesting of Static and Seismic Stability of Typified Moduli of Hall Programme of Precast RC Structural System "AMONT", Krušce: Volume - I, Eksperimental Determination of Dynamic Characteristics of Constructed Structures in the "AMONT" System by Use of the Method of Measuring Ambient Vibrations", IZIIS Report 98-36, Skopje, 1998.
114. Ristić D., Micov V., Zisi N., Dimitrovski T., Zdravković S., "Attesting of Static and Seismic Stability of Typified Moduli of the Hall Programme of Precast RC Structural System "AMONT", Krušce: Volume II: Quasi-Static Testing of Bearing and Deformability Characteristics up to Failure of Characteristic Full-Scale Models of Joints of "AMONT" System", IZIIS Report 98-37, Skopje, 1998.
115. Ristić D., Sesov N., Zisi N., Micov V., Zdravković S., "Attesting of Static and Dynamic Stability of Typified Modules of Hall Programme of Precast RC Structural System "AMONT", Krušce: Volume IV: Attesting Analysis of Nonlinear Dynamic Behaviour of Two-Storey Hall in AMONT System (Type: ELEKTROTEHNA-Nis) under Effect of Actual Earthquakes by Application of Verified Completely Nonlinear Model", IZIIS Report 98-39, Skopje, 1998.
116. Ristić D., Zisi N., Micov V., Sesov N., Zdravković S., Zlatkov D., "Attesting of Static and Seismic Stability of Typified Modules of Hall Programme of Precast RC Structural System "AMONT", Krušce: Volume V: Attesting document – Module-1: Two-storey typified AMONT System (prototype structure: ELEKTROTEHNA-Nis)", IZIIS Report 98-40, Skopje, 1998.
117. Ristić D., Zisi N., Zdravković S., "Attesting of Static and Seismic Stability of Typified Modules of Hall Programme of Precast RC Structural System "AMONT", Krušce: Volume III: Analysis of the Static and Seismic Stability of Two-Storey Hall in AMONT System", (Type: ELEKTROTEHNA-Nis) by Application of Linear Three-Dimensional Model", IZIIS Report 98-38, Skopje, 1998.
118. Ristić, D., Observed damage industrial structures due to Friuli, Italy earthquake of 1976, IZIIS-Skopje, 1976.
119. Saatcioglu M., Mitchell D., Tinawi R., Gardner N. J., Gillies A.G., Ghobarah A., Anderson D.L., and Lau D., [2001] The August 17, 1999, Kocaeli (Turkey) earthquake-damage to structures. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 28(4): 715-737 (2001).
120. Šapiro, G. A i drugi 1974, O vlijanje podatljivosti ramnih uzlov na, radu železobetonskih karakasa pri voljnjih gorizontaalnih, nagruzkah. *Rabota konstrukcij žilih zdaniy iz krupno, razmernih elementov*, Sbornik statej №-4, Strojizdat, Moskva, str. 4-26.
121. *Savremeni problemi dinamike konstrukcija*, 1982, Jugoslovenski građevinski centar, Građevinski fakultet, Beograd
122. SEAOC Vision 2000 Committee Report (1995). Performance Based Seismic Engineering. Sacramento, California: Structural Engineers Association of California.
123. Sekulović M., 1988 *Metod konačnih elemenata*, Građevinska knjiga, Beograd.
124. Sekulović M., 1991 *Matrična analiza konstrukcija*, Građevinska knjiga, Beograd
125. Senel S. M., & Kayhan A. H., 2010. Fragility based damage assesment in existing precast industrial buildings: A case study for Turkey *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 34, No. 1 (2010) 39-60.
126. Sigmund, V., Gulijaš, I. & Stanić, A.: Nelinearni odgovor konstrukcija dimenzioniranih hrvatskim i evropskim normama, *Građevinar* 54, 1, pp. 1-13, 2002.
127. Simončič V., 1989 *Matrična analiza na konstrukcije*, Univerzitet "Kiril i Metodij", Skopje
128. Sprint Project: 1994 *Semi rigid connections in Steel construction*. European Community strategic programme for innovation and technology transfer
129. Stanković M., 1983 *Proračun okvira po Teoriji drugog reda tačnom metodom deformacije*, SDGKJ, VII kongres, Cavtat
130. Stanković, M. & Đorđević Đ.: *STRESS, Programski sistem za statički proračun inženjerskih konstrukcija*, Trion computers, Niš, 1991.

131. Stubbs I. R., MacLamore V. R., The ambient vibration survey, *Proceedings of Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, (Rome, Italy, 1973).
132. Trifunac M. D., Comparison between ambient and forced vibrations experiments, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* (1972), 1:133-150.
133. Vasilev, T. V., Gospodinov, G. & Petkov, Z. B., Numerical Modelling of Hysteretic Behaviour of RC Joints, as ref 4, p 5359.
134. Wald, F. (editor). (1994). COST-CI - Semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections. Proceedings of the second state of the art COST-CI workshop, Prague 26-28 October. Czech Technical University.
135. Wallace J., Moehle J., The 1985 Chile earthquake: An evaluation of structural requirements for bearing wall buildings, *Earthquake Engineering Research Center Report No. UCB/EERC-89/05*, (University of California at Berkley, 1989).
136. Wen, Y. K., Hwang, H., M. Shinozuka (1994). Development of reliability based design criteria for buildings under seismic load. *Technical Report NCEER-94-0023*, NCEER - State University of New York at Buffalo.
137. Wight S., Wight J., Moehle J., The 1985 Chile earthquake, observations on earthquake-resistant construction in Vina del Mar. *Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 532*, (University of Illinois, Urbana, 1987).
138. Zandonini R. & Zanon P., 1986 *Semi-Rigid and Flexible Connections: An Experimental Investigation*, Proceedings of the International Conference on Steel Structures, Budva
139. Zdravković S., Milićević M., Drenić D., Kapsasrov H., 1995 *Određivanje dinamičkih karakteristika konstrukcije "MINOMA" eksperimentalno u prirodnoj veličini i računski na modelu*. Monografija "Modeliranje, proračun i ispitivanje konstrukcija", Niš, Str. 244- 257.
140. Zdravković S., Milićević M., Folić R., Zlatkov D., Significance and part of elastic connections of members with joints in earthquake engineering, *IJWCEE*, 6, (Acapulco, Mexico, 1996), 23-28.
141. Zdravković S., Milićević M., Zlatkov D., 1996 *Static and dynamic design of structures with semi-rigid connections*. ABSEColloquium, Istanbul, pp.137-144
142. Zdravković S., Milićević M., Zlatkov D., Kostadinov B., 1995 *Uticaj polukrutih veza na preraspodelu statičkih i deformacijskih veličina u linijskim sistemima*. Monografija "Modeliranje, proračun i ispitivanje konstrukcija", Niš, Str. 32-46
143. Zdravković S., Milićević M., Zlatkov D., Kostadinov B., 1997 *Istraživanja sistema sa polukrutim vezama u svetu danas*, XXII Jugoslovenski kongres teorijske i primenjene mehanike, Vrnjačka Banja, Zbornik radova
144. Zdravković S., Zlatkov D., Mladenović B., Mijalković M., Seismic analysis of plane linear systems with semi-rigid connections, *Earthquake Resistant Engineering Structures*, VII World Conference, ERES VII- Cyprus, maj 2009, ISBN: 978-1-84564-180-1, Wessex Institute of Technology, UK, Editors: M.Phocas, C. A. Brebbia, P. Komodromos, pp 105-115.
145. Zenkiewicz O. C., 1977 *The Finit Elements Method*, McGraw-Hill, London
146. Zenunović D. & Folić R., Models for behaviour analysis monolithic wall and precast or monolithic floor slab connections, *Engineering Structures*, 40 (2012) 466-478.
147. Zhang J. C., Li N., Wang KY., Qui JH., Chu XF., Zhu L., Experimental study of precast concrete beam-column subassembly with cast-in-situ monolithic joints, *Proceedings of the 3rd international conference on the concrete future*, (2008), 509-518.
148. Zhaoa B., Taucera F., Rossetto T., [2009] Field investigation on the performance of building structures during the 12 May 2008 Wenchuan earthquake in China, *Engineering Structures*, 31 (2009) 1707-1723.
149. Živković S., 2009, Prilog proračunu okvirnih konstrukcija sa elastičnim vezama na krajevima štapova, Univerzitet u Nišu, Građevinsko-arhitektonski fakultet Niš, magistarski rad.
150. Zlatkov D., 1998, *Analiza sistema sa polukrutim vezama u čvorovima*, Univerzitet u Nišu, Građevinski fakultet Niš, magistarski rad.
151. Zlatkov D., Stanojev M., Budić S., Zdravković S., *Uticaj stepena uklještenja veze grede i stuba na promenu vitkosti, pomerljivosti i dinamičkih karakteristika konstrukcije fabrike "Fressenius" u Vršcu, Srbija*, 5. internacionalni naučno-stručni skup građevinarstvo - nauka i praksa, Žabljak, 17-21. februara 2014.
152. Zlatkov D., Zdravković S., Igić T., Mladenović B.: Design of systems with semi-rigid connections by deformation method according to the second-order theory, The 3rd international congress of Serbian Society of Mechanics, Vlasina, 2011, ISBN 978-86-909973-2-9, C-60-170.str.
153. Zlatkov D., Zdravković S., Mijalković M., Mladenović B., Igić T.: Redistribution of the influences in systems with semi-rigid joints on elastic foundations, Scientific Journal FACTA UNIVERSITATIS, Series: Architecture and Civil Engineering, *University of Niš*, Vol.8, No 1, 2010, pp 225-234.

154. Zlatkov D., Zdravković S., Mijalković M., Mladenović B.: EXPERIMENTAL DETERMINATION OF INFLUENCE OF INFILL WALLS ON DYNAMIC CHARACTERISTICS OF RC PREFABRICATED STRUCTURE, International jubilee conference uaceg 2012: science & practice, University of architecture, civil engineering and geodesy, 15-17 november 2012, Sofia, Bulgaria, pp.189-194.
155. Zlatkov D., Zdravković S., Mladenović B., Mijalković M.: "Application of Finite Element Method for Static Design of Plane Linear Systems with Semi-rigid Connections", XIV International Conference on Computational Methods and Experimental Measurements, CMEM XIV-Algarve, Portugal, jun 2009., Wessex Institute of Tehnology, UK, editors: C. A. Brebbia, G. M. Carlomango, pp. 547-557.
156. Zlatkov D., Zdravković S., Mladenović B., Stojić D.: Matrix formulation of dynamic design of structures with semi-rigid connections, facta universitatis, series: architecture and civil engineering vol.9, no 1, 2011, ISSN 0354-4605, pp. 89–104, udc 004+624.042.8:624.071.3=111, doi: 10.2298/fuace1101089z.
157. Zlatkov D., Zdravković S., Mladenović B., Živković S., Spasojević–Šurdilović M.: *Stability of structures with semi-rigid connections*, 13th INTERNATIONAL SCIENTIFIC CONFERENCE VSU'2013, SOFIA, ISSN: 1314-071X, pp. I-189-195.