



UNIVERZITET U NOVOM SADU  
FAKULTET TEHNIČKIH NAUKA U  
NOVOM SADU

---



**Boris Folić**

**SEIZMIČKA ANALIZA BETONSKI  
KONSTRUKCIJA FUNDIRANIH  
NA ŠIPOVIMA**

**Novi Sad, 2016. godina**



---



## КЉУЧНА ДОКУМЕНТАЦИЈСКА ИНФОРМАЦИЈА

Редни број, <b>РБР:</b>			
Идентификациони број, <b>ИБР:</b>			
Тип документације, <b>ТД:</b>	Монографска документација		
Тип записа, <b>ТЗ:</b>	Текстурани штампани материјал		
Врста рада, <b>ВР:</b>	Докторска дисертација		
Аутор, <b>АУ:</b>	мр Борис Фолић		
Ментор, <b>МН:</b>	Проф др Ђорђе Лађиновић		
Наслов рада, <b>НР:</b>	СЕИЗМИЧКА АНАЛИЗА БЕТОНСКИХ КОНСТРУКЦИЈА ФУНДИРАНИХ НА ШИПОВИМА		
Језик публикације, <b>ЈП:</b>	Српски		
Језик извода, <b>ЈИ:</b>	Срп./ Енг.		
Земља публиковања, <b>ЗП:</b>	Република Србија		
Уже географско подручје, <b>УГП:</b>	Војводина		
Година, <b>ГО:</b>	2016		
Издавач, <b>ИЗ:</b>	Ауторски репринт		
Место и адреса, <b>МА:</b>	Нови Сад, Трг Доситеја Обрадовића 6		
Физички опис рада, <b>ФО:</b> (поглавља/страна/ цитата/табела/слика/графика/прилога)	7/515/217/75/502/-/4		
Научна област, <b>НО:</b>	Грађевинско инжењерство		
Научна дисциплина, <b>НД:</b>	Теорија конструкција. Фундирање. Земљотресно инжењерство		
Предметна одредница/Кључне речи, <b>ПО:</b>	Земљотресно инжењерство. Геомеханика.		
<b>УДК</b>			
Чува се, <b>ЧУ:</b>	У библиотеци ФТН у Новом Саду, Трг Доситеја Обрадовића 6. Нови Сад. Република Србија.		
Важна напомена, <b>ВН:</b>			
Извод, <b>ИЗ:</b>	У овом раду анализирани су утицају интеракције конструкција-темељ-толом током сеизмичких дејстава. Примењене су нелинеарне анализе временске историје (ТН) и пушвер метода. Анализирани су модели гредних мостова, на карактеристичним локацијама и са оптерећењима и материјалима према БАБ'87. Интеракција је третирана преко еластичних опруга и као нелинеарна преко линк елемената $p$ -у кривама. Криве су моделоване вишелинијским Такеда хистерезисним моделом. Проучено је стање конструкција у току и након земљотреса, укључиво и други удар земљотреса. У мањем обиму су анализирани конструкције зграда према ЕЦ2 и ЕЦ8.		
Датум прихватања теме, <b>ДП:</b>			
Датум одбране, <b>ДО:</b>			
Чланови комисије, <b>КО:</b>	Председник:	Проф др Милинко Васић	Потпис ментора
	Члан:	Проф др Станко Брчић	
	Члан:	Проф др Митар Ђого	
	Члан:	Доц. др Андрија Рашета	
	Члан, ментор:	Проф др Ђорђе Лађиновић	



УНИВЕРЗИТЕТ У НОВОМ САДУ • ФАКУЛТЕТ ТЕХНИЧКИХ НАУКА  
21000 НОВИ САД, Трг Доситеја Обрадовића 6

**КЉУЧНА ДОКУМЕНТАЦИЈСКА ИНФОРМАЦИЈА**

---





## KEY WORDS DOCUMENTATION

Accession number, <b>ANO</b> :	
Identification number, <b>INO</b> :	
Document type, <b>DT</b> :	Monograph documentation
Type of record, <b>TR</b> :	Textual printed material
Contents code, <b>CC</b> :	PhD Thesis
Author, <b>AU</b> :	Boris Folić MSc, civ. eng.
Mentor, <b>MN</b> :	Đorđe Lađinović, PhD, civ.eng, (full professor)
Title, <b>TI</b> :	SEISMIC ANALYSIS OF CONCRETE STRUCTURES FOUNDED ON PILES
Language of text, <b>LT</b> :	Serbian
Language of abstract, <b>LA</b> :	Eng.-srp.
Country of publication, <b>CP</b> :	Republic of Serbia
Locality of publication, <b>LP</b> :	Vojvodina
Publication year, <b>PY</b> :	2016
Publisher, <b>PB</b> :	Author's reprint
Publication place, <b>PP</b> :	21000 Novi Sad, Trg Dositeja Obradovića 6.
Physical description, <b>PD</b> : (chapters/pages/ref./tables/pictures/graphs/appendixes)	
Scientific field, <b>SF</b> :	Civil Engineering
Scientific discipline, <b>SD</b> :	Structural analysis. Foundation. Earthquake Engineering.
Subject/Key words, <b>S/KW</b> :	Earthquake engineering. Geomehnics.
<b>UC</b>	
Holding data, <b>HD</b> :	In the library of the Faculty of Technical Sciences. Trg Dositeja Obradovića 6, 21000 Novi Sad, Republic of Serbia
Note, <b>N</b> :	
Abstract, <b>AB</b> :	The thesis studies the effects of the structure-foundation- soil interaction during seismic action using non-linear analysis methods Time History and PushOver. Analysis is made of beam bridges, in their typical locations and with loads and construction materials based on BAB'87/-Yu Code. The interaction is treated as linear using elastic spring model, and non-linear as link element on <i>p-y</i> curves which are modeled using the multi-linear Takeda hysteresis model. Studies are made on the performance of the constructions during and after an earthquake including aftershocks. The work, to a lesser extent, also includes similar analyses and studies for buildings, based on EC2 and EC8 codes.
Accepted by the Scientific Board on, <b>ASB</b> :	
Defended on, <b>DE</b> :	
Defended Board, <b>DB</b> :	President: Milinko Vasić, Ph.D, Full profesor
	Member: Stanko Brčić, Ph.D, Full profesor
	Member: Mitar Đogo, Ph.D, Full profesor
	Member: Andrija Rašeta, Ph.D, Asis. profesor
	Member, Mentor: Đorđe Lađinović, Ph.D, Full profesor
	Mentor's sign

---



---

# САДРЖАЈ

---

<b>1. Уводна напомене</b>	<b>1</b>
1.1. Предмет и проблем истраживања (доминантна бочна оптерећења)	3
1.2. Сажет преглед владајућих ставова у подручју истраживања	5
1.3. Полазишта-хипотезе истраживања	7
1.4. Циљеви истраживања	7
1.5. Методологија истраживања	8
1.6. Постигнути резултати истраживања	9
1.7. Кратак садржај рада	9
<b>2. Дејство земљотреса и основи сеизмичке анализа објеката</b>	<b>11</b>
2.1 Карактеристике земљотресних дејстава и оштећења	13
2.1.1 Јаки земљотреси	13
2.1.2 Таласи у тлу	14
2.1.3 Одговор система конструкција-тло и динамичка крутост	17
2.1.4 Нека оштећења објеката и шипова	19
2.1.5 Оштећења услед нерегуларности – дефеката шипова	21
2.1.6 Пригушење и дуктилност	22
2.2 Основи метода сеизмичке анализе конструкција	26
2.3 Аспекти интеракције конструкција темељ –тло	30
<b>3. Интеракција темеља на шиповима</b>	<b>33</b>
3.1 Уводне напомене	35
3.2 Интеракција код групе шипова	36
3.3 Прорачун конструкција у интеракцијом са темељом и тлом	41
3.4 Елементи анализе интеракције конструкција – тло	43
3.5 Поделе и општа разматрања интеракције конструкција-темељ-тло	44
3.6 Методологија проучавања интеракције	50
3.7 Стабилност витких шипова у ликвефабилном тлу	58
3.7.7 Закључци	86
3.8 Анализа интеракције шип – тло – шип и ефикасност групе шипова	87
3.9 Закључак	141

<b>4. Сеизмичка анализа конструкција бетонских зграда</b>	<b>143</b>
4.1 Уводне напомене	145
4.2 Концептуално пројектовање (зграда у сеизмичким подручјима)	145
4.3 Приближне и уобичајене анализе конструкције зграда	150
4.4 Прорачун динамичких карактеристика	152
4.5 Осврт на методе анализе и пројектовање сеизмичке отпорности	154
4.6 Механизми за дисипацију енергије	155
4.7 Спектрална-модална анализа и димензионисање 3Д модела зграде	157
4.8.1 Анализа резултата на рамовима са и без увођења интеракције	163
4.9 Дискусија резултата и закључци	190
<b>5. Сеизмичка анализа гредних бетонских мостова</b>	<b>193</b>
5.1 Увод	195
5.2. Методе пројектовања БМ за сеизмичка дејства	195
5.3. Нумеричко моделирање интеракције шип – тло и ИНДА	214
5.4. Нумеричке анализе конструкције моста	222
5.4.1 Опис објекта и модела	222
5.4.2-5.4.6 Пушвер анализа 2Д рама уз варирање параметара и дискусија	234
5.5.1 Анализа дејства земљотреса преко временског записа акцелерограма	254
5.5.2-5.5.5 Анализа преко временског записа 2Д рама са везним гредама	323
5.6.1 - 5.6.4 Одговор на El Centro и VR77 и VR86 једнослојно тло без ВГ	359
5.6.5 до 5.6.8 Одговор на El Centro и VR77 и VR86 двослојно тло без ВГ	367
5.6.9 до 5.6.12 Одговор на El Cen. и VR77;86 једнослојно тло са ВГ40/60	376
5.6.13 Одговор на El Cen. и VR77;86 двослојно тло са ВГ40/60	388
5.6.14 Упоредна анализа резултата. Закључак	398
5.6.15 до 5.6.17 Испитивање корака интеграције на резултате и ВГ40/80	405
5.7 Сумарна дискусија резултата. Закључци	411
<b>6. Завршне напомене и закључци</b>	<b>417</b>
6.1 Опште напомене и резиме	419
6.2 Закључци	420
6.3 Неке препоруке	427
6.4 Правци даљих истраживања	428
<b>7. Ужи попис литературе и Библиографија</b>	<b>431</b>
Ужи попис литературе	433
Библиографија	441
<b>ДОДАЦИ - ПРИЛОЗИ</b>	<b>463</b>
Додатак - Прилог А	465
А) Карактеристике модела материјала и пластичних зглобова	467
Додатак - Прилог Б	475
Б) Спектри одговора. параметри за ТН анализу Вранчеа, Империјал Валеј и Ел Центро акцелерограма	477

---

Додатак - Прилог Ц	491
Ц) Табеле и дијаграми интеракције, модел р-у песак	493
Додатак - Прилог Д	503
Д) Програм у програмском језику Basic-у за анализу интеракције шип - тло – шип	505



---



---





---

# **1 . УВОДНЕ НАПОМЕНЕ**

---

---

# 1 УВОДНЕ НАПОМЕНЕ

---

## 1.1 ПРЕДМЕТ И ПРОБЛЕМ ИСТРАЖИВАЊА

Земљотреси као случајни природни процеси спадају у групу стохастичких феномена и као такви тешко се могу правовремено предвидети. Због тога је, са становишта градитељске струке, једини начин за смањење штетних последица земљотреса, избор правилног облика конструкције објекта, адекватна анализа, детаљирање темеља и конструкције, као и контрола извођења. Све то представља анти-сеизмичко, односно асеизмичко пројектовање и грађење објеката. За асеизмичко пројектовање у пројектантској пракси се, у првом реду, користе технички прописи (Правилници, Стандарди, Смернице, Норме, Препоруке) у складу са економским и друштвеним условима и законима појединих земаља или међународних удружења. Понекад се ови документи међусобно битно разликују па је за формулисање препорука за њихову конкретну примену потребна њихово преиспитивање, упоредна анализа вредновање. При томе је значајно у анализу увести локалне услове.

Познато је да се наша земља налази у сеизмичким активним подручјима, па су истраживања у овом раду усмерена на сеизмичке анализе и проучавање понашања карактеристичне групе бетонских објеката, темељених на шиповима када су изложени сеизмичким дејствима. Истраживања у овом раду су ограничена на конструкције регуларних оквира зграда и већим делом гредних мостова фундираних на шиповима. Све конструкције или делови конструкција који су у контакту са тлом при дејству земљотреса на ове системе крећу се и померају (тзв. кинематичка интеракција). При томе ни померања конструкције ни померање тла нису независни један од другог. Овај процес у којем поменута померања конструкције и тла утичу на одговор система назива се интеракција конструкција-тло. Због овог феномена одговор конструкције са или без увођења интеракције се разликује зависно од врсте конструкције и квалитета тла на коме је фундирана. Оштећења изазвана снажним земљотресима, нарочито Niigata (1964), Kobe (1995) и др. не зависе само од одговора горње конструкције (доминантан утицај убрзања тзв. инерцијална интеракција) већ и од одговора темеља и тла. То је разлог што се последњих година све више, код значајнијих објеката, у прорачун укључује комплетан систем конструкција, темељи и тло.

Иако потичу из давнина, шипови су осавремењено и дан-данас поуздано средство за фундирање високих и тешких зграда и инжењерских објеката на тлу мале носивости. Употребом шипова се обезбеђује пренос оптерећења са конструкције на носеће слојеве тла и спречава прекомерно слегање, а тиме и непожељне деформације конструкције. Носивост темеља на шиповима зависи од квалитета материјала тло-шип и геометрије сваког појединачног шипа, начина њиховог уграђивања, размака шипова, тј. ефекта групе шипова, затим својства и правца деловања оптерећења. За фундирање мостова се најчешће користе бушени шипови, а код зграда и побијени, и у тлу изведени шипови. Код фундирања мостова се врло често, поред класичних темеља на шиповима (pile footings), користе бушени шипови (drilled shaft), као део носеће конструкције уместо

средњих стубова (PoLam, i dr. 1998). У раду су третиране и ове специфичне конструкције на једном АВ надвожњаку.

Пројектовање сеизмички отпорних темеља за статичка и сеизмичка дејства је слично, али не исто, јер у појединим случајевима динамичка дејства нарочито у интеракцији са тлом могу значајно да измене своје карактеристике. И поред тога оно није третирано у већини техничких прописа који се односе на конструкције. Изузетак је EN 1998 - Еврокод 8 део 5 који се односи на геотехничке аспекте и темеље, а недавно се јавља и у препорукама појединих асоцијација. При анализи темеља потребно је узети у обзир сеизмички хазард и ефекте локације. Због тога је асеизмичко пројектовање темеља, нарочито темеља на шиповима, веома актуелна и комплексна тема за истраживање (Prakash, Novak, Gazetas, Poulos, Pecker i Pender, 2000). За проучавање интеракције потребно је познавање механике тла, фундаирања, конструкторства (нарочито земљотресног инжењерства) и овладавање одговарајућим вештинама. При пројектовању темеља нагласак је на граничном стању носивости и процену адекватног фактора сигурности (често око 3). За боље разумевање понашања тла и заједничког деловања тло-темељ развијени су конститутивни модели који доприносе јаснијем сагледавању њиховог понашања. Често се и за сеизмичка дејства усваја линеарно понашање тла, а за темеље се уводе њихове цикличке деформације. Због тога је важно користити адекватне процене динамичких параметара тла и у складу са тим и значајем објекта, одговарајуће моделе.

У више техничких прописа и смерница за пројектовање наводи се да интеракција конструкција-тло повољно делује на сеизмички одговор и да се може занемарити. У почетку се сматрало да се тиме повећава сигурност објеката. Оправдање за то је чињеница да увођење интеракције доприноси флексибилности конструкције (система конструкција-тло) повећавајући својствене периоде вибрација у односу на одговарајуће периоде конструкције круто ослоњене на подлогу. Такође се сматрало да интеракција конструкција-тло (ИКТ, чешће се у литератури користи скраћеница на енглеском SSI) повећава однос ефективног пригушења система, међутим то је тачно само у специфичним случајевима, нпр. код радијацијског пригушења. Коришћењем класичне методе спектра одговора, са порастом периоде и ефективног пригушења, смањује се сеизмички одговор који показује анализа интеракције конструкција-тло (SSI). Критичку анализу улоге интеракције су изнели (Mylonakis i Gazetas, 2000) и указали да су поменута схватања улоге интеракције често погрешна. Они наводе да на меком тлу увођење интеракције изазива продужење периоде сеизмичких таласа и повећање периоде конструкције, па може изазвати појаву резонанце при дужим периодама вибрација тла, код високих објеката. Ово указује на изузетну важност проучавања интеракције конструкција-тло за значајније конструкције.

Занемаривање интеракције конструкција-тло је оправдано само када су у питању лакше конструкције ослоњене на релативно чврстом (добро носивом) тлу. У лакше конструкције спадају зграде ниже спратности и мостови мањих распона, обе са регуларном конструкцијом. Насупрот томе, за теже конструкције (вишеспратне зграде, складишта и мостови средњих и већих распона) нужна је анализа интеракције конструкција-тло. То је потребно и за објекте на тлу мале носивости, у оба случаја, тј. код плитких темеља (најчешће АВ плоче) и дубоких темеља, најчешће шипова. Феномен интеракције се, при покретима тла у земљотресу (сеизмички покрети) манифестује у два облика позната као кинематичка и инерцијална интеракција. Наиме, покрети тла изазивају померања названа „кретање слободног поља“ које темељи не могу у потпуности да прате што се испољава као *кинематичка* интеракција. Маса конструкције преноси инерцијалне силе на тло изазивајући додатне деформације тла

што се назива *инерцијална интеракција* (Wolf, 1985). Детаљније објашњење је дато у другом поглављу овог рада.

Интеракција конструкција-тло спада у најактуелније проблеме земљотресног инжењерства. Међутим, због неразвијене методологије и њене комплексности обухватања интеракција конструкција – тло, још увек се претпоставља потпуно укљештене у темељ са полазиштем да то даје конзервативне резултате. Истраживања су показала да интеракција повећава моменат претурања и деформације конструкције, нарочито код високих флексибилних конструкција и вишеспратних зграда (Мексико сити, 1985). Такође, увођењем интеракције добија се повећање својствене периоде конструкције услед флексибилности тла, а пригушење се повећава услед делимичне апсорпције енергије из конструкције у тло, нарочито код фундирања на слабо носивом тлу. Због тога је за тачније анализе значајнијих конструкција нужно проучавање интеракције конструкција-тло. У густо изграђеним објектима у већим градовима постоји и динамичка интеракција конструкција-тло-конструкција (Тесла Н., први експеримент са електро-механичким осцилатором прикљученим на конструкцију), при чему се мисли на суседне конструкције/објекте. Ова интеракција није предмет проучавања у овом раду већ су проучавања ограничена на интеракцију конструкција објекта-темељ-тло.

Почев од 70-тих година прошлог столећа отпочело је проучавање динамичке интеракције конструкција-тло са предлозима за аналитички и нумерички прорачун модела у анализи сложених конструкција. Ова истраживања су често праћена експерименталним испитивањима, углавном центрифугалног теста, ређе на вибро платформи или побудом стварног објекта (Жежељ, Петровић, Јуруковски). Значајна сазнања добијају се из анализе понашања конструкција, темеља и тла после снажних земљотреса. Што се тиче динамичке интеракције темеља на шиповима са тлом значајан допринос су дали Novak, Nogami, и др. Истраживања су интензивирани деведесетих година при чему је најзначајнији допринос дао G. Gazatas и сарадници. Од 2005. године одржавани су и Јапанско-Грчки скупови Радионице (енглески Workshops) посвећени теоријским и практичним проблемима интеракције конструкција-темељ-тло.

У овој дисертацији проучава се интеракција конструкција-тло код бетонских објеката фундираних на шиповима. При томе се разматрају, углавном, регуларне конструкције да би се издиференцирали проблеми интеракције зависни од карактеристика тла и темеља на шиповима. Код зграда то је актуелно само када се ради о објектима веће спратности, а нарочито код већих корисних оптерећења, тј. тежи објекти. Такви објекти се редовно темеље на шиповима. То је случај са складиштима, библиотекама и архивима, тј. објектима који и за умерени број спратова због велике тежине условљавају примену шипова, чак и за случајеве када тло површинских слојева није веома мале носивости. Разматрања обухватају АБ оквирне регуларне конструкције зграда, а већим делом су усмерена на гредне АБ и преднапрегнуте мостови са регуларном конструкцијом.

## **1.2. САЖЕТ ПРЕГЛЕД ВЛАДАЈУЋИХ СТАВОВА У ПОДРУЧЈУ ИСТРАЖИВАЊА**

Проблем интеракције конструкција-тло је област која обједињује конструкторство и геотехничко инжењерство. У земљотресном инжењерству актуелне су методе анализе оштећења која морају бити ограничена, зависно од интензитета земљотреса, локаних услова сеизмичности и тла, карактеристика конструкције и темеља. Уместо раније коришћене методе анализе засноване на силама, последњих година се користи принцип пројектовања заснованог на перформансама (Ghobarah, 2001) и (Лађиновић, 2002). Овој

методи су посвећени и скупови, као нпр. (Fajfar и Krawnikler, 2004). На енглеском се назива Performance Based Design (PBD) односно Performance Based Seismic Design што спада у Performance Based Engineering . У сеизмичким проценама понашања конструкције су сеизмички хазард и процена сеизмичких захтева конструкције (FEMA 273, 1997). Циљане перформансе су оне које се користе за дефинисање стања конструкција за прорачунски земљотрес: тренутно коришћење (IO), спречавање рушења (CP), или сигурност живота (LS). Појава оштећења уводи елементе конструкција у пост-еластични домен понашања па је нужно коришћење нелинеарних анализа. У конструкцијама се процена сеизмичких захтева користе на глобалном и локалном нивоу. На глобалном нивоу то је нпр. померање контролног чвора, обично на врху конструкције или локалном где се проверавају релативна (међуспратна) генералисана померања појединих тачака елемената конструкције (inter story drift) нпр. стубова неког средњег спрата. Код сложеног система конструкција-темељ-тло то је знатно комплексније, а посебно за објекте који се фундирају на шиповима.

За разумевање понашања конструкција под сеизмичким дејствима и у њеној интеракцији са тлом и за асеизмичко пројектовање темеља на шиповима потребно је познавање низа параметара тла (нарочито динамичких својстава). То су: карактеристика примењеног конструкцијског система, начин фундирања и карактеристика земљотреса. За њихово проучавање користе се резултати центрифугалног теста или оних добијених на вибро платформи. Од значаја су истраживања стања носећих елемената и конструкције, тј. њихова оштећења после земљотреса, и анализе забележених сеизмичких показатеља који значајно утичу на интеракцију тло-шип-конструкција. Ови параметри су значајни и за проверу динамичких карактеристика горње конструкције и ефеката сеизмичких покрета изазваних померањем темеља. Из практичних разлога, у већини случајева се ефекти аксијалног и бочног оптерећења могу третирали независно. Комплексност анализе одговора шипова на сеизмичка дејства везује се и за одговор наглавнице (често се користи термин капа) шипова, облика деформисања и максималне вредности деформација подуж шипа, али на одговор утичу и профил тла у који су шипови уграђени и карактеристике сеизмичке побуде.

У литератури је ограничен фонд „in situ“ резултата понашања спрегнутог система конструкција-тло, па је верификација модела комплекснија него у другим областима земљотресног инжењерства. Разлог за то је што су свеобухватна испитивања веома скупа и тешко их је спровести. Због тога су истраживања усмерена на изналажење нумеричких модела којима се симулира реално понашање конструкције и тла. Циљ таквих анализа је повећање поузданости објеката у сеизмичким подручјима.

Постоји тенденција да се тло у анализи идеализује и да се третира као хомогена, еластична и изотропна средина. Разлог томе је што оваква идеализација тла омогућује примену Теорије еластичности којом се довољно добро обухватају физичко-механичка својства тла у условима мирног оптерећења. Када су у питању сеизмичка дејства нужно је увођење комплекснијих модела којима се могу обухватити пригушења и тла и конструкције. Развој рачунара омогућио је употребу нових метода прорачуна, истраживање варијантних решења и преиспитивање тачности различитих прорачунских модела. То даје могућност да се препоруче модели прорачуна зависно од поузданости прорачунских параметара и захтевани тачности зависно од значаја објекта.

### 1.3. ПОЛАЗИШТА-ХИПОТЕЗЕ ИСТРАЖИВАЊА

*Основна хипотеза* у овом раду је да се код бетонских конструкција, са сложенom конструкцијом, фундираних на шиповима ради реалног сагледавања понашања нужно увести интеракцију конструкција-темељ-тло. При томе су проучавања интеракције бетонских мостова фундираних на шиповима ограничена на гредне мостове и на регуларне скелетне зграде.

*Друга хипотеза* је да на тачност резултата интеракције конструкција-тло битно утиче начин моделирања конструкције али и моделирање тла. Због тога је за препоруке адекватних модела за анализу интеракције конструкција-тло потребна упоредна анализа резултата добијених применом различитих модела конструкције и тла.

Полази се од тога да на понашање ових конструкција, поред конструктивног система објеката, битно утичу локални услови (квалитет и врста тла и сеизмичност локације), врста шипова, њихов број и распоред као и начин повезивања у групе. При томе се претпоставља да у највећем броју случајева на одговор конструкције значајно утиче међусобни размак шипова у темељу, однос пречника међусобног растојања и дужина шипова, као и начин њиховог повезивања у глави шипова везним гредама или темељном плочом. То се односи на интеракцију шипова са тлом и шипова међу собом када су постављени у групи, а такође и утицај везних греда или плоча које повезују главе шипова обезбеђујући интегритет темеља. То је посебно значајно код фундарања на тлу са потенцијалом ликвифакције због великих бочних деформација. Те деформације изазивају бочно ширење – измицање тла, а шипови остају „огољени“, тј. без контакта са тлом. У тим случајевима мора се проверити стабилност шипова.

### 1.4. ЦИЉЕВИ ИСТРАЖИВАЊА

Примарни циљ је да се на основу истраживања утицаја појединих параметара на понашање проучаваних конструкција у земљотресима и уз увођење интеракције тла и конструкције, добију резултати на основу којих би се препоручили одговарајући модели и методологије њиховог пројектовања, зависно од локалних услова. При томе се, користе искустава доступне литературе из света, и Извештаја појединих институција из САД, Јапана, Новог Зеланда и др. и сопствених истраживања уз увођење наших специфичних геотехничких услова. Поред тога коришћени су и технички прописи појединих земаља, и Еврокодovi уз њихово упоређење и анализу применљивости у нашим условима.

Циљ је да се препоруче адекватни модели прорачуна интеракције конструкција-темељ-тло, зависно од значаја објекта и потребне тачности. Тиме ће бити омогућено, и код нас, увођење новог приступа пројектовању бетонских мостова, а делимично и регуларних скелетних зграда, уз укључивање интеракције конструкције и тла. То ће допринети реалнијој процени стварне поузданости и економичности анализираних конструкција у сеизмички активним подручјима и формулисању одговарајућих препорука за пројектовање бетонских објеката, у првом реду гредних мостова и конструкција зграда фундираних на шиповима. Да би се проценила њихова употребљивост у пракси коришћене су и приближне методе анализа фундарања на шиповима и процене интеракције са тлом и конструкцијом.

## 1.5. МЕТОДОЛОГИЈА ИСТРАЖИВАЊА

У раду су примењене основна метода моделовања и посебне методе анализе и синтезе. Посебно је примењена упоредна анализа резултата добијених применом различитих модела конструкције и модела тла.

У истраживањима су коришћене познате опште и посебне методе истраживања нпр. метода упоредне анализе преко сличности и разлике. При обради дела резултата коришћена је и стандардна статистичка метода обраде података.

Коришћене су и посебне научне методе: апстракција и конкретизација, генерализација и специјализација, дефиниција и класификација, и студија случаја. Ради верификације резултата сопствених нумеричких истраживања коришћени су доступни експериментални резултати.

Често се проучавања интеракције усмерена на појединачни шип, а ефекат групе шипова се грубо процењује од случаја до случаја. Међутим, при дејству земљотреса шипови, са аспекта напона, спрегнуто делују са околним тлом чиме доприносе додатној дисипацији енергије и попустљивости тла, што условљава различити приступ прорачуну ових конструкција - темеља у односу на круто ослањање. Интеракција конструкција-темељ-тло када је у питању финансирање на шиповима треба решити проблем интеракције шипова у групи, тј. ефекат „групе“ шипова. То је проблем који се решава различито при финансирању на кохерентном тлу и на некохерентном тлу. Због тога, многи истраживачи сматрају да је интеракција конструкција-темељ-тло један од најсложенијих проблема у земљотресном инжењерству.

При моделирању конструкције и тла коришћене су конститутивне релације, тј. однос напон-деформација, увођење промене крутости, уз процену маса и пригушења. Тло, чак и при малим деформацијама, испољава нелинеарно понашање односно неповратне деформације. То је 70-тих година прошлог века изазвало шире проучавање и увођења нелинеарности у анализи интеракције при пројектовању темеља на шиповима. За упоредну анализу, при моделирању коришћене су упрошћене методе као што је метода еквивалентне конзоле, и неизбежни Winklerov линеарни и нелинеарни модел (BDWF и  $p$ -у криве). Ипак, показано је да се методе засноване на Winklerov-ом моделу највише користе за анализу одговора темеља на шиповима. Разлог за то је што је то метода заснована на једноставним претпоставкама и не захтева велики утрошак времена за прорачун.

У пракси се најчешће темељи пројектују на више шипова, само се код мањих објеката стубови могу темељити на појединачном шипу, уз обавезну примену везних греда у два управна правца. Распоред шипова, зависно од конструкције и оптерећења, може бити са већим размаком тако да се шипови понашају као појединачни (single pile) или са мањим размаком када се јавља ефекат групе шипова. Шипови се повезују наглавним (везним) гредама или плочама па се при оптимизацији поред броја шипова и оне укључују у анализу. У раду је анализиран утицај броја и распореда шипова на интеракцију конструкција-темељ-тло.

Тачније методе су, углавном, засноване на методи коначних елемената (МКЕ) уз истовремено обухватање тла, шипова и горње конструкције. Од метода засноване на МКЕ један највише коришћених софтверских пакета у конструкторству, за обухватање и интеракције конструкција-темељ-тло је SAP 2000. Истовремено обухватање тла, шипова и горње конструкције је, међутим, ограничено због комплексности нарочито примене нелинеарне анализе. Његовим коришћењем могу се увести елементи 1D, 2D и 3D за конструкцију, и за тло. Такође је могућа анализа вишеслојног тла применом МКЕ



као и примена методе **декомпозиције**. У дисертацији су дискутовани нумерички прорачуни уз примену приближних и тачнијих поступака за процену њихове применљивости у конкретним условима тла, сеизмичности локације и значаја и врсте објекта. За анализу конструкција и интеракције су коришћени програмски пакети засновани на методи коначних елемената (МКЕ), а за интеракцију шип – тло – шип (група шипова) развијен је програм, који је дат у Прилогу дисертације.

## 1.6. ПОСТИГНУТИ РЕЗУЛТАТИ ИСТРАЖИВАЊА

Обављена је критичка анализа праксе и теоријских приступа у пројектовању конструкција бетонских мостова и конструкција регуларних АБ зграда и утицај сеизмичке интеракције, на њихово понашање, у различитим геотехничким условима. Истражени су (тестирани модели различите сложености, а тиме и тачности резултата да би се извели одговарајући закључци и формулисале адекватне препоруке за примену у пракси. Ово је у функцији остваривања постављених циљева истраживања.

Пошло се од основне класификације шипова и специфичности њихове примене у сеизмичким подручјима. Проучена су оштећења темеља на шиповима у догођеним земљотресима и поука из њих што је послужило као усмерење за истраживања у дисертацији. Сажето су приказане теоријске основе моделирања и анализе предметних конструкција на сеизмичка дејства. Након прегледа доступних истраживања интеракције конструкција-темељ-тло формулисани су предлози за њено увођење у анализу оквирне бетонске зграде и ширег разматрања гредних бетонских мостова на сеизмичка дејства. При томе су примењени различити модели укључивања нелинеарног понашања тла и конструкција.

Упоредном анализом резултата добијених применом метода различите сложености и тачности формулисане су препоруке за анализу интеракције конструкција-тло једне класе бетонских зграда и гредних мостова. Код анализе стабилности шипова урађене су параметарске анализе уз одговарајуће препоруке за пројектовање темеља на шиповима у ликвефилном тлу. Препоручене су методе анализе интеракције шипова у групи у тлу карактеристичном за неке локације у Војводини.

Препоручени су прорачунски модели за обухватање интеракције темеља на шиповима применом различитих модела и метода анализе. То се односи и на регуларне конструкције зграда и гредне мостове средњих распона.

## 1.7. КРАТАК САДРЖАЈ РАДА

У првом поглављу – *Уводне напомене* дефинисан је предмет и постављен оквир истраживања у дисертацији. Назначени су владајући ставови у предметној области истраживања, циљеви и хипотезе-полазишта истраживања. Укратко је описана методологија примењена у истраживању. Дат је осврт на постигнуте резултате у истраживању сеизмичке анализе бетонских конструкција (регуларних зграда гредних мостова) фундираних на шиповима. Посебно су наглашени резултати анализе интеракције конструкција-темељ-тло.

У другом поглављу је сажето коментарисано дејство земљотреса на понашање конструкција, претежно бетонских мостова, фундираних на шиповима. Посебно су третирана оштећења шипова и темеља на шиповима (стојећи и лебдећи) уз осврт на посебне услове тла, тј. ликвефакцију. Дат је кратак осврт на параметре који утичу на понашање и пројектовање шипова у сеизмичким подручјима, са нагласком на

сеизмичку отпорност шипова, дуктилност и пригушење. Сажето су изложене основе сеизмичке анализе разматраних АБ конструкција.

Треће поглавље посвећено је интеракцији конструкција-темељ-тло и интеракцији шип-тло-шип, тј. проучавању понашања групе шипова, а и интеракција појединачни шип – тло. Шире је описан начин моделирања при анализи интеракције од упрошћених до сложених модела заснованих на методи коначних елемената и модела граничне равнотеже. Разматрани су нелинеарни ефекти понашања тла, капацитет носивости и посебно значајна анализа стабилности шипова у ликвефакбилном тлу. Дискутовани су резултати нумеричких анализа уз нека упоређење са резултатима других истраживача из доступне литературе.

Четвртим поглављем су обухваћене анализе конструкција бетонских зграда почев од концептуалног пројектовања, прорачуна коришћењем приближних модела, спектралне и мулти-модалне анализе и нелинеарне статичке (pushover) и динамичке анализе (временске историје). Наведене су препоруке за пројектовање сеизмички отпорних конструкција зграда и њиховог фундаирања на шиповима. Нумерички је проучен један пример регуларне оквирне конструкције зграда. Нелинеарност тла је уведена нелинеарним Винклеровим моделом и преко кривих зависности  $p - u$ , уз вредновање резултата упоређењем тих резултата са онима добијеним директном динамичком анализом.

У петом поглављу анализирају се бетонски мостови фундирани на шиповима. Полази се од концептуалног пројектовања, а разматрани су и различити модели и методе за сеизмичку анализу везано за регуларност конструкције мостова. Сажето су анализирани методе предложене у нашим и иностраним техничким прописима. При томе укључене су методе перформанси и нелинеарне методе анализе (статичка и динамичка анализа), уз шири опис инкременталне нелинеарне динамичке анализе. Посебно су, уз коришћење МКЕ анализирани ефекти везних греда, темеља на групи шипова, на понашање конструкције моста. Нелинеарност тла је уведена, као и при проучавању интеракције код зграда, нелинеарним Винклеровим моделом и преко кривих зависности  $p-u$ , уз шире анализе динамичком анализом временске историје. Назначене су препоруке за пројектовање бетонских мостова фундираних на шиповима у сеизмичким подручјима.

У шестом поглављу формулисани су сумарни закључци рада и назначени правци даљих истраживања.

Иза шестог поглавља приложен је шири списак коришћене литературе и литературе која је цитирани у раду (уз коришћење Харвардског система).

Раду су, због ширине обраде тематике у дисертацији су прикључени **Додаци** у којима су третиране теоријске основе неких анализа (улазни подаци за нелинеарне анализе), као и програм за анализу интеракције шип – тло – шип, који нису уврштени у основни текст дисертације.

---

## **2 . ДЕЈСТВО ЗЕМЉОТРЕСА И ОСНОВИ СЕИЗМИЧКЕ АНАЛИЗА ОБЈЕКТА**

---

## 2 ДЕЈСТВО ЗЕМЉОТРЕСА И ОСНОВИ СЕИЗМИЧКЕ АНАЛИЗА ОБЈЕКТА

### 2.1. КАРАКТЕРИСТИКЕ ЗЕМЉОТРЕСАНИХ ДЕЈСТАВА И ОШТЕЋЕЊА

#### 2.1.1 ЈАКИ ЗЕМЉОТРЕСИ

Понашање конструкција у земљотресима је веома тешко поуздано предвидети. Разлози за то су стохастичка природа земљотреса, недовољно познати параметри локације и својства конструкције. Да би се правилно пројектовале сеизмички отпорне конструкције потребно је познавати природу сеизмичког дејства и одговора конструкција грађевинских објеката на таква дејства. Земљотреси као случајни природни процеси спадају у групу стохастичких феномена и као такви тешко се могу правовремено предвидети. Процена дејства земљотреса и припрема улазних података за анализу сеизмичке отпорности конструкције објеката припада области инжењерске сеизмологије.

Проучавања дејства земљотреса има неколико праваца и оно је веома значајно. Регистрација и проучавање оштећења је била основа за анализу и закључивање о квалитету/ваљаности техничких прописа који су оквир за пројектовање и грађење објеката у сеизмички активном подручјима. Тако су велика оштећења и рушења била индикатор за промене, тј. унапређење техничких прописа. Карактеристични примери за то су Ниагата 1964, Сан Фернандо 1971, Кобе, 1995. итд. При томе то нису били најјачи земљотреси али су изазвали велике штете на објектима. Од ширег интереса је навести попис највећих-разорних забележених земљотреса што је приказано у табели 2. 1. Наведене су године када су се земљотреси догодили и магнитуде које описују њихову снагу. Извор USGS Web site [www.usgs.org](http://www.usgs.org)

Location	Date	Magnitude
Chile	1960	9.5
Prince William, Alaska	1964	9.2
Aleutian Islands	1957	9.1
Kamchatka	1952	9.0
Ecuador	1906	8.8
Rat Islands	1965	8.7
India-China Border	1950	8.6
Kamchatka	1923	8.5
Indonesia	1938	8.5
Kuril Islands	1963	8.5

Табела 2. 1. Разорни земљотреси забележени у првих 7 деценија 20 века.

Међутим, снажни земљотреси јављају се са малом вероватноћом, нпр. једном у 1000 или више година. Због тога је неисплативо градити објекте без оштећења, изузетак су нуклеарне електране. Пошто се релативно често јављају слаби земљотреси који могу угрозити нормалну експлоатацију, квалитетним пројектовањем и грађењем треба то спречити. То је допринело конституисању филозофије асеизмичког пројектовања (EN 1998-1):

- за слабије и честе земљотресе обезбедити нормалну експлоатацију објекта,
- за средње снажне земљотресе ограничити оштећења,
- за ретке рушилачке земљотресе треба обезбедити животе људи и скупоцену опрему у објекту.

Сеизмологија (преко рејонизације и предсказивања појаве земљотреса) и земљотресно инжењерство (предузимању одговарајућих мера за спречавање рушења објеката и смањење штета) су једино оружје у борби против земљотреса. Штете се могу избећи већ само ублажити изградњом нових грађевинских објеката и ојачање постојећих објеката засновано на принципима асеизмичког грађења што је примарни циљ земљотресног инжењерства. Истраживање сеизмичности треба да објасни законитости настанка земљотреса са његовим карактеристикама, састави одговарајуће мапе и допринесе примена резултата, при заштити од земљотреса. Пошто се земљотреси понављају на истим подручјима са одређеним периодом и снагом у епицентру (жаришту). Координате жаришта земљотреса и његове динамичке карактеристике се, могу проценити, али прецизно време настанка земљотреса не може се, још увек, унапред предвидети.

### 2.1.2 ТАЛАСИ У ТЛУ

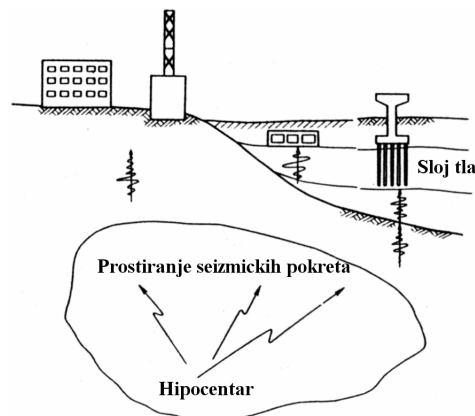
Таласи изазвани земљотресом су одраз својстава средине кроз коју се простиру и свога извора (Максвелова и Њутнова једначина). Земљотрес се читава углавном кроз механичке таласе. Земљотрес је веома сложен феномен при којем долази до различитих појава, али је са становишта земљотресног инжењерства, и уопште градитељства најважнија појава померања (кретања) површинских слојева тла. Вибрационо кретање темељног тла, условљава избор одговарајућег динамичког модела конструкције и **побуде** у зависности од начина приказивања сеизмичког дејства (В. Брчић, 1981). Динамички побуђено тло може пренети вибрације на темеље, па се у том случају говори о динамичким оптерећењима/дејствима на темеље. Динамичка дејства на тло разликују се по интензитету, облику, фреквентним карактеристикама и дужини трајања (Аничич, и др. 1990). Према интензитету динамичка оптерећења се деле на: слаба, која не нарушава везе између везаних честица тла; снажна, која нарушавају везе у тлу и доводе до промене порозности тла; изузетно снажна дејства, обухватају ударе, експлозије и сеизмичка деловања при којима долази до потпуног нарушавања структуре тла на већој површини.

Кретање тла за време земљотреса углавном су стохастичка, по интензитету и правцима пружања, а није довољно разјашњено ни понашање грађевина при томе. Максималне вредности убрзања наступају временски неправилно и збивају се у свим правцима (слика 2. 1). У пробабилистичком смислу може се говорити само у смислу вероватноће појаве земљотреса одређеног максималног интензитета, у одређеном временском периоду и на одређеној локацији. Стога је, у циљу ефикасне одбране од земљотреса, од посебног значаја уочавање и разумевање порекла и ефеката истог (Б. Фолић, 2004). Већина земљотреса је такозваног геотектонског порекла, односно потиче од међусобног кретања континенталних макро и микро плоча. Границе плоча се називају

раседи у којима су могућа три основна међусобна кретања плоча: доминантно хоризонтално смицање између плоча; судар плоча где је доминантно вертикално кретање, са подвлачењем доње плоче и налегањем на њу горње; и размицање, при чему се повећава простор између плоча. Детаљније је овај аспект обрађен у магистарском раду (Б. Фолић, 2005).

За заштиту од земљотреса потребно је познавати природу сеизмичког дејства и одговор конструкција грађевинских објеката на таква дејства. Утицај сеизмичке изолације и пригушивача у овом раду се не разматра. У првом реду значајно је што тачније предвиђање дејства земљотреса, у смислу где ће се и и ком периоду догодити и колика ће енергија бити ослобођена, колико ће трајати, тј. колики је његов рушилачки капацитет. Како је од посебног значаја уочавање и разумевање порекла и ефеката земљотреса у циљу ефикасне одбране од њега, од посебног интереса је искуство које се стиче током и након догођених земљотреса. Оштећења појединих објеката на одређеној локацији указују на повољно или неповољно понашање појединих конструкција услед померања тла изазвано земљотресом (Р. Фолић, 2005).

У почетку је земљотрес осматран само као природна појава, и регистроване његове последице, без адекватних објашњења овог феномена са дозом сујеверја (корњаче се помериле у Кини, Атлас се уморио од ношења итд.). Повећано интересовање истраживача услед разорних земљотреса током 20-тог века и тиме нагомилано искуство, довело је до увођења аналитичког приступа за предвиђање понашање објеката у току и након земљотреса. За обезбеђење баланса између сигурности и економичности грађења, битна су достигнућа у инжењерској сеизмологији, и њихов допринос реалној процени улазних података. Тиме се могу обезбедити одговарајуће перформансе објеката за очекиване земљотресе, који се могу појавити на предметној локацији са одређеним повратним периодом. Значај процене улазних параметара условљава ангажовање сеизмолога.



Слика 2.1. Распростирање таласа, ка површини, изазваних земљотресом

Код дубоких темеља је врло неповољно ако се суседни слојеви тла знатно разликују по крутости (према ЕЦ8 однос већи од 6), тада може доћи до појаве смицања на граници ових слојева или кртог лома. Такође је за дубоке темеље код динамичких дејстава неопходно проверити, да ли долази до локалних ефекта резонанције у сваком појединачном слоју, или систему у целини. Својствени период вибрација  $T_n$  слоја дебљине  $H$ , је једноставна функција крутости и густине тла (доле изражено преко брзине смичућих таласа у слоју тла), а  $n$  је природан цео (таласни) број,  $n = 1, 2, 3, \dots$  (Dorick, 2005).

$$T_n = \frac{4H}{(2n-1)V_s} \text{ (s)} \quad (2.1)$$

Основни период за  $n = 1$ , настаје када се смичући талас, таласне дужине пролази и рефлектује у том слоју тла. Када је тло састављено од више слојева, период слојева се може проценити коришћењем тежишне средње вредности, за брзину смичућег таласа, према следећој формули.

$$V_s = \frac{\sum_{i=1}^n V_{si} H_i}{H} \text{ (m/s)} \quad (2.2)$$

Табела 2. 2. Својствена фреквенција слоја депозита тла ослоњеног, на чврсту подлогу. Однос прве и друге својствене фреквенције. (Gazetas, 1984.)

Тип тла – Профил крутости	$f_1$ [Hz]	$f_2 / f_1$
А	$1.21 V_s / H$	2.33
Б	$0.56 V_s / H$	2.66
Ц	$0.25 V_s / H$	3.00

Према (Gazetas: Seismic response bearing single pile, Soil Dynamics of Earthquake Engineering, 1984. Vol 3 No 2.)

Тип А – линеарна - троугаона расподела крутости тла по дубини,

Тип Б – параболична расподела крутости тла по дубини,

Тип Ц – константна крутост тла по дубини.

$V_s$  - брзина смичућег таласа на дубини  $z = d$  од површине тла,

Период који је срачунат према формули (2.1) је нешто већи од стварног. Снажна таласна дејства у тлу изазивају промене својстава тла кроз које пролазе. Ова промена не зависи само од стања у тлу, али директно зависи од величине дилатација, које изазива талас. Стога је потребно вредности модула смицања (брзине смичућих таласа) мерене за ниске дилатације 0.0001% конвертовати у вредности за јаке покрете тла.

Локални услови тла, тј. њихова динамичка својства битно утичу на процену сеизмичких дејстава и интеракције конструкција-темељ-тло. Проучавање физичких ефеката и прецизнији опис феномена динамичких дејстава и појава у тлу, изискује примену таласане механике и увођење инерцијалних ефеката и ефеката пригушења у тлу. Зависно од динамичких својстава тла појава таласа у њему, утиче на опште стање напона и деформација у тлу, а такође и у конструкцији услед њене интеракције са тлом и таласима. Оптерећење на конструкцију услед дејства таласа не зависи само од интензитета таласа, његовог периода, већ и дилатација које одређени таласи изазивају у тлу и конструкцији. Таласи могу имати различите начине испољавања, стога је неопходно имати у виду неке основне видове елементарних таласа у тлу и њихове ефекте.

Основне динамичке карактеристике тла су коефицијент пригушења тла и брзина смичућих таласа у тлу, која је директни одраз динамичких својстава тла дакле динамичког модула смицања у тлу односно динамичке крутости тла. Од значаја је такође и ниво подземне воде, степен засићености тла, збијеност, порозност, густина тла, слојевитост тла, правац пружања слојева, дебљина слојева итд. Слојевитост тла може да игра веома битну улогу у распрострањању таласа. На границама слојева



различитих карактеристика долази до појава преламања, проласка, одбијања и интерференције таласа.

### 2.1.3 ОДГОВОР СИСТЕМА КОНСТРУКЦИЈА-ТЛО И ПОДЕЛА ПРЕМА ДИНАМИЧКОЈ КРУТОСТИ

Динамичка интеракција између конструкције и подтемељног - ослоначког тла мора се узети у обзир у динамичкој анализи конструкције. Период својствених вибрације конструкције не зависи само од фелксбилности конструкције него и од флексибилности темеља, темељног тла и вредности ефективног пригушења. Зато се подела конструкција, према крутости - флексибилности не односи само на конструкцију изнад тла, него на флексибилност конструкције утичу и својства темеља и локални услови тла, као и начин фундирања. То је значајно ако се уведе интеракција.

Због резонантних ефеката који се јављају када се период конструкција поклопи са периодом преобладајућих вибрација тла уведена је подела конструкција, према (Аничих и др. 1990) на:

- круте конструкције, са кратким својственим периодима, код којих су доминантни ефекти убрзања,
- флексибилне конструкције са дугим својственим периодима, код којих су доминантни ефекти померања,
- обичне конструкције са средњим својственим периодима, где су доминантни ефекти брзина.

За проучавање интеракције потребно је познавање геомеханичких и геодинамичких својстава тла, као и параметре сеизмичких покрета тла. При томе треба имати у виду да вибрације конструкције делују на смањење величине максималне попречне силе и момената у основи конструкције, код радијацијског пригушења. Међутим, интеракција повећава моменат претурења и деформације конструкције, нарочито код високих флексибилних конструкција. Такође се и својствена периода повећава услед флексибилности тла, а пригушење се повећава услед делимичне апсорпције енергије из конструкције у тло.

Одговор конструкције на земљотрес не зависи само од карактеристика покрета тла, већ и од квалитета околног тла и саме конструкције. Треба имати у виду да грађење темеља може у значајној мери да промени карактеристике тла. Само су при фундирању на стени или веома крутом тлу покрети темеља у суштини исти као и у тлу у нивоу темеља у случају да нема конструкције нити ископа и ово кретање се назива кретање слободног терена (поља тла). Код меког тла, кретање се разликује од кретања, у нивоу темеља, слободног терена (неизграђеног и без ископа) због спрегнутог дејства (интеракције) конструкције и тла у земљотресу. Интеракција је резултат распрострања таласа од темеља и преноса енергије на конструкцију и повратног дејства са ње. Последњих година интензивно се проучава и понашање слободног поља (free field) и садејства тла испод објеката-темеља и конструкције, тј. интеракције конструкције и тла. Овај део је детаљније обрађен у одељку о Интеракцији. Као резултат наведених појава динамички одговор конструкције на меком тлу се може битно разликовати по амплитудама и фреквентном саставу од конструкције ослоњене на чврсту подлогу/стену. Због интеракције конструкција – тло вршни одговор се јавља при нижој фреквенцији него код круто ослоњене конструкције. Амплитуда одговора конструкције је под утицајем додатне дисипације енергије унете у систем услед радијацијског пригушења и пригушења у тлу (Б. Фолић, 2005). За разлику од хистерезисног пригушења, вискозно

пригушење зависи од фреквенција вибрација. Мада се због прорачунског модела може извести претварање хистерезисног у еквивалентно вискозно пригушење.

Да би се спречило рушење објеката или њихова велика оштећења, њихова конструкција мора бити пројектована да буду у стању да апсорбују и дисипирају кинетичку енергију унету земљотресом. Обезбеђење енергетске равнотеже је у основи савремених метода пројектовања објеката, препоручених у већини техничких прописа. Захтева се да су елементи у стању да потроше знатну количину енергије путем стабилних цикличких нееластичних деформација.

Приказ земљотресног дејства преко спектра одговора условљава анализу конструкције у фреквентном домену, а када је дејство могућег земљотреса дато преко временске историје убрзања тла, анализа се спроводи у временском домену (Фолић, и др. 2010).

Критеријум перформанси, уводе се у пројектовање и према ЕЦ 1998, (иако не експлицитно као у САД – FEMA 273) као и гранично стање носивости. За гранично стање ограничења оштећења се проверава ограничењем померања, а спречавање локалног лома гранично стање се заснива на силама. Деформације изазивају и губитак бочне стабилности и рушења услед сопствене тежине код ефеката другог реда ( $P-\delta$  ефекти).

У разматрањима о последицама земљотреса и редукцији сеизмичког ризика користе се два термина ризик и хазард, који често стварају недоумице. Овде се дословно преноси ова дефиниција. „У свакодневном говору **ризик** значи изложеност случају у коме се доживе повреде или губици. Сматра се да је **хазард** синоним за ризик и да се ове две речи у литератури о ризику користе у разним варијацијама које могу изазвати конфузије“, према: Истраживачком институту за земљотресе (EERI) и његовог Комитета за ризик, 1984. **Сеизмички ризик** се дефинише као вероватноћа појаве или прекорачења, социјалних и економских последица, својствених вредности на одређеној локацији или подручју, током одређеног периода излагања. Ризик се дефинише у квантитативном облику. С друге стране **сеизмички хазард** подразумева – дефинише сваки физички феномен (покрети тла, лом тла) повезан са земљотресом који производи неповољне ефекте на људске активности, природну и радом створену средину. Хазард се може изразити квалитативно – описно или квантитативним вредновањем зависно од ситуације. У пракси сеизмички хазард се вреднује задатом вероватноћом настајања, снагом и повратношћу. Веза ризика и сеизмичког хазарда се изражава односом:

$$R = V \cdot H \quad (2.3)$$

$$\text{Или: Сеизмички ризик} = (\text{Сеизмички хазард}) \cdot (\text{Повредљивост}) \cdot (*\text{Вредност}) \quad (2.4)$$

где су:  $R$ -ризик,  $V$ -повредљивост, а  $H$ -хазард, \* ако се изражава преко вредности

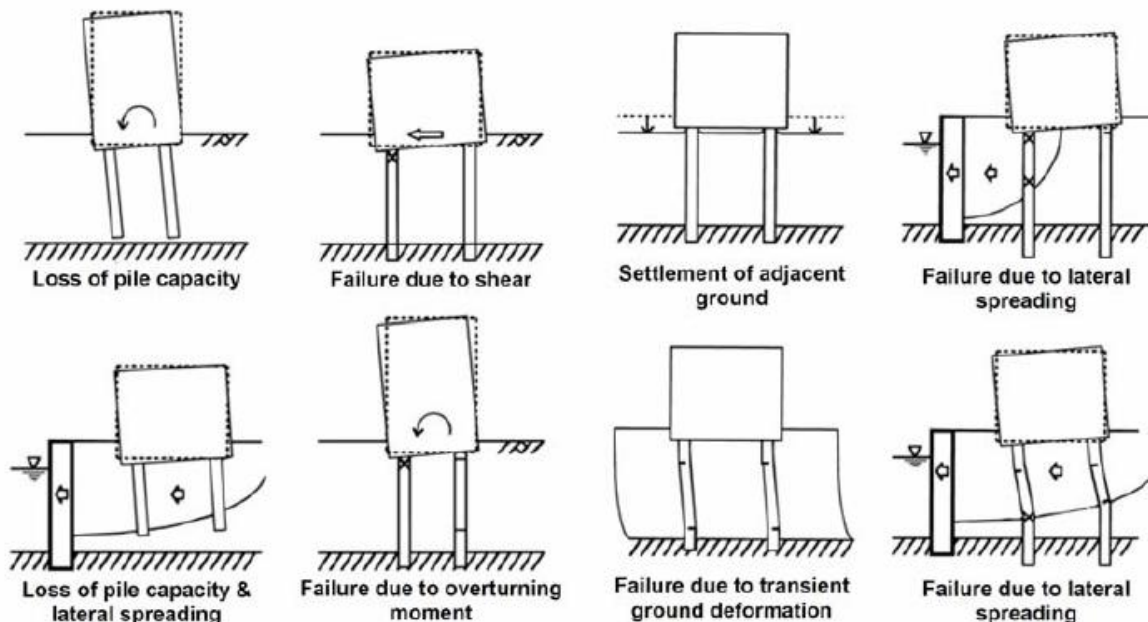
Ризик за грађевину може бити вреднован узимајући у обзир да је сеизмички хазард изражен скалом интензитета одговарајуће вероватноће дешавања (Dowrick, 2005; Фолић 2004). Утврђивање сеизмичког ризика је веома комплексно и спроводи се за поједине локације или за шира подручја. Повредљивост представља степен губитка нанетог датом елементу ризика или скупу таквих елемената због појаве природног феномена дате магнитуде. Изражава се, као део вредности који се разматра, у скали од 0 (без штете) до 1 (потпуна штета). Мапе хазарда за наш регион приказане су у дисертацији А. Рашете, (2014).

### 2.1.4 НЕКА ОШТЕЋЕЊА ОБЈЕКТА И ШИПОВА

Шира објашњења и примери оштећења објеката (претежно зграда и мостова) приказана су у магистарском раду (Б. Фолић, 2005). Оштећења од сеизмичких дејстава зависи од својствених фреквенција тла, нарочито од доминантне фреквенције побуде. Понашање тла испољава нелинеарне неповратне деформације, што доводи до оштећења објеката. Због тога је деведесетих година прошлог столећа уводи нелинеарна анализа темеља и интеракције темеља, конструкције и тла.

Оштећења се ретко када могу реално снимити сем у случају пристаништа, па је за преглед потребно обавити откопавање терена око шипова, бушење истражних рупа за снимање камером, или *PIT* снимак ултразвуком. Због тога је од посебног значаја развој метода анализе за оцену понашања шипова под динамичким оптерећењем.

Искуства из прегледа и анализе понашања шипова у земљотресима потврђују да су оштећења везана за утицај кинематичке интеракције шипова и тла и/или инерцијалној интеракцији конструкције и темеља на шиповима, што такође изазива оштећење темеља. Због тога ће овде ова тематика бити редукована са нагласком на оштећење мостова и шипова. При томе најчешћа и озбиљна оштећења везана су за терене подложне ликвифакцији која доводи до проблема стабилности шипова. У ликвифабилном тлу се јавља бочно кретање тла што резултира великим померањима и ротацијама конструкција коју шипови носе, а изазивају и инерцијалне силе или/и померање суседних потпорних конструкција. Механизми оштећења у таквом тлу је приказан на слици 2. Услед ликвифакције највише оштећења су претрпели мостови и кејски објекти.

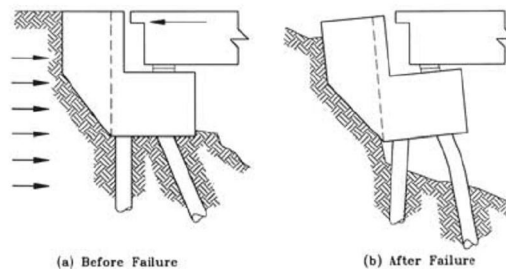


Слика 2.2. Механизми оштећења у ликвифабилном тлу, према (Boulangier et al. 2003). У горњем реду оштећења услед: губитак капацитета шипова; смицања; слегање тла; услед бочног ширења; у доњем реду услед: губитка капацитета шипова и бочног ширења; услед момента обртања; услед тренутних деформација и услед бочног ширења.

После снажних земљотреса, нарочито после 1995. г. (Кобе-Јапан) пооштрени су захтеви за предузимање ефикасних мера да мостови у земљотресима не би били тешко оштећени или се срушили. Широм света забележен је знатан број озбиљно оштећених или срушених

мостова услед инерцијалних сила изазваних земљотресом. Основни облици рушења и/или озбиљних оштећења, због којих је немогуће мост користити после земљотреса, су:

- Рушење стубова при дну и врху, тј. у области везе стуба са темељима и горњом – распонском конструкцијом, где се очекује појава пластичних зглобова,
- Рушење кратких стубова који као крути навлаче велике силе које изазивају крти лом (дијагоналне прслине).
- Рушење опораца (слика 2.3).
- Рушење темеља услед „отказа“ у тлу, лома у темељима или великих слегања.
- Рушење услед губитка ослонца распонске конструкције (слика 2.4)



Слика 2.3. Изглед опораца: пре оштећења а), и после оштећења б)



Слика 2.4. Оштећења услед губитка ослонца (Кобе, 1995)

Свакако, потребно је предузети што ефикасније мере да **мостови при појави** земљотреса не би били тешко оштећени или се срушили. Ипак, у одређеним околностима не могу се спречити штете и рушења услед снажних земљотреса. Тако је широм света забележен знатан број озбиљно оштећених или срушених класично пројектованих мостова услед инерцијалних сила изазваних земљотресом. Оштећења конструкција мостова најчешће настају због неадекватних лежишта, конструктивних недостатака и оштећења проузрокована неповољним карактеристикама тла. Више о оштећењима и рушењу мостова, и процени штета од тога, дато је у радовима (Б. Фолић, 2005) и (Б. Фолић и др. 2012).

Да би се ублажиле последице земљотреса многе земље унапређују техничке прописе за пројектовање и грађење сеизмички отпорних конструкција (асеизмичко грађење). Последњих педесет година, алтернатива за конвенционалне методе пројектовања за заштиту објеката од земљотреса, примењује се управљање конструкцијама за сеизмичка дејства (коришћењем пасивне, активне и хибридне заштите).

Велика оштећења и рушења мостова су била проузрокована малим површинама ослањања распонске конструкције и пре земљотреса Кобе 1995 (сл.4). То је био разлог

да се промене прописи везани за најмању дужину (површину) ослањања у САД и Јапану, а касније и у другим земљама. Квалитет грађења и неадекватни прописи су били узрок и других оштећења конструкције објеката. Када се у питању темељи на шиповима оштећења се везују за квалитет грађења и мање је података о бушеним шиповима).

### 2.1.5 ОШТЕЋЕЊА УСЛЕД НЕРЕГЛУАРНОСТИ И ДЕФЕКТИ ШИПОВА

Најчешћа **оштећења на шиповима** се јављају када су у њима присутне почетне **нерегуларности**, тј. оштећењима која су последица грешака у извођењу радова. Вредновање квалитета бушених шипова у фази пројектовања је веома значајан, нарочито у сеизмичким подручјима. Због тога је у раду: (М. Тосић, Б. Фолић и Р. Фолић, 2014) шире разматран овај проблем. У њему је приказана процедура вредновања сеизмичких перформанси интеракције шип-тло инкременталном нелинеарном динамичком анализом (INDA). Шип и стуб су моделирани применом линијских коначних елемената, а ефекти које репрезентују утицај тла уведени су применом принципа имплицитног моделирања нелинеарне динамичке интеракције шип-тло.

Улазни сигнал у систему је третиран преко генерисаних вештачких акцелерограма, који су додатно процесирани по слојевима тла до основне стене. Пост-процесирање INDA анализа извршено је према глобалном дрефту ( $DR$ ) и одговарајућим вредностима  $PGA$  посебно за стуб, а посебно за шип, тако да су конструисане криве  $PGA=f(DR)$  у капацитативном домену. За овако конструисане криве одређени су IO (тренутна уселљивост), CP (спречавање лома) и GI (општи) перформансни нивои, а на основу одређених  $DR$  и  $PGA$  параметара спроведене су регресионе анализе. Криве повредљивости (*fragility curves*) су конструисане на основу решења регресионе анализе и теорије вероватноће лог-нормалне расподеле, а за  $PGA$  меру интензитета. Такође, конструисане су и криве поузданости на основу решења анализе повредљивости. Методолошки поступак за анализу сеизмичких перформанси презентован у овом истраживању омогућава интегрисано квантитативно-квалитативно разматрање и евалуацију комплексне интеракције конструкција-темељ-тло (SFSI).

Тест интегритета шипа (PIT) је брза и доста поуздана метода која се, у највећем броју случајева, користи за процену стања шипа у тлу, а заснива се на принципу рефлексије таласа који се емитује са главе (*pile head*) ка бази шипа (*pile toe*). Овим тестом је могуће у току једног дана прегледати и више од 500 шипова. Међутим, и поред доказане поузданости PIT теста, постоји отворен велики број питања, као што су ефекат пропагације таласа који се емитују у шип при различитим нивоима и моделима дисконтинуитета и дефеката. У одређеним случајевима није могуће проценити дужину шипа PIT тестом пошто се сигнал рефлектованог таласа значајно пригушује. Поред испитивања шипова ин ситу (у реалним условима) PIT тестом, спроводе се и истраживања симулацијом аналитичких и нумеричких метода, као што је метода коначних елемената (FEM).

У поменутом раду су сажето приказане теоријске основе третмана пропагације таласа код PIT теста у шипу без и са дисконтинуитетом. За идентификацију дефеката коришћено је процесуирање рефлектограма који су накнадно интегрисани у јединствени одговор применом површи рефлектограма које су уведене у овом истраживању. Моделирани су дисконтинуитет и дефекти у шипу симулацијом НДТ тестирања 3Д *солид* коначним елементима. То је омогућило детаљнију презентацију дефеката у шипу елиминацијом одређених *солид* коначних елемената. За различите

углове дејстава разматрани су аспекти пропагације таласа у шипу, а затим су одређена решења процесирана и интегрисана у 3Д модел одговора.

Истраживање се заснива на симулацији PIT теста 3Д дискретног хомогеног и нехомогеног еластичног модела шипа са уграђеним ефектима интеракције шип-тло. Компоненте крутости тла уведене су преко замењујућих опруга, а пригушења преко елемената за пригушење. Нумеричко моделирање деградације шипа спроводи се анализом шипа кроз фазе оштећења (SDA - *Staged Degradation Analysis*). SDA анализа је конструисана тако да се повезивањем индивидуалних анализа генерише и симулира деградација шипа. Анализе се сукцесивно спроведе коришћењем матрица крутости система на крају претходне анализе деградираних стања као иницијална матрица крутости система наредне анализе деградације.

Ефекат деградације квалитета бетона шипа уведен је редукијом модула еластичности у одређеним зонама. Анализа одговора пропагације таласа у шипу спроведена је применом нумеричке интеграције корак по корак (*step by step*) Hilber-Hughes-Taylor-овим (ННТ) поступком у временском домену. Оригинално је формулисан концепт разматрања одговора система интеграцијом рефлектограма у површ рефлектограма која је генерисана у 3Д цилиндричном координатном систему. Одговор система је разматран и применом површи *Fourie*-овог амплитудног спектра (FAS - *Fourier amplitude spectrum*) у фреквентном домену. У општем случају површ рефлектограма је ротациона асиметрична просторна површ интерполирана сплајновима у радијалном и тангенцијалном правцу.

Поред шипа без дисконтинуитета и дефеката (модел 1), разматрано је још седам различитих модела са дисконтинуитетом и дефектима у шипу: асиметричан дефект базе (ножице) шипа (модел 2); асиметричан дефект главе шипа (модел 3); асиметрична редукија попречног пресека у половини дужине шипа (модел 4); асиметрична редукија попречног пресека на два места дуж шипа (модел 5); шип знатно деградиран целом дужином (модел 6); различит модул еластичности у зони базе шипа (модел 7); и различит модул еластичности и асиметрична редукија попречног пресека на два места дуж шипа (модел 8).

### 2.1.6 ПРИГУШЕЊЕ И ДУКТИЛНОСТ

Прорачун конструкција грађевинских објеката условљава анализу уз увођење кључних параметара, који утичу на њено понашање у земљотресима. Од посебног значаја је моделирање конструкције и избор методе анализе за одређивање динамичких карактеристика и силе и деформација појединих елемената. При нумеричком моделирању конструкције дефинишу се: геометријске и материјалне карактеристике елемената, оптерећење и пригушење система. На основу тих карактеристика и оптерећења формирају се матрице крутости и маса штапова, а затим и матрице крутости и маса комплетног система. Прорачун маса на систему се спроводи конвертовањем оптерећења у масе или директним аплицирањем маса на систем. Избор параметра пригушења система зависи од врсте материјала елемента и конструкције. У стандардном поступку, најчешће се одређују укупне вредности коефицијента релативног пригушења. Пригушење се може увести и индиректно.

Тачније одређивање пригушења се спроводи експерименталним, аналитичким и нумеричким истраживањима. Експериментално, у домену линеарно - еластичног понашања, пригушење се може одредити из слободних пригушених вибрација у функцији логаритамског декрементa. Ако је померање система изазвано дејством

снажне побуде мора се разматрати и хистерезисно пригушење који је последица развоја нелинеарних деформација. На основу експеримената уводе се аналитички изрази засновани на примени одређених мултипликатора матрице, тако да се пригушење уводи експлицитно или имплицитно. И у нумеричким истраживањима се користе аналитичка решења, па се пригушење у систем уводи преко низа коефицијената. Софтвери у којима је имплементирано нелинеарно понашање система омогућавају да се хистерезисно пригушење одређује преко енергије дисипације кроз циклусе нелинеарног понашања (хистерезисне петље).

Пригушење се у анализи конструкција, најчешће, уводило као део критичног пригушења чије вредности зависе од врсте материјала, а не зависе од масе и крутости система. Применом еквивалентног коефицијента релативног пригушења могу се разматрати различити типови материјала, уводећи га у форми композитног пригушења. Јединственим еквивалентним коефицијентом релативног пригушења могуће је узети у обзир и вискозно и хистерезисно пригушење у нелинеарној анализи конструкција. На вредност коефицијента релативног пригушења, поред квалитета материјала, утичу амплитуде и периоди вибрација, својствени облици вибрација, тип веза и конфигурација конструкције (Di Sarno, Elnashai, 2008). У (Pathanopulrayil, et al. 2011) су разматрани различити типови пригушења који се уводе у анализу конструкција: материјално/инерцијално, гранично/конструктивно и флуидно/вискозно пригушење. Конструктивни системи су разматрани као континуални и дискретни.

У раду (Фолић и Ћосић, 2015) су систематизовани типови пригушења у конструкцијама уз формирање дијаграма тока и моделирање зависно од типа примењене анализе: линеарне и нелинеарне, статичке и динамичке. Циљ истраживања је да се систематизују аспекти и дефинишу алгоритми моделирања пригушења у анализама конструкција у капацитативном, временском и фреквентном домену. Разматране су: Спектрално-модална анализа (SMA), Нелинеарна *Pushover* Анализа (NSPA), Линеарна динамичка анализа (LDA) и Нелинеарна Динамичка анализа (NDA). При томе су разматрана питања: да ли се и када пригушење елемената веза сабира са укупним пригушењем? Показан је начин увођења пригушења зависно од типа елемената везе.

Разматран је општи третман пригушења у анализи конструкција, у процесу моделирања конструкције и припреме анализе, према којој ће се спровести прорачун конструкције. Пригушење је могуће увести преко: пригушења материјала, пригушења које потиче од елемената везе и пригушења које се директно дефинише у анализи. Пригушење материјала може се применити за одређену групу линијских, површинских или просторних коначних елемената. Увођење пригушења у анализу је могуће дефинисати за конструкције које се састоје из сегмената различитог типа материјала (конструкције са испуном и спрегнуте конструкције). Посебно се може дефинисати пригушења за носећу конструкцију, а посебно за тло (радијацијско пригушење, при чему се тло моделира просторним *solid* коначним elementима).

У зависности од типа анализе, за коју се дефинише пригушење материјала, генерална подела пригушења се може спровести на: модално, вискозно и хистерезисно пригушење. Модално пригушење се уводи код спектралне - модалне анализе и линеарне/нелинеарне модалне динамичке анализе. Вискозно пригушење се уводи код линеарне/нелинеарне динамичке анализе за коју се спроводи нумеричка интеграција, док се хистерезисно пригушење уводи код анализе сталног - стања у миру (*study state*) и анализе снаге спектралне густине.

У зависности од типа елемента везе (*link element*), пригушење се може увести као: ефективно пригушење, пригушење код нелинеарног понашања и пригушење код

фреквентно зависних елемената везе. Такође и већина елемената везе има линеарни и нелинеарни део скупа улазних података. Ефективно пригушење се уводи код: спектралне - модалне анализе, линеарних динамичких анализа (модална и нумеричка интеграција), анализе сталног - постојаног стања и анализе снаге спектралне густине. Пригушење код фреквентно зависних елемената везе се уводи код анализе сталног - постојаног стања и анализе снаге спектралне густине.

У зависности од типа анализе, генерална подела пригушења се може спровести на: модално, вискозно и хистерезисно пригушење. Свако ово пригушење се може увести применом различитих поступака који су приказани у даљем делу текста.

Пригушење материјала, у форми модалног пригушења, се уводи применом коефицијента релативног пригушења  $\xi_m$  за различите типове материјала, а који представља однос реалног пригушења и критичног пригушења. Ово пригушење је познато и као композитно модално пригушење, а његове вредности се налазе у границама  $0 \leq \xi_m \leq 1$ . Пригушење материјала, у форми вискозног (пропорционалног) пригушења, се уводи применом фактора партиципације масе и крутости система, тако да се прорачун матрице пригушења. Пригушење материјала, у форми хистерезисног (пропорционалног) пригушења, се уводи применом фактора партиципације масе и крутости система, аналогно принципу увођења вискозног пригушења. С обзиром да се ово пригушење уводи код анализа у фреквентном домену, то се у прорачуну примењује матрица хистерезисног пригушења.

Пригушење које потиче од елемената везе, који се моделирају код линеарних анализа, дефинише се преко ефективног пригушења  $c_{eff}$ . Ово ефективно пригушење се уводи за сваки елемент везе посебно и за сваку компоненту пригушења (има их 6) независно, а њиме се може представити, између осталог, и енергија дисипације услед нелинеарног пригушења и развоја пластичних деформација. Одређивање ефективног пригушења се спроводи аналогно одређивању компонената ефективне крутости. Уколико се елемент везе дефинише са могућношћу развоја нелинеарних деформација, тада се у току нелинеарне анализе прорачунава нелинеарна дисипација енергије (хистерезисне) у елементима везе. Са друге стране, постоји могућност да се при нелинеарном понашању елемената везе додатно уведе пригушење, у функцији типа самог елемента везе. Пригушење фреквентно зависних елемената везе се користи код анализе у фреквентном домену, при чему фреквентно зависне карактеристике представљају комплексну импеданцу. Ако се импеданца посматра у математичком облику, то је комплексни број. Реални део импеданце одговара крутости, док имагинарни део одговара пригушењу (Аничих, 1990; Penzien 1970).

Модално пригушење, које се директно дефинише у анализи, може се увести као: константно пригушење, интерполирано пригушење и применом фактора партиципације масе и крутости. Константно пригушење се дефинише применом јединственог коефицијента релативног пригушења  $\xi_c$ . Уколико се у поступку моделирања конструкције дефинише само један тип материјала, тада пригушење које се уводи преко материјала  $\xi_m$  постаје еквивалентно пригушењу које се уводи као константно пригушење у анализи  $\xi_c$ . Међутим, потребно је узети у обзир да се ови различити, по поступку увођења, типови пригушења сабирају, тако да ће укупно пригушење бити додатно повећано. Постоји могућност да се за одређене периоде вибрација (фреквенције) посебно дефинишу коефицијенти релативног пригушења, а затим да се за прорачунате периоде вибрација (фреквенције) интерполацијом одреде одговарајући коефицијенти релативног пригушења  $\xi_{i,i}$ .

Вискозно пригушење, које се директно дефинише у анализи, може се увести: применом фактора партиципације масе и крутости  $\alpha$  и  $\beta$ , у функцији периода вибрација првог и



другог својственог облика  $T_1$  и  $T_2$  и у функцији фреквенција првог и другог својственог облика  $f_1$  и  $f_2$ . Увођење пригушења применом различитих коефицијената релативног пригушења за прва два својствена облика (фреквенције) има низ предности, у односу на принцип коришћења јединственог коефицијента релативног пригушења.

Хистерезисно пригушење, које се директно дефинише у анализи, може се увести као константно пригушење за све фреквенције и интерполирано пригушење по фреквенцијама. Константно пригушење за све фреквенције се дефинише преко фактора партиципације масе и крутости  $\alpha$  и  $\beta$ .

Разматрани су и аспекти моделирања пригушења у анализи конструкција, тј. увођење пригушења зависно од методе анализе. Формирани су и дијаграми тока увођења пригушења код појединих метода. Ови аспекти су обрађени и у документима (FEMA 356) и (FEMA 440). С обзиром да моделирање пригушења у анализи конструкција представља једну од највећих непознаница, на концептуалном нивоу увођење пригушења у анализу конструкција би требало разматрати у функцији типа анализе (линеарна или нелинеарна анализа), односно у функцији типа домена у којем се разматра одговор система, где постоји могућност разматрања у капацитативном, временском или фреквентном домену. Класичан приступ којим се уводи пригушење у анализу конструкција заснива се на коефицијенту релативног пригушења  $\zeta$ . Међутим, није еквивалентно узимање у обзир коефицијента релативног пригушења и када се (хистерезисно) пригушење уводи у анализу применом фактора партиципације масе и крутости  $\alpha$  и  $\beta$ , који су одређени за вредност коефицијента релативног пригушења.

**Расположива дуктилност** дефинише се као однос деформације (или ротација) на граници рушења  $\Delta_u$  и деформације на граници еластичности  $\Delta_y$ :

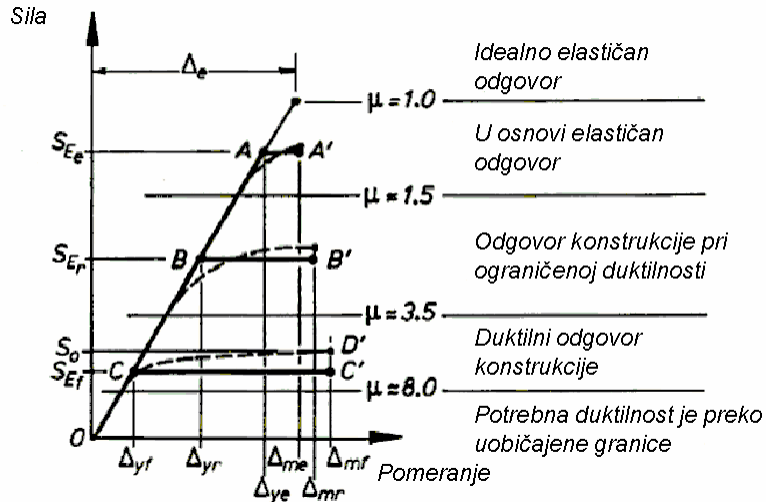
$$\mu_u = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2.5)$$

**Потребна или захтевана дуктилност** зависи од нивоа достигнутих нелинеарних деформација током неког одређеног земљотреса, а дефинисана је изразом:

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (2.6)$$

где су:  $\Delta_m$  - максимална деформација за разматрано сеизмичко дејство. Ако је захтевана дуктилност мања од обезбеђене дуктилности ( $\mu < \mu_u$ ), конструкција неће доживети лом у току земљотреса јер су максималне деформације мање од деформација на граници рушења.

Код конструкција које имају велику обезбеђену дуктилност (скелетни системи), могуће је у већој мери смањити носивост него код зграда са мањом расположивом дуктилношћу (АБ зидови) (Лађиновић, МиК 2008). Тиме ће се искористити нелинеарно понашање конструкције, а да при томе ипак не дође до рушења објекта. У зависности од постигнутог баланса између носивости и дуктилности при одређеној крутости, може се очекивати и различит одговор конструкције при дејству јаких земљотреса (сл. 2.5).



Слика 2.5. Зависност између носивости и дуктилности (EH 1998-2)

За конструкцију задовољавајућа сеизмичка отпорност постиже се уз услов да њен гранични капацитет деформисања, превазилази захтеване максималне деформације које се јављају за време јаких земљотреса. Критеријуми за оцену отпорности у сеизмичкој анализи треба поставити по деформацијама, а не по силама. Пројектовање сеизмички отпорних конструкција заснива се на контролисаном смањењу носивости конструкције, на рачун нелинеарних деформација. За стварно очекивано сеизмичко дејство допушта се нелинеарни одговор уз појаву одређеног степена оштећења ЕН 1998- део 3.

## 2.2 ОСНОВИ МЕТОДА СЕИЗМИЧКЕ АНАЛИЗЕ КОНСТРУКЦИЈА

За веома важне објекте (нуклеарке, велике бране и сл.), за пројектни ниво оптерећења уводи се максимално очекивано (нередуковано) сеизмичко дејство, што одговара линеарно еластичном понашању за време земљотреса, чиме се спречавају оштећења. То изискује улагање великих финансијских средстава, и оправдано је само за објекте, код којих би оштећења или рушење могло угрозити сигурност великог броја људи. Код већине других објеката овај приступ је нерационалан. За остале објекте рационалнији приступ је да се усвоји одређени прихватљиви ниво оштећења и евентуалних поправки, него да се одмах при грађењу улажу велика финансијска средства.

За време земљотреса, кретање темељног тла изазива вибрације конструкција па се за теоријске основе анализа примењују методе динамике конструкција. Ипак, у пракси се највише примењује статичка метода. Ако се конструкција посматра као круто тело које се при земљотресу помера заједно са тлом, убрзања конструкције једнака су убрзањима тла, па је укупна хоризонтална сеизмичка сила  $F$  (према статичкој методи) једнака:

$$F = K_s \cdot W \quad (2.7)$$

где је са  $K_s$  означен однос максималног убрзања тла  $a_g$  и убрзања земљине теже  $g$  ( $K_s = a_g / g$ ), док је  $W$  тежина зграде. Бездимензионални коефицијент  $K_s$  карактерише интензитет земљотреса, назива се укупни коефицијент сеизмичности одређене области.

Реалнија вредност сеизмичког дејства може се одредити динамичким методама које се заснивају на теорији принудних вибрација насталих услед померања тла, чиме се узимају у обзир еластична својства конструкција. Последњих година је развијено више метода анализа и различитих прорачунских модела, критеријуми за оцену сеизмичке отпорности конструкције су још увек, у суштини, засновани на одређивању потребне

носивости. У скоро свим сеизмичким прописима за анализу утицаја земљотреса користи се еквивалентна статичка метода (ESM). Сеизмичко дејство одређује се у функцији фактора са јасним физичким значењем (Р. Фолић и Лађиновић, 2003). Према актуелном концепту пројектовања сеизмичка дејства одређују се у функцији следећих фактора:

- сеизмичности подручја,
- усвојеног сеизмичког хазарда,
- својстава темељног тла,
- динамичких карактеристика објекта,
- расположиве дуктилности конструкције,
- важности објекта у односу на њену употребу.

Уводећи поменуте параметре сеизмичко дејство се одређује према:

$$F = \frac{ZIC}{R} W \quad (2.8)$$

где су

$Z$  - коефицијент сеизмичности,

$I$  - коефицијент значаја објекта,

$C$  - коефицијент динамичности, а

$R$  - коефицијент редукције (у ЕН 1998 означен са  $q$  фактор понашања).

Коефицијент сеизмичности  $Z$  се уобичајено исказује као релативни однос максималног пројектног убрзања тла  $a_g$  и убрзања земљине теже  $g$ . На картама сеизмичког хазарда, пројектно убрзање тла се, за предметну локацију, може директно прочитати. Ако су карте сеизмичког хазарда дате у виду максималних очекиваних интензитета, тада се користе везе интензитета земљотреса и максималних убрзања тла. Ако не постоје поуздани подаци, за интензитет VII, VIII и IX степена МКС скале, обично се узимају горње границе највећег очекиваног убрзања тла  $a_g$  у износу од 0.10g, 0.20g и 0.40g, респективно. (види мапе на сајту Републички сеизмолошки завод). Сеизмичке зоне код којих је пројектно убрзање тла  $a_g$  мање од 0.10g су зоне ниске сеизмичности. За неке типове конструкција, које се граде у зонама ниске сеизмичности, могу се користити и упрошћени поступци сеизмичког прорачуна. На већим удаљеностима од раседа и у чврстом тлу карактерише широк и приближно равномеран фреквентни спектар ефективно, и максималног убрзања тла тежи да се поклопи са стварним максималним убрзањем тла. Код блиских земљотреса малих магнитуда, величина ефективног максималног убрзања тла је мање вредности од стварног максималног убрзања тла.

Помоћу коефицијента  $C$  обухватају се динамичка својства конструкције као што су: својствени периоди и облици вибрација, пригушење система, као и утицај тла око темеља, на понашање зграде током земљотреса. Коефицијент  $C$  је бездимензионална величина фреквентно зависна, а у прописима је обично приказан као спектрална крива побуде којом је дата динамичка амплификација максималног убрзања тла при еластичном одговору конструкције.

Коефицијент динамичности представља ординату нормираног еластичног спектра одговора система са једним степеном слободе (SDOF) за пројектно хоризонтално сеизмичко дејство. Пројектни спектри репрезентују просечне земљотресе на широј територији за специфичну врсту тла и за претпостављено пригушење – уобичајено 5% од критичног пригушења. Ови спектри одговора нормирани су у односу на пројектно

убрзање тла  $a_g$ , па коефицијент динамичности не одражава интензитет или јачину земљотреса (сеизмичност је обухваћена коефицијентом  $Z$ ).

Утицај локалних услова тла узима се у обзир помоћу одговарајуће спектралне криве у зависности од категорије тла на будућој локацији објекта (у ЕН 1998-1). тла се класификују у следеће категорије:

А - стене или друге геолошке формације, са највише 5м слабијег материјала на површини,

Б - круте дебље наслаге песка, шљунка или преконсолидоване глине,

Ц - дубоке наслаге средње густог песка, шљунка или средње крутих глина,

Д - наслаге растреситог до средње кохезивног тла,

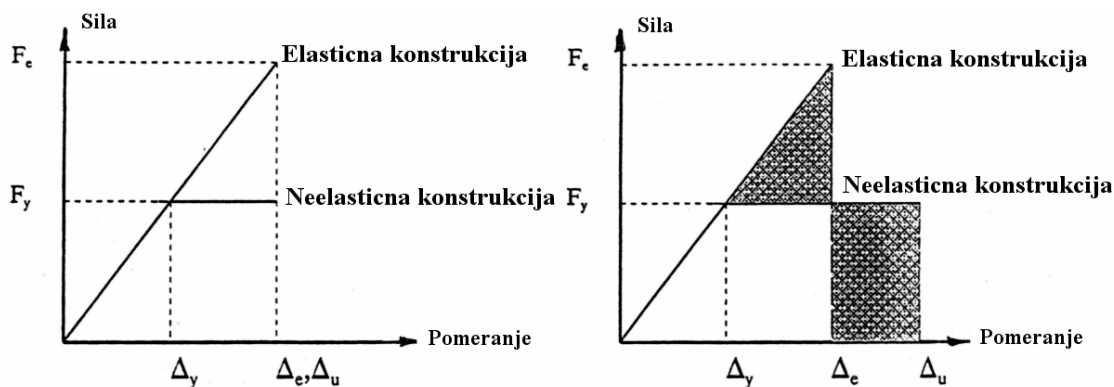
Е - површинске алувијалне наслаге дебљине 5 до 20м, испод којих су крути материјали са брзином већом од 800m/s.

У оквиру Националног анекса спроводи се класификација тла на одређене категорије, а на локације објекта који се пројектује објекта морају се обавити одређена истраживања и испитивања са циљем класификације тла у одговарајуће категорије. При томе се укључује и замењено тло ако се на одређеној локацији изводи, због осетљивости тла на збијање и ликвифакцију. Само се за конструкције малог значаја у зонама мале сеизмичности, испитивања тла се могу изоставити и проценити услови тла. И у документу FEMA-273, тло је класификован – на пет категорија тла. За слабија тла, се узима дужи период вибрација за који је део спектра са максималном амплификацијом константан, те се за њих добијају знатно "шире" спектралне криве у односу на спектре одговора за добро тло.

Коефицијент  $R$  је фактор редуције (у ЕН 1998 фактор понашања  $q$ ), помоћу кога се стварно сеизмичко дејство смањује на ниво дејства за који се конструкцији мора обезбедити потребна носивост. Да би се избегла експлицитна нелинеарна анализа, која је доста сложена за примене у пракси, узима се у обзир способност конструкције за дисипацију енергије кроз превасходно дуктилно понашање њених елемената. За сеизмички прорачун примењује се линеарна анализа заснована на спектру одговора који је редукован у односу на еластичан спектар. Тиме се прорачун спроводи за сеизмичка дејства која су знатно мања у односу на дејство које би одговарало реалним убрзањима подлоге и стварним динамичким амплификацијама линеарно еластичног система. За време јаких земљотреса у конструкцијама се дозвољава појава поправљивих оштећења.

Применом линеарне анализе и редукованог сеизмичког дејства, може се добити веома добра процена величине сеизмичких сила које ће конструкција индуковати за време стварних земљотреса, али се помоћу ње не може добити увид у стварну величину померања и других деформацијских величина. Због тога се потребна носивост конструкције при дејству земљотреса не може одредити само задовољењем критеријума исказаних по силама, већ се морају задовољити и одређени услови по померањима, односно деформацијама. Због тога је један од најважнијих циљева да се при пројектовању конструкција обезбеди довољан капацитет деформисања конструкције. Нелинеарни ефекти у прописима обично узимају приближно, помоћу фактора дуктилности  $\mu$  ( $\mu = u / u_y$ ,  $u$  – нелинеарно померање,  $u_y$  – померање на граници еластичности). Овај концепт прорачуна заснован је на *принципу једнаких померања еластичних и нееластичних система* (слика 2.6), из којег следи да је фактор редуције једнак дуктилности система:

$$u_n = u_e \Rightarrow R = \mu \quad (2.9)$$



Слика 2.6. Редукција носивости према концепту: (а) једнаких померања, и (б) једнаких енергија

Принцип једнаких померања еластичних и нееластичних система је веома једноставан и погодан за практичну примену. Међутим, параметарске анализе нелинеарног одговора показују да за круте конструкције, код којих је носивост одређена на овај начин, захтевана дуктилност при дејству уобичајених земљотреса постаје изузетно велика (Р. Фолић и Лађиновић, 2003). Да би се ограничио износ пластичних деформација и добила захтевана дуктилност у уобичајеним границама, код крутих конструкција се мора обезбедити већа носивост од просечне. За одређивање потребне носивости крутих конструкција, примењен је концепт заснован на *принципу једнаке дисипације енергије еластичне и еласто-пластичне конструкције* (слика 2.6б), на основу којег следи:

$$\mu = \Delta_y / \Delta_u$$

$$R = \sqrt{2\mu - 1} \quad (2.10)$$

Поређењем израза (2.9) и (2.10) може се закључити да је при истој дуктилности код крутих конструкција дозвољена мања редукција носивости. Ипак, прорачун заснован на концепту једнаких померања (или једнаких енергија) само је груба апроксимација процене стварне реакције конструкције на дејство реалних земљотреса.

Ипак конструктори су навикнути на методу засновану на силама, јер тако анализирају друга дејства на конструкцију, па друге методе још увек нису потпуно прихваћене. Још увек се у пројектантској пракси користи еквивалентна статичка метода, тј. „метода бочних сила“ како се у ЕН 1998-1 назива. Она је прихватљива само за регуларне конструкције зграда у основи и по висини. Иначе, у ЕН 1998- део1 као референтна метода је препоручена мултимодална анализа.

У случају регуларних конструкција, приближне методе генерално прецењују утицаје мултимодалне анализе, али с обзиром да се од приближних метода очекују конзервативни резултати и да разлика у величини утицаја није изразита у односу на мултимодалну анализу, као и да су приближне методе знатно једноставније за употребу, може се оправдати њихова примена у пракси. Код нерегуларних конструкција, међутим, добијене разлике су исувише велике, при чему оне расту са порастом "нерегуларности" конструкције (Фолић и Лађиновић, 2003). У појединим случајевима примена приближних поступака може довести и до потпуно погрешне процене. Добијене разлике су таквог реда величине да се примена приближних метода код нерегуларних конструкција не може оправдати, чак ни као приближна процена, чиме је потврђена исправност става ЕЦ8 који приближне методе анализе дозвољава само код регуларних конструкција.

Први и најважнији корак у анализи реалних конструкција под различитим дејствима представља избор адекватног **прорачунског модела**. Прорачунски модел није једнозначно одређен већ се заснива на инжењерској процени. Он мора обухватити све битне карактеристике конструкције, тако да се њиме може довољно тачно симулирати стварно понашање конструкције под разматраним дејствима, а истовремено треба да је што једноставнији и погодан за практичну примену. Ова два услова обично су у супротности, па је избор прорачунског модела нека врста компромиса између та два услова. Моделом се идеализује разматрана конструкција и апроксимира њено стварно понашање под различитим дејствима. Прорачунским моделом се идеализују геометрија, механичка својства материјала, начин ослањања и међусобна повезаност елемената конструкције. Поред тога, процењују се оптерећења и дејства, и успостављају конститутивне везе које одређују начин понашања конструкције под разматраним оптерећењима.

Искуства су показала да повећање сложености модела и прорачунске методе, не мора довести до повећања тачности резултата, нарочито у случају сеизмичког оптерећења, а **тачније методе оправдано је примењивати само ако су улазни подаци поуздани**. Прорачунски модели конструкција зграда и мостова се разматрају у посебним поглављима посвећених овим конструкцијама.

У сеизмичкој анализи, врло се често користе модели са само једном концентрисаном масом, тј. системи са једним степеном слободне кретања. Ови модели се често и код нас и у англосаксонској литератури, означавају као SDOF (Single-Degree-Of-Freedom) системи. Они су због своје једноставности врло погодни за практичну примену, а помоћу њих је често могуће довољно тачно проценити глобално понашање конструкције. За моделирање вишеспратних конструкција зграда чешће се примењују *системи са више степени слободне*, који се ради краћег писања означавају као MDOF (Multi-Degree-Of-Freedom) системи. Код високих зграда битан утицај на сеизмички одговор конструкције, поред основног (најнижег) тона вибрација, уобичајено имају и неколико суседних виших тонова (Лађиновић, 2008), чији је утицај могуће обухватити само помоћу MDOF модела.

## 2.3 АСПЕКТИ ИНТЕРАКЦИЈЕ КОНСТРУКЦИЈА ТЕМЕЉ – ТЛУ

Одговор конструкције на земљотрес не зависи само од карактеристика покрета тла, већ и од квалитета околног тла и саме конструкције. Грађење темеља може у значајној мери да промени карактеристике тла. Само су при фундању на стени или веома крутом тлу покрети темеља у суштини исти као и у тлу, у нивоу темеља у случају да нема конструкције нити ископа, па се ово кретање назива кретање слободног терена. Ове разлике су израженије код меког тла, које се рефлектују у разлици кретања, у нивоу темеља и слободног терена (неизграђеног и без ископа), због спрегнутог дејства (интеракције) конструкције и тла у земљотресу.

Интеракција је резултат распрострањања таласа од темеља и простирања енергије са конструкције под њеним вибрацијама. Као резултат динамички одговор конструкције на меком тлу се може битно разликовати по амплитудама и фреквентном саставу од конструкције ослоњене на чврстој подлози/стени. Због интеракције конструкција – тло вршни одговор се јавља при нижој фреквенцији него код круто ослоњене конструкције. Амплитуда одговора конструкције је под утицајем додатне дисипације енергије унете у систем услед радијацијског пригушења и пригушења у тлу (Р.Фолић и Ћосић, 2015). За разлику од хистерезисног пригушења, вискозно пригушење зависи од фреквенција вибрација (пропорционално са првим изводом по времену - брзином).

Услед флексибилности тла повећава се својствена периода, а пригушење се повећава услед делимичне апсорпције енергије из конструкције у тло. Овај ефекат додатне флексибилности, као проблем, дошао је нарочито до изражаја у Мексико Ситију, када су високе зграде ушле у резонанцију са тлом услед интеракције, са релативно ниским интензитетом земљотреса, те је дошло до рушења високих објеката чак и оних фундираних на шиповим. Ово је довело до корекције спектра одговора за веома мека тла, у Мексико ситију а такође и у Јапану (Кобе, ЈМА), где се са повећањем амплитуде услед интеракције јавља резонанса система и долази до повећања интензитета, а не до пада како се то уобичајено представља.

Увођење динамичке интеракције чини анализу комплексном. Због тога се често користи еквивалентни систем са једним степеном слободе (са једном концентрисаном масом) као што је приказано у одељку о интеракцији. Детаљније, разматрању проблема интеракције и њено истраживање усмерени су на бетонске објекте фундиране на шиповима, а у мањој мери на зграде.





---

### **3 . ИНТЕРАКЦИЈА ТЕМЕЉА НА ШИПОВИМА**



---

## 3 ИНТЕРАКЦИЈА ТЕМЕЉА НА ШИПОВИМА

---

### 3.1. УВОДНЕ НАПОМЕНЕ

За проучавање и адекватно разумевање понашања конструкција током земљотреса у неким случајевима потребно је и познавање проблема интеракције конструкција-тло. При томе је од значаја узети у обзир врсту конструкције, динамичка својства тла, начин фундарања, а и карактеристике земљотреса који се може појавити на одређеној локацији (сеизмички догађај). Све се то уводи у анализу понашања конструкција током земљотреса и у њеној интеракцији са тлом. У том смислу још увек се тежи изналажењу адекватне методе анализе интеракције тла, темеља и конструкције.

И поред мноштва развијених софтвера за анализу конструкција још увек проблем интеракције шипова међу собом и тлом и између њих у групи и темељног *јастука* (*наглавице, капа*) и горње конструкције није довољно истражен па се за прорачун конструкција још увек користи претпоставка о њеном потпуном укљештењу у горњем нивоу темеља. Такође, још увек није развијена адекватна методологија за обухватање интеракције конструкције, темељне конструкције и тла (КТТ; (en.) SSI soil structure interaction), нарочито код фундарања на шиповима. Таква методологија је потребна ради проучавања и ближег познавања њиховог понашања које је од посебног значаја за конструкторе и геотехничко инжењерство. Тек је, после објављивања документа EN1998-5, из сета Еврокодова, која се односи на геотехничке аспекте и потпорне конструкције, и код нас почела да се поклања већа пажња интеракцији Конструкција-Темељ-Тло (КТТ).

Термин интеракција конструкција тло обухвата ширу област међудејства. Она зависи и од тога како је темељна конструкција конципирана. При формирању темеља на шиповима у највећем броју случајева се употребљава наглавица. Она може имати различите крутости, тј. може бити савитљива (флексибилна) што је случај када је то плоча. Када са димензијама у основи представља плочу која преноси оптерећење у два правца. Плоча преноси оптерећење између конструкције и шипова. У традиционалном прорачуну, конструкција се одвојено разматра од темеља, и при прорачуну темеља крутост горње конструкције се занемарује. Међутим, крутост горње конструкције утиче на пренос оптерећења на темеље па се за тачније анализе уводи интеракција уз увођење крутости конструкције у анализу.

Посебно се може разматрати темељна конструкција са шиповима, наглавице и тло око шипове. Пошто се са наглавице преко темеља преноси оптерећење на тло што треба обухватити анализом интеракције наглавица-шип-тло. Постоје четири типа интеракције код наглавице на шиповима и одређују се методом коначних слојева и уводе се интеракциони фактори. Тло се може третирати са различитим моделима али још увек доминира Winklerov линеарно еластични модел.

### 3.2. ИНТЕРАКЦИЈА КОД ГРУПЕ ШИПОВА

У многим земљотресима су забележена озбиљна оштећења као последица недовољне повезаности темеља и њихове везе са конструкцијом. Последњих година предмет многих истраживања су усмерена на проучавање одговора темеља на шиповима, уводећи интеракцију шипова и тла зависно од врсте и њиховог распореда. Интеракција шипова у групи, уграђених у хомогеном тлу на истој дубини, зависи од броја шипова, њиховог положаја у основи. Ова интеракција се своди на интеракцију шип – тло – шип. Она се најчешће своди на проучавање у еластичном континууму, тј. еластичном, хомогеном и изотропном полупростору. Овим проблемима посвећен је део рада 3.8. Интеракција зависи и од фреквенције која је проузрокована таласима које емитују суседни шипови.

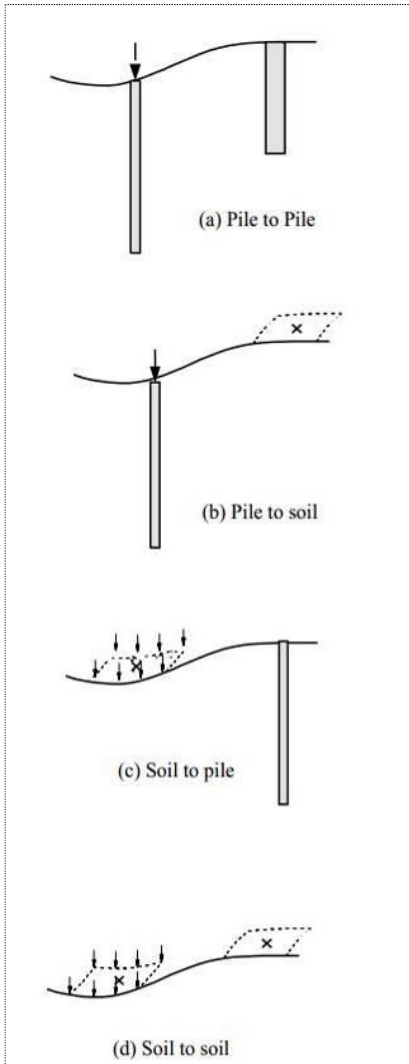
Да би се смањила диференцијална слегања темеља, нарочито при несиметричном оптерећењу и/или сеизмичким дејствима, примењује се темељење на групи шипова повезаних у глави наглавицом, најчешће као темељна плоча (Piled raft foundation). То је случај када темељ има већи број шипова. Интеракција оваквих темеља зависи од услова тла геометрије темељне конструкције, нарочито димензија шипова и њиховог распореда. Најчешће се примењују идентични шипови у групи шипова, али се у истраживањима анализирају и случајеви шипова неједнаке дужине, ређе и неједнаких пречника. У таквим случајевима је потребно проучити интеракцију између шипова и наглавице и тла, али и интеракцију између појединих шипова, а може се анализирати и интеракција оптерећеног тла и суседних шипова.

За проучавање понашања оваквих система темељне конструкције обухвата се и вертикално и хоризонтално оптерећења. На основу многих проучавања закључено је да је за вертикално оптерећење темељног система (група шипова са темељном плочом – наглавицом) повољније користити дуже шипове, а за хоризонтално оптерећење шипове већег пречника. Од значаја је проучавање и појединачних интеракција иако се систем под сеизмичким дејствима помера као спрегнути. Ипак, од значаја је проучавање различитих интеракција компоненти система темељне конструкције са различитим геометријским карактеристикама, које се могу варирати на различите начине (Ramachandran, 2005).

Због тога је значајно проучавање, за плоче на шиповима, различитих типова интеракције под неравномерним хоризонталним и вертикалним оптерећењем. Из практичних разлога често се прорачун изводи одвојено за вертикално и хоризонтално оптерећење иако се ради о њиховом спрегнутом дејству. Интеракција плоче на шиповима под статичким оптерећењем истражена је у дисертацији (Wai Chow, 2007). При томе се занемарује горња конструкција, тј. њена крутост, иако та крутост у одређеној мери утиче на расподелу оптерећење и момената савијања који се преносе са конструкције на темељ. Од значаја је и однос горњег нивоа наглавне темељне плоче и нивоа тла, као и начин уграђивања наглавне плоче у тло. Због тога је важно, за тачније анализе, разматрање комплетне интеракције конструкција-темељ-тло, а не само обавити прорачун темељне конструкције у тлу различитих карактеристика.

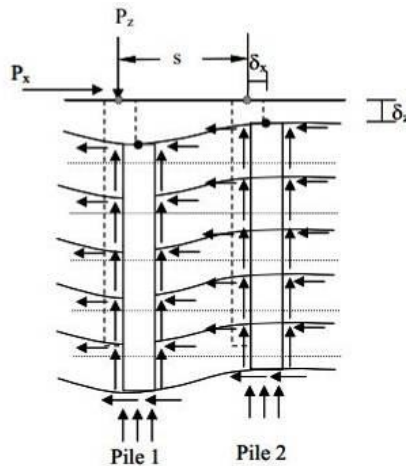
Интеракција се огледа и у чињеници да горња конструкција (у даљем тексту конструкција) доприноси већој крутости темељне плоче, моменти савијања у плочи се смањују што доводи до преноса сила на горњу конструкцију и повећања момената савијања у конструкцији. Због тога је за оцену понашања горње конструкције потребно користити сложеније анализе, тј. увести у прорачун интеракцију конструкција-темељ-тло.

Ако је горња конструкција веома флексибилна (савитљива), њена крутост и утицај на понашање темеља се може занемарити, нарочито ако је наглавница са шиповима крута. Али ако је горња конструкција крута мора се узети у обзир у анализи темељне конструкције. Тако (Poulos i Davis, 1980) сугеришу да се при анализи темељне конструкције састављене од плоче и групе шипова уведе интеракција између те две компоненте шипови – плоча и тло. Међутим, од значаја је и проучавање интеракције шип-тло-шип ради сагледавање укупног понашања темеља на шиповима. Оптерећење се на тло преноси преко шипова па је потребно познавати интеракцију најмање три елемената. Могуће је чак четири врсте интеракције при статичком оптерећењу на основу којих се може закључивати и о интеракцији при сеизмичким дејствима.



Слика 3.1 Типови интеракције у темељној плочи на шиповима

Интеракција оптерећених и неоптерећених шипова затим шипова и одређене површине тла је последица деформација тла. При томе се јављају силе око шипова уграђених у тло, укључиво и силе отпора. Да би се обухватиле карактеристике тла, врсте оптерећења и геометрија шипова могуће је разматрати четири врсте интеракције: шип-шип; шип-тло; тло-шип и тло-тло, приказане су на слици 3.1a до d, респективно. При томе, на слици 3.1a један шип је оптерећен, а други не. И у осталим случајевима интеракција се разматра када је један шип или одређена површина тла оптерећени а други не. Ради сагледавања овог феномена два шипа, на одстојању  $s$ , шематски су приказан на слици 3.2. Деформација неоптерећеног шипа у вертикалном правцу означена са  $\delta_z$ , а у хоризонталном правцу  $\delta_x$ .



Слика 3.2 Шематски приказ интеракције оптерећеног (лево) и неоптерећеног шипа (десно). Растојање шипова означено је са  $s$ .

Интеракција (слика 3.2) дефинише се као додатна деформација „угиб“ неоптерећеног шипа изазван услед дејства суседног оптерећеног шипа : Фактор интеракције,

$$\alpha_{pp} = \frac{\text{додатна деформација—\"ugib\" неоптерећеног шипа}}{\text{\"ugib\" оптерећеног издвојеног шипа}}$$

Шип се може представити скупом гредних елемената, а тло са неколико слојева који кореспондирају подели, тј. скупу елемената шипа.

Према (Wai Chow, 2007) прорачун отпочиње формирањем утицајне матрице тла (influence matrix for the soil). Она се формира наношењем хоризонталног или вертикалног јединичног прстенастог оптерећења за сваки слој тла подуж омотача шипа и хоризонтално или вертикално јединично једнако подељено кружно оптерећење у бази шипа обрнуто. Срачунате деформације (угиби) код тог прстена и оптерећења у бази формирају ступце матрице утицаја тла  $[I_s]$ . Утицајна матрица тла је раније дефинисана. Деформације тла локације прстена или једнако подељено оптерећење се може изразити:

$$\delta_s = I_s P_s \quad (3.1)$$

Где су:  $\delta_s$  – вектор померања тла у чвору,

$I_s$  – утицајна матрица тла.

$P_s$  – вектор силе који делује на површини тла.

Матрица крутости тла  $[K_{soil}]$  може се добити инверзијом утицајне матрице тла и односом оптерећење – померање за тло и може се написати у облику:

$$K_s \delta_s = P_s \quad (3.2)$$

где је

$$[K_s] = [I_s]^{-1}$$

После формирања матрице крутости шипа  $[K_p]$  за два шипа који се разматрају може се спојити. То је сума матрица крутости појединих елемената. Однос оптерећење – померање за шип се може изразити као:

$$[K_p] \delta_p = P_p + Q_p \quad (3.3)$$

где је  $\delta_p$  – вектор угиба у чвору шипа,

$P_p$  – вектор делујућих сила у чвору шипа,

$Q_p$  – вектор оптерећења на глави шипа.

Претпоставка да нема клизања подуж омотача шипа, деформације тла и тела шипа које морају бити једнаки, тј. услови компатибилности померања је:

$$\delta = \delta_s + \delta_p \quad (3.4)$$

Равнотежа сила интеракције на заједничкој површи шип-тло и у бази шипа

$$P_s = -P_p \quad (3.5)$$

Комбинујући изразе (3.1) и (3.4) даје:

$$[K_c] \{\delta\} = \{P\} \quad (3.6)$$

где је  $[K_c] = [K_s] + [K_p]$

решењем једначине (6) могу се одредити хоризонталне и вертикалне деформације подуж омотача шипа и базе разматраног шипа или ступца.

Интеракција између оптерећеног шипа и неоптерећене површине на дистанци  $s$  од оптерећеног шипа слика 3.3. Интеракција,

$$\alpha_{ps} = \frac{\text{dodatna deformacija neopterećene površine tla}}{\text{deformacija izolovanog optereć. šipa}}$$

Она се може добити користећи исти приступ као, у претходном случају, при одређивању интеракције шип – шип. Међутим, матрица крутости се поставља само за изоловани шип. Наношењем јединичног оптерећења на главу појединачног шипа, може се срачунати магнитуда прстенастог оптерећења око површи омотача шипа и кружно оптерећење у бази шипа. Оптерећење се може нанети и на тло, у жељеном положају, и срачунати хоризонтална и вертикална деформација површине методом коначних елемената.

Интеракција једнако подељеног правоугаоног оптерећења на површини тла и неоптерећеног шипа,  $\alpha_{сп}$ , на одстојању  $s$  од тежишта оптерећене површине тла (слика 3.4) изражава се количником додатне деформације неоптерећене површине тла и деформације оптерећене површине тла. Прво се интеракција прорачунава разматрајући тло. Деформација тла састоји се од две компоненте: а) од прстенастог оптерећења подуж омотача шипа и б) површинско оптерећење нането на тло. Деформација услед прстенастог оптерећења може се срачунати коришћењем израза (3.1), док се деформација услед површинског оптерећења могу срачунати коришћењем методе коначних слојева. Однос оптерећење - деформација је облика:

$$\{\delta_s\} = [I_s]P_s + \{\delta_1\} \quad (3.7)$$

Где је  $\delta_s$  - вектор деформације тла подуж омотача шипа и у бази шипа срачунате у чвору за сваки шип;

$P_c$  – вектор оптерећења које делује на тло подуж омотача шипа и у бази;

$\delta_1$  - вектор деформација тла услед јединичног површинског оптерећења на одстојању  $s$  од шипа срачунава се у чвору шипа.

Детаљније о овој анализи дато је у раду Wai Chow, (2007). У том раду је спроведена параметарска анализа. Вариране су дужине шипова, пречник шипа, за растојање шипова  $s$  при вертикалном и хоризонталном оптерећењу шипа уграђеног у хомогено еластично тло.

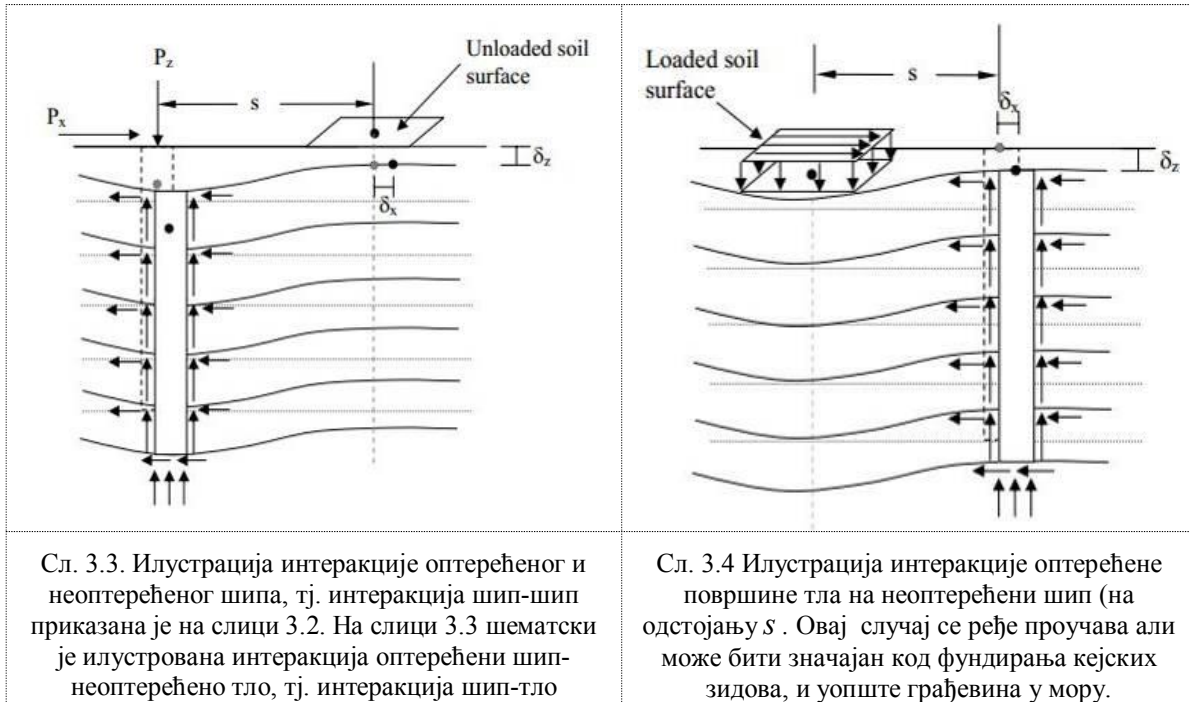
Фактор интеракције за шипове истог пречника при оптерећењу дужег шипа је скоро исти као за краћи шип. На основу тога закључено је да дужина шипова не утиче битно на интеракцију између шипова када је хоризонтално оптерећење нането на шип који је дужи од шипа са критичном дубином (део где је бочна деформација мала).

Проучен је и случај шипова исте дужине а различитих пречника (један је два пута већи од другог). Фактор интеракције за вертикално оптерећен већег шипа је два пута веће него када је мањи шип оптерећен. То следи и из теореме реципроцитета. Слична тенденција је и за фактор интеракције хоризонтално оптерећеног шипа. Вертикални интеракциони фактор је незнатно мањи. Када се оптерети крући шип деформације оптерећеног шипа су мале и одговарајућа сила интеракције изазвана на суседном неоптерећеном шипу ће бити мања што резултира редукијом деформације неоптерећеном шипа. За хоризонтално оптерећење када је виткији шип оптерећен сличан је првом случају, али у случају оптерећења крућег шипа интеракциони фактор се битно редукује. Из тога је закључено да пречник шипа значајно утиче на фактор интеракције између шипова оптерећених вертикалним и хоризонталним оптерећењем.

За случај променљивог пречника и променљиве дужине шипова. Шип 1 је дупло већег пречника и дужине у односу на шип 2. Интеракциони фактор, када је већи и дужи шип изложен вертикалном и хоризонталном оптерећењу, је два пута већи од оног срачунатог за случај оптерећења мањег и краћег шипа. Фактор интеракције за

вертикално оптерећење је незнатно већи него у случају 2, пошто се крутост краћег шипа смањује редукцијом дужине шипа. Фактор интеракције за хоризонтално оптерећење је исти за случај 2, што указује да дужина шипа нема значајан утицај на хоризонталну интеракцију између шипова који прелазе критичну дужину.

За темеље са различитим распоредом показано је да пречник шипа битно утиче на интеракцију између шипова нарочито када су шипови изложени хоризонталном оптерећењу.



Илустрација интеракције оптерећеног и неоптерећене површине тла није посебно графички приказана, али је интеракција шип-шип приказана је на слици 3.2. Постоји и интеракција оптерећене површине тла и неоптерећеног тла али се она овде не разматра, јер је она ван оквира овог рада.

Интеракција шип-шип је веома важна за групу шипова, и проучава се разматрањем понашања неоптерећеног шипа од утицаја оптерећеног шипа. Та интеракција се дефинише као додатно савијање неоптерећеног шипа изазвана суседним оптерећеним шипом. Фактор интеракције се дефинише као:

$$\alpha = \text{додатна деформација неоптерећеног шипа} / \text{деформација оптерећеног шипа}$$

Ова интеракција се одређује посматрајући шипова на растојању  $s$  између њих

Примењени модели су различите сложености и тачности. Тако се претпоставка о линеарном понашању сложеног система тло-темељ-конструкција под сеизмичким дејствима обавља у три корака. Први је одредити кретање темеља без увођења горње конструкције; улазни подаци су о кретању темеља („унето кретање темеља“) са транслационим и ротационим компонентама. То је приказано на сликама у (Gazetas et al. ASCE SP). Други корак је одређивање динамичке импеданце, тј. (опруге и пригушиваче), и кретање при вибрацији темеља које се испољава: нагињањем (swaying)  $K_x$  и  $K_y$  и љуљањем (rocking)  $K_{xy}$  и  $K_{yx}$  и попречна нагињање-љуљање ( $K_x - K_{yx}$  или  $K_y - K_{xy}$ ). Трећи корак је срачунавање сеизмичког одговора горње



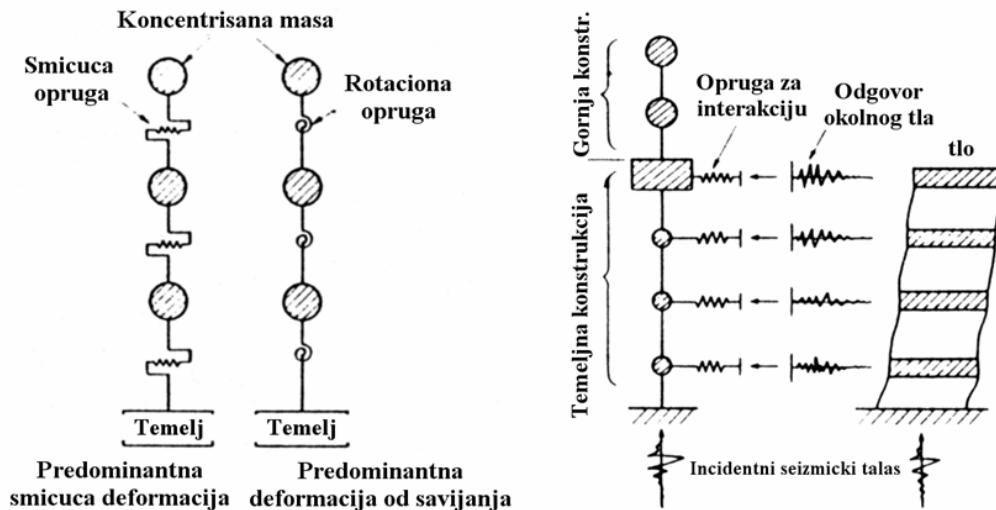
конструкције ослоњене на опруге и пригушиваче (корак 2) и подвргнута унетим покретима темеља у основи (из корака 1). Трећи корак је отворени динамички проблем. За сваки од поменутих корака развијено је мноштво метода, а највише њих засновано на МКЕ, методи граничних елемената, полу-аналитичке методе, аналитичке методе и упрошћени поступци. Методе су описане у магистарском раду аутора.

Користи се и директан приступ у коме се анализира систем конструкција-тло у једном кораку. То условљава, најчешће, примену просторних модела, ређе равно стање, при чему се поред система конструкције и темеља обухвата и део тла испод и са страна темељне конструкције. То је анализа која се обавља у једном кораку.

### 3.3 ПРОРАЧУН КОНСТРУКЦИЈА У ИНТЕРАКЦИЈИ СА ТЕМЕЉОМ И ТЛОМ

У општем случају, објекти представљају системе са континуално распоређеном масом. Међутим, у пракси се примењују, мања или већа, упрошћења најчешће концентришући масе у карактеристичним тачкама (дискретизација система). Концентрисане масе се повезују међусобно опругама са својствима еластичности и пригушења (слика 3.1.). Прорачун конструкције се, најчешће, обавља уз поделу и засебно разматрање горње конструкције и темељне конструкције. Претпоставља се да је конструкција укљештена у тло, а интеракција конструкција тло се занемарује. Код динамичког оптерећења, за одређену класу објеката, потребно је темељну конструкцију и горњу конструкцију посматрати заједно, тј. у интеракцији са тлом. За анализу система са више степени слободе, при принудним кретањем конструкције под дејством убрзања тла на конструкцију, може се користити систем диференцијалних једначина, у матричном облику (Б. Фолић и Р. Фолић, 2009):

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = -[M]\{q\}\ddot{x}_o(t) \quad (3.8)$$



Слика 3.5. Дискретни модел за анализу горње конструкције (а) и за анализу интеракције конструкција тло (б)

Тло се посматра као једнодимензионални смичући динамички (вибрирајући) модел јер су смичуће вибрације у тлу током земљотреса доминантне. Зависно од грађе терена, тло се може увести као услојено тло, а ако је хомогено дели се на одговарајући број слојева и замењује дискретним масама на границама слојева и повезују смичућим опругама. За

слојеве дебљине  $h_{i-1}$ ,  $h_i$ ,  $h_{i+1}$  са густинама  $\rho_{i-1}$ ,  $\rho_i$ ,  $\rho_{i+1}$  и модулима смицања  $G_{i-1}$ ,  $G_i$ ,  $G_{i+1}$  маса и крутост опруге су:

$$m_i = \frac{1}{2}(\rho_{i-1} \cdot h_{i-1} + \rho_i \cdot h_i); \quad k_i = \frac{G_i}{h_i} \quad (3.9)$$

За решење ових задатака уважавају се одговарајући гранични услови, као што су ограничења по померањима и силама (Б. Фолић и Р. Фолић, 2009). За динамичке ефекте у тлу од значаја су и динамичка својства конструкције, тј. система тло-конструкција. Динамичка дејства уобичајено се представљају записима, тј. спектрима убрзања, брзине и померања тла.

Покушаји да се установе методе асеизмичког пројектовања једноставне за праксу често нису довољно тачне. Покушано је са односом носивости и дуктилности што је (Pristley, 1993) назвао „мит“ и „грешке“ у земљотресном инжењерству. Нарочито је улога ИТК у сеизмичким перформансама предмет контроверзи. Занемарење интеракције се допушта у многим нормама за пројектовање конструкција. Због тога и због неразвијене методологије обухватања интеракције конструкција – тло, још увек се претпоставља потпуно укљештење у темељ са оправдањем да то даје конзервативне резултате што, увек, није оправдано (Gazetas i Manolis, 2000).

У раду (Gazetas and Manolis, 2000) наглашено је да се проучавање улоге интеракције тла и конструкције (ИТК), или енглески SSI, користе подаци о регистрованим померањима или теоријска разматрања. Идеализовани пројектни спектри из техничких прописа са порастом основне периоде и ефективног пригушења услед SSI доводи до константног пада сила у конструкцији. У реалности то није увек тачно. У неким одређеним случајевима сеизмичких и услова тла утицај на својствену периоду средње савитљиве конструкције ИТК може имати негативан ефекат на наметнуте сеизмичке захтеве. Често коришћени модел конструкције за проучавање ефеката ИТК на нееластично понашање стуба моста је проучен. Користећи теоријска образложења, и ригорозне нумеричке анализе показано је да насумице (некритички) коришћен концепт дуктилности и геометријских односа може довести до погрешних закључака везано за процену сеизмичких перформанси.

При прорачуну ИТК се уводе упрошћења: а) пројектни спектри убрзања опадају са порастом периоде конструкције; б) модификација коефицијента одговора („фактор понашања“ у ЕН или „фактор редукције“ у САД) се уводи као константна вредност, независна од периоде, или се претпоставља да расте са порастом периоде; ц) импеданца темеља се изводи претпостављајући да је тло хомогени полупростор уз предвиђање пригушења конструкције на одређеном профилу тла.

И аналитички приступ са еласто-пластичним осцилатором је једно од упрошћења где захтевана дуктилност за еласто-пластичном конструкцијом тежи паду са порастом еластичног периода конструкције. Истраживања на меком тлу указала су да одређени фреквентни домен преображава захтевану дуктилност тако што се она повећава са повећањем периода. Флексибилност стубова мостова, такође може негативно утицати на ИТК. У раду (Gazetas and Manolis, 2000) се не разматра ликвефабилно тло, и инерцијална интеракција. Полази се од чињенице да је период вибрација са флексибилношћу у подлози расте. У препорукама и нормама користе се заглађени пројектни спектри.

Разматрањем дуктилности флексибилно подупрте конструкције нарочито код мостова показано је да ТКИ (SSI) даје неповољне ефекте на нееластичне перформансе система

мост-темељ кроз редукацију капацитета дуктилности. То је појава супротна увреженом тврдњи о корисности интеракције конструкција-тло. Да би се срачунала захтевана дуктилност потребно је решити нелинеарну једначину кретања система и одредити вршну вредност пластичног померања. Изрази у којима се не прави разлика између капацитета и захтеване дуктилности.

Према (Б. Фолић, 2007) претпоставка о понашању тло – темељ – конструкција се уводи у три корака, што је напред описано. Због тога је у овом раду дат преглед и анализа проблема који се јављају при прорачуну интеракције конструкција-тло, и описана методологија рада при томе.

### 3. 4 ЕЛЕМЕНТИ АНАЛИЗЕ ИНТЕРАКЦИЈЕ КОНСТРУКЦИЈА – ТЛО

Динамичка својства тла на предметној локацији битно утичу на процену сеизмичких дејстава и интеракције конструкција-темељ-тло. Проучавање физичких ефеката и прецизнији опис феномена динамичких дејстава (и појава) у тлу, изискује примену таласане механике и увођење инерцијалних ефеката и ефеката пригушења у тлу. Појава таласа у тлу, зависно од динамичких својстава тла, утиче на опште стање у тлу и конструкцији услед њене интеракције са таласима. Оптерећење на конструкцију услед дејства таласа не зависи само од интензитета таласа, његовог периода, већ и дилатација које одређени таласи изазивају у тлу. Таласи се испољавају на различите начине стога је неопходно навести неке основне видове елементарних таласа у тлу (Б. Фолић, 2007).

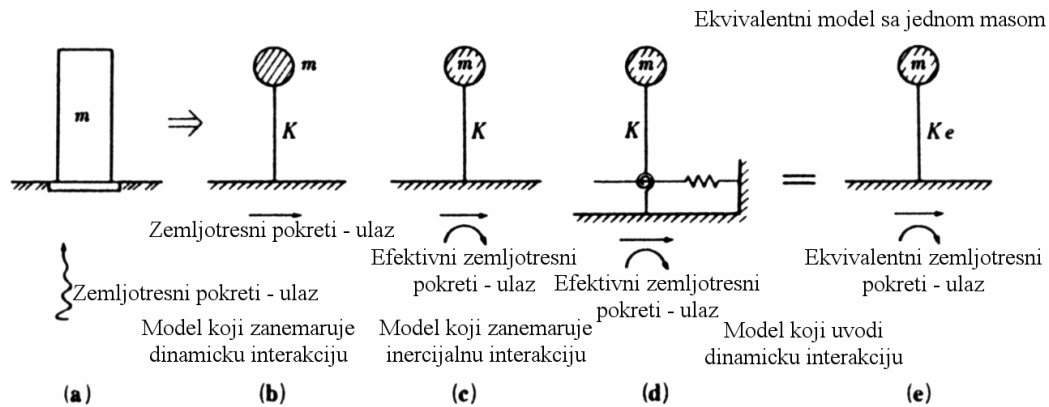
Данас се темељи у сеизмичким подручјима конципирају, пројектују и граде тако да је ризик услед недефинисаности сеизмичког одговора ограничен. Због тога се они морају пројектовати са јасним концептом и детаљним анализама. Методологија пројектовања је донекле изнета преко општих захтева и правила у Европским нормама ЕН 1998-5, а делимично и у (Fardis, et al. 2005). У општим захтевима се истиче да се у прорачуну мора узети у обзир зависност деформација од динамичких карактеристика тла и од утицаја везаних за цикличку природу оптерећења. Ово се односи на проучавање локације објекта који се пројектује. Ту се укључује и замењено тло ако се на одређеној локацији изводи, због осетљивости тла на збијање и ликвефакцију. Према ЕЦ 8: 2004, тла се класификују у више категорија А до Д што је приказано у поглављу 2.

Увођење *динамичке интеракције* чини анализу комплексном. Због тога се често користи еквивалентни систем са једним степеном слободе (са једном концентрисаном масом) као што је приказано, на слици 3.6. За анализу динамичке интеракције користи се и модел слоја ограничене дебљине  $d_s$  изнад круте основе (слика 3.7).

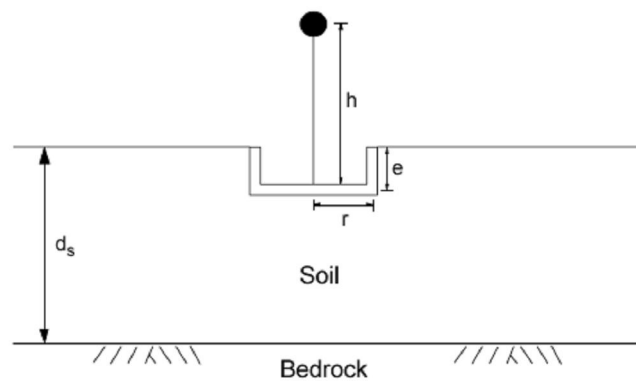
Елементи анализе сеизмичког одговора уз увођење интеракције конструкција – тло (ИКТ) према (Johnson, 2002) су:

- Услови померања слободног терена: контролна тачка; карактеристике улазних померања у анализи ИКТ; просторна промена кретања (механизам пропагације таласа); магнитуде и трајање; модел тла и конструкције.
- Својства тла: номиналне вредности (најмања и највећа дилатација); и њихова променљивост.
- ИКТ параметри: кинематичка интеракција; *импенданца* темеља; модел конструкције; значајна својства (торзија, флексибилност таваница, редукација фреквенције са дилатацијама, и др.); променљивост (фреквенција и облик вибрација, пригушење); нелинеарно понашање.

- ИКТ анализа са интерпретацијом резултата



Слика 3.6. Еквивалентни систем са једном концентрисаном масом, према (Japan soc.)



Слика 3.7. Тло са уграђеним темељом и конструкцијом на слоју тла коначне дебљине изнад круте основе (bedrock), према (Stewart i dr., 1998)

Од значаја је подвући разлику ИКТ у случају плитког фундарања (на плочи) и дубоког фундарања. Због тога ће се то овде разматра, са нагласком и даљом разрадом само фундарања на шиповима.

### 3.5. ПОДЕЛЕ И ОПШТА РАЗМАТРАЊА ИНТЕРАКЦИЈЕ КОНСТРУКЦИЈА-ТЕМЕЉ-ТЛО

Предвиђање понашања темеља на шиповима (ТШ) у земљотресима је основини задатак сеизмичке анализе конструкција. Од значаја је адекватна подела на *инерцијалну* и *кинематичку* интеракцију и њихове дефиниције. Оне, како је већ наглашено битно зависе од динамичких карактеристика тла. Од значаја је разлика између интеракције за различите начине темељења, нарочито када се за фундарање користе темељне плоче и темељи на шиповима, који се често користе за фундарање објеката са великим тежинама. То је разлог за упоређење интеракције ова два типа темеља.

Увођење интеракције тло-конструкција при сеизмичкој анализи и темеља и конструкције се препоручује и у ЕН 1998 и (Fardis, 2005). Сеизмичка анализа шипова и темеља на шиповима под сеизмичким дејствима се, углавном разматра као њихов одговор на бочно (латерално) оптерећење. Ретко се разматра и вертикално оптерећење, које је потребно увести у анализу стабилности шипова, нарочито у ликвефационом тлу.

Носивост темеља на шиповима, под бочним оптерећењем, заснива се на пасивном отпору тла формираном на лицу темељне стопе (наглавне греде), смицањем на основи темељне стопе и пасивном отпору тла телу шипа (pile shaft). Последњи чинилац је обично једини поуздан. Анализа проблема доводи до резултата деформације шипа (деформисане осе шипа), ротације, момената савијања, смицања и реакција тла који се захтевају при конструкцијском пројектовању. За прорачун се често користи *теорија греде на еластичној подлози* јер су шипови, углавном, флексибилни и анализирају се као ~ дугачки. Само се кратки крути шипови анализирају према услову доње границе при анализи. Ово је детаљније разматрано у делу о приближној анализи шипова. Позната су и доступна бездимензионална решења и за константне вредности коефицијента постелице и за линеарно повећање са дужином. Решени су проблеми и са степенастим променом коефицијента  $k$ . Повољно је одабрати вредности  $k$  према експерименталним резултатима и квалитету тла дати у Lateral Load Capacity of Pile (Davisson, 2007).

За средње збијено и чврсто тло често се претпоставља да се оно понаша линеарно и/или као еквивалентно линеаран материјал само ако је подвргнуто умереним сеизмичким покретима. Такође, се целокупни систем конструкција-темељ-тло често разматра са два посебна поддомена: први је горња конструкција, а други је темељ-тло. При анализи интеракције шип-тло или групе шипова у којима се разматра интеракција шип-тло-шип уобичајено се користи више профила тла и за улазне податке више акцелерограма природних (догођених) или вештачких земљотреса.

*Кинематичка интеракција* настаје од пропагације таласа у тлу може утицати на сеизмички одговор темеља на шиповима (ТШ) и имати значајну улогу у сеизмичком пројектовању конструкција (Tombari i dr. 2012) Lisboa 2012. Аутори су спровели инкременталну динамичку анализу уз вредновање кретања тла и нелинеарности тла на перформансе појединачног шипа укљештеног у глави за различите профиле тла. Модел греде на нелинеарном Winkler-овом темељу за анализу и истраживање значаја течења (попуштања), одвајања шипа и тла, затварање тла и циклички ефекти ојачања/деградације на перформансе шипа. Шип као стуб моста разматран је и истражен као интеракција шип-тло-стуб моста. Резултати илуструју потенцијал и кинематичке и инерцијалне интеракције.

Резултати инкременталне динамичке анализе (IDA) за вредновање сеизмичке побуде и нелинеарности тла на кинематичку интеракцију појединачног шипа укљештеног у глави, у хомогеном тлу као што је суви песак, zasiћени песак и засићена глина. У првом кораку разматран је еквивалентни одговор локације, а у другом се користи греда на нелинеарном Winkler-овом темељу (BNWF) са могућношћу обухватања цикличке деградације тла и конструкција, развој зоне попуштања и радијацијског пригушења. Закључено је да:

1. Моменат савијања битно зависи од типа анализе: линеарне или линеарне са линеарним еквивалентним одговором локације и анализе линеарне и нелинеарне кинематичке интеракције;
2. Максимални моменат савијања и његова промена подуж тела шипа је под значајним утицајем нелинеарног одговора шипа додатно и за различите сеизмичке догађаје;
3. Покрети тла (акцелерограми) не утичу битно на нелинеарни сеизмички одговор шипа;

4. Кинематички ефекти су под значајним утицајем одговора шипа и главе шипа и на великим дубинама, нарочито у меким депозитима ( $V_s=100$  м/с):
5. Инерцијални ефекти су значајни само у горњем делу шипа;

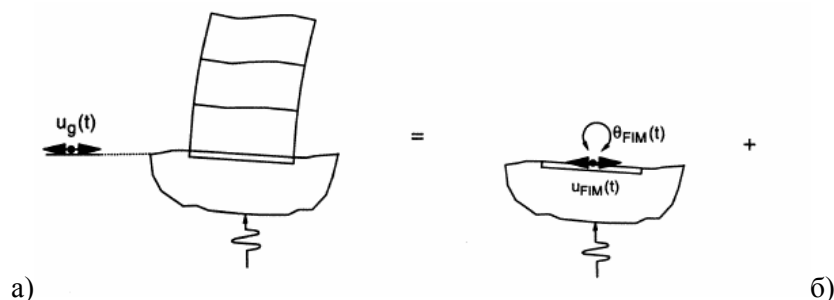
### 3.5.1 ИНТЕРАКЦИЈА КОНСТРУКЦИЈА – ТЛО ПРИ ФУНДИРАЊУ НА ПЛОЧИ

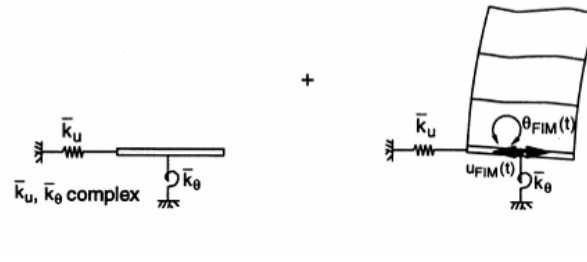
Интеракција конструкција – тло, за стандардне конструкције плитко фундиране може се занемарити, уколико нису дубље укопане јер су та решења конзервативна. Међутим, за масивне круте конструкције фундиране на плочи или је темељна конструкција значајно укрупњена зидовима горње конструкције није нужно увести интеракцију конструкција – тло (ИКТ). Типичан пример таквих објеката су изузетно значајни објекти као што су нуклеарне електране.

Како је наглашено понашање тла под сеизмичким дејствима зависи од тога да ли је терен слободан или изграђен. Такође је значајно како је конструкција фундирана и на којој дубини. При проучавању ИКТ је важно адекватно моделирање саме конструкције и темеља, као и процена динамичких својстава тла да би добили што реалнију слику о интеракцији конструкција - тло.

Захтева се да се релевантне силе са конструкције на тло преносе без већих сталних деформација. Деформације тла услед сеизмичких дејстава су компатибилне са основним захтевима за очување функције објекта. Прорачунска хоризонтална-сеизмичка сила смицања мора се пренети на тло путем једног од следећих механизма: прорачунским смичућим отпором, између хоризонталне основе темеља и тла, или бочним притисцима земљишта на темељ (код плитких темеља). У тлу бочно померање изазвано је сеизмичким понашањем горње конструкције (динамички - *инерцијални* ефекат), а у неким случајевима и покретима у околном тлу (*кинематички* ефекат) јер је кретање слободног тла није под утицајем присуства конструкције. То је за плитки темељ приказано на слици 3.5. Темелји се пројектују тако да прихвате следеће утицаје од дејстава:

- **инерцијалне силе – инерцијална интеракција** - од горње конструкције које се комбинују са статичким оптерећењем ради добијања прорачунских вредности нормалне силе  $N_{sd}$ , смичуће-хоризонталне силе  $V_{sd}$ , и момента  $M_{sd}$ . Инерција у конструкцији изазива померање у односу на слободно поље. Фреквентно зависна функција импеданца се уводи да би се описала флексибилност ослонаца темеља, као и придруженог радијацијског пригушења интеракцији темељ-тло.
- **кинематичке силе – кинематичка интеракција** - настале услед деформације околног тла проузроковане проласком сеизмичког таласа. Крута темељна плоча или дубоко уграђени темељ изазива кретање темеља различито од кретања слободног терена због феномена распрострањавања таласа, нагнутих таласа или уграђивања темеља у тло.

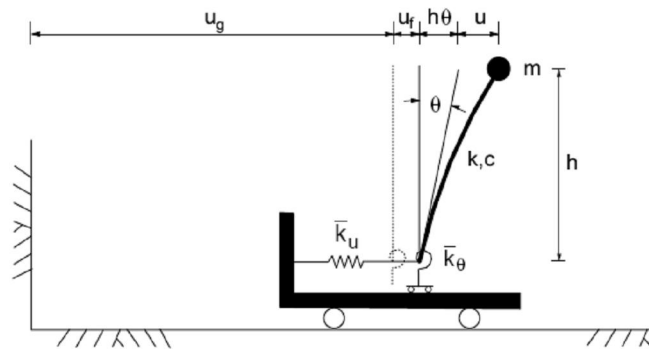




Слика 3.8. Проблем интеракције а), кинематичка интеракција б), функција импеданце ц), замењујући систем тло темељ (дин. импеданца), д) и анализа конструкције на попустљивој подлози

Крута плоча или дубоко уграђени темељи изазивају кретање темеља различито од кретања слободног терена због феномена распрострања таласа и инклинације таласа (сл. 3.8). Феномен кинематичких ефеката се манифестује суперпозицијом компоненти кретања темеља у односу на слободни терен (Б. Фолић, 2008). А квазистатичко сеизмичко оптерећење је функција величине темеља и брзине распрострања у тлу, односно таласне дужине сеизмичког таласа

За круте темељне плоче великих димензија или дубоко укопане инерцијална интеракција постаје веома значајна. Степен ефекта интеракције зависи од начина повезивања конструкције и темеља које се представља степеном укљештења осцилатора са једним степеном слободe (SDOF) са периодом  $\bar{T}$  и коефицијентом пригушења  $\bar{\zeta}$ , који омогућује транслаторно кретање и ротацију у основи (сл. 3.9).



Слика 3.9. Упрошћени модел за анализу инерцијалне интеракције (Stewart et al. 1998) за једноетажне зграде за процену система са више степени слободe.

Код система на слици 3.9. приказане су комплексне крутости тла и темеља преко опруга  $\bar{k}_u$  и  $\bar{k}_\theta$  док је крутост конструкције  $k$  и пригушење конструкције уопштено приказано са  $c$ . Где је  $u_g$  - померања тла,  $u_f$  - померање темеља, док померање-ротација  $h\theta$  потиче од флексибилности подлоге,  $u$  - је померање врха услед флексибилности саме конструкције. Померања, (слика 3.9.) се могу срачунати према (Stewart et al. 1998):

- Хоризонтално за масу  $m$ :

$$m(\ddot{u}_f + h\ddot{\theta} + \ddot{u}) + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (3.10a)$$

- Укупно хоризонтално:

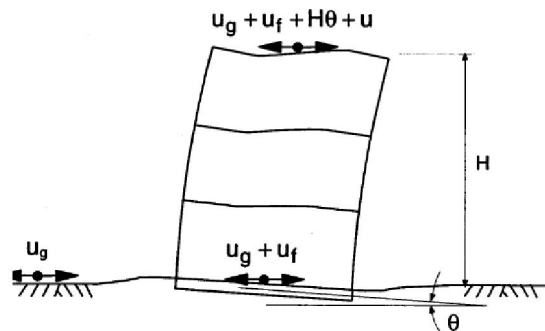
$$m(\ddot{u}_f + h\ddot{\theta} + \ddot{u}) + m_f\ddot{u}_f + c_u\dot{u}_f + k_u u_f = -(m + m_f)\ddot{u}_g \quad (3.10b)$$

- Укупна ротација:

$$mh(\ddot{u}_f + h\ddot{\theta} + \ddot{u}) + I\ddot{\theta} + c_\theta\dot{\theta} + k_\theta\theta = -mh\ddot{u}_g \quad (3.11)$$

Табела 3.1. Захтевани улазни и излазни параметри система за различите услове укљештења конструкције у подлогу

	СИСТЕМ	УЛАЗ	ИЗЛАЗ
А	флексибилна основа	$u_g$	$u_g + u_f + h\theta + u$
Б	псеудо-флексибилна основа	$u_g + u_f$	$u_g + u_f + h\theta + u$
Ц	фиксна-крута основа	$u_g + u_f + h\theta$	$u_g + u_f + h\theta + u$



Слика 3.10. Покрети тла као улазни податак за идентификацију система конструкције

Кинематичка интеракција је резултат присуства крутог темеља унутар или на тлу изазивајући разлике у кретању између темеља и околног тла. Инерцијална интеракција изазвана је померањем темеља у односу на околно тло под дејством инерцијалних сила које се развијају у конструкцији као резултат њених вибрација, које доводи до повећања инерцијалних сила и момената савијања у темељима (Gazetash i Mylonakis, 1998). Ефекти овог феномена уобичајено се описује комплексном функцијом трансфера-ТФ (преносна функција) која се односи на кретање темеља и тла или комплексне функције имеданце која квантификује крутост и пригушење као карактеристике интеракције тло-темељ. Обе су функција крутости и пригушења. Уз претпоставку перфектно крутог тла, тј. бесконачне крутости тла амплитуда преносне функције је 1, а фаза 0, се односи на кретање темеља и тла када су они идентични. Функција импеданце има изузетно велику вредност реалног дела, док је имагинарни део једнак нули. Корисно је креирати један модел који укључује и тло и конструкцију, јер уводи појединачне утицаје тла на кретање тла, као и повезано дејство тло-конструкција.

### 3.5.2 ИНТЕРАКЦИЈА КОНСТРУКЦИЈА – ТЛО ПРИ ФУНДИРАЊУ НА ШИПОВИМА

За потпуније разумевање сеизмичког понашања интеракција система конструкција-шип-тло потребно је спровести следеће три анализе:

1. Анализу одговора тла који пружа сеизмичког окружења током прорачунског (пројектног) земљотреса. Ова анализа дефинише сеизмичку побуду и даје информације за процену могућих губитака носивости као резултат порних притисака у невезаном тлу засићеном водом.



2. Анализа кинематичког одговора шипа који даје одговор темеља на шиповима са одсуством инерцијалних сила горње конструкције.
3. Анализа интеракције конструкција-тло ради одређивања динамичког одговора горње конструкције и оптерећења изазваног одговором горње конструкције. За одређивање и описивање прецизније улоге ове интеракције потребно је вредновати нееластично понашање горње конструкције.

Проучавање темеља на шиповима у сеизмичким подручјима условљава познавање утицаја вибрација изазваних земљотресом на њима. При томе, од посебног значаја, је утицај вибрација на интеракцију тло-темељ-конструкција. Она се углавном своди на проучавање шипова и конструкције коју носе шипови на динамичка дејства. Уопште, при пројектовању темељне конструкције на сеизмичка дејства веома важно је понашање тла. На динамичко понашање тла утиче више параметара од којих су најважнији: врста тла, окружење (статички напони, садржај воде) и врста динамичког дејства-оптерећења (магнитуда дилатација, број циклуса). Нпр. песак засићен водом губи носивост услед вибрација (ликвификација), а нека земљишта повећавају носивост под цикличким оптерећењем. Важно је имате основне податке-параметре о тлу (Bhattacharya, et al. 2003) као што су: модул смицања, пригушење, брзина таласа и др. За процену динамичких својстава тла користе се и подаци о Поиссон-овом пригушењу, хистерезисним петљама, еквивалентно вискозно пригушење, радијацијско пригушење, као и однос дисипиране и енергије еластичних деформација. При проучавању одговора конструкције на динамичке побуде нужна је што вернија процена својстава тла, при чему се користе подаци из (Bowles, 1988) и (Prakash, 1992).

Препоруке дате су у раду: Nadjian, А.Н. Динамичка интеракција тло-шип-конструкција, приказане су у раду (Б. Фолић, 2007). При томе се полази од чињенице да се оштећења шипова тешко могу сагледати на терену, прегледом после земљотреса, сем код појаве ликвификације када се велика померања насипа класификују као лом. Од интереса је преглед захтева који се за шипове дају у регулативи за пројектовање сеизмичких отпорних конструкција, као нпр. норме у Калифорнији (SEAOC), Јединствене норме за грађење САД (UBC, 1991), као и за нове зграде у Савету за примењене технологије (ATC-NEHRP, 1991).

Анализа утицаја интеракције тло-шип-конструкција на одговор објекта захтева се само за меко тло и са периодом  $T \geq 0,7$  сец, а анализа под динамичким оптерећењем се захтева и за регуларне и нерегуларне конструкције. У неким прописима АТЦ 3-06 за шипове са одговарајућом дуктилношћу за вертикално оптерећење захтева се статичка анализа, а на хоризонтално оптерећење провера сеизмичке отпорности. Интеракција тло – конструкција повећава својствену фреквенцију конструкције због флексибилности тла испод темеља и ефеката пригушења.

Управљање геотехничким ризицима условљава усавршавање метода пројектовања да би се смањиле штете на објектима услед изненадних и снажних земљотреса. Динамичкој анализи темеља на шиповима и њиховом пројектовању у сеизмичким подручјима све више се поклања пажња јер су велике штете проузроковане неким земљотресима указале на проблем неадекватног третирања овог проблема у прошлости (Б. Фолић, 2005). Вредна су проучавања понашања појединачног шипа и групе шипова под динамичким оптерећењем (Nogami, 1987), као основа за проучавање интеракције конструкција-темељ-тло. Посебно су осетљиве конструкције мостова фундираних на различитим врстама тла па се све више радова односи на проучавање њиховог понашања. При томе се користе моћни рачунари и проучава интеракција темељ-тло, као и сложеније интеракције конструкција-темељ-тло (Bradley, 2009) и (Wilson, 1998).

Према (Dash & Battacharya, 2010) одређивање унутрашњих (пресечних) сила дуж шипа, као и померање и ротација главе шипа, мора се заснивати на дискретном или континуалном моделу којим се може представити: крутост шипа на савијање, реакција тла дуж шипа уз увођење ефеката цикличног оптерећења и величине деформација у тлу, динамичка интеракција шипова у групи, као и степен слободе за ротацију наглавице шипа или веза шипа и конструкције. За прорачун статичке крутости главе шипа могу се користити изрази дати у (Dezi, et al. 2010). Бочни отпор тла за слојеве који су подложни знатном паду чврстоће се мора занемарити. Иако се сада све ређе примењују коси шипови они се не могу користити за пренос хоризонталног оптерећења на тло (ЕН 1998). Моменти савијања који се јављају у кинематичкој интеракцији морају се рачунати само ако се јаве следећи случајеви:

- ако је у питању слабо носиво тло у подручју средње и високе сеизмичности, и
- ако је конструкција I или II категорије значаја.

### 3.6 МЕТОДОЛОГИЈА ПРОУЧАВАЊА ИНТЕРАКЦИЈЕ

Утицаји динамичког садејства тла и конструкције морају се узети у прорачун (ЕН 1998-5) у следећим случајевима:

а) за конструкције код којих је неопходно узети у обзир утицаје другог реда (P- $\delta$  утицаји), јер има значајан утицај;

б) за конструкције са масивним или дубоким темељима, као што су стубови мостова, кесони платформи у мору и силоси;

ц) високе витке конструкције, као што су торњеви и димњаци; и

д) Конструкције које леже на веома меком тлу, са просечном брзином смичућих таласа  $V_{s,max} \leq 180$  (100) m/sec типа тла C1.

У методи X. Тајими (1969) (цитирано према Nogami, 1987), претпоставља се да је горња конструкција крута, тако да се код флексибилних горњих конструкција користи проширена Тајимијева метода. Сеизмички одговор система тло-конструкција обухвата (ЕН 1995, 2004):

1. Сеизмичку побуду основне стене и њене модификације услед проласка кроз горње слојеве до темеља,
2. У случају фиксне базе динамичких својстава конструкције се могу значајно модификовати у слоју изнад основне стене што укључује промену облика и периода вибрација,
3. Већи део енергије вибрација флексибилне конструкције са пригушењем материјала и радијацијским пригушењем у ослоначком медијуму,
4. Пораст основне периоде средње флексибилних конструкција услед интеракције конструкција-тло може негативно утицати на сеизмичке захтеве,
5. Конструкције на меком алувијуму које могу бити оштећене услед различитих слегања која се јављају пре или у току земљотреса. Ниске зграде са релативно малом хоризонталном чврстоћом могу бити повредљиве услед овог феномена, иако је то супротно одговору који се дешава на меком тлу за високе конструкције, тј. конструкције са дугим периодама.

Две различите методе се користе: прва је „еластодинамичке“ методе развијена у нуклеарној индустрији за велике темеље и друга названа емпиријска  $p$ -у метод развијена за пројектовање шипова у петролејској (нафтној) индустрији. Обе методе се користе за различите типове темеља инжењерских конструкција.

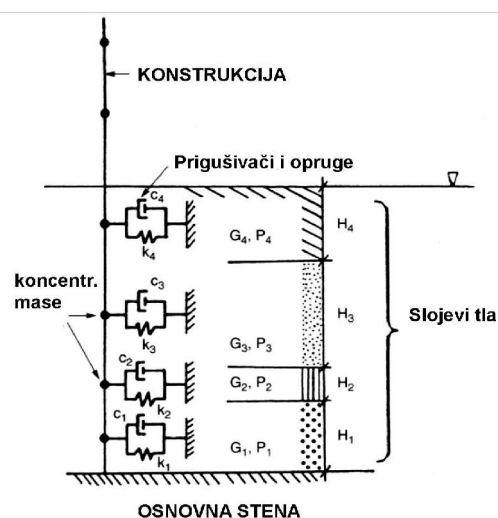
Криве  $p$ -у се конструишу уводећи доминантне параметре тла (угао унутрашњег трења за песак и кохезију за глиновите терене), за одређене дубине. Значајно је констатовати да за мање дубине ове криве зависе од локалног механизма лома као што је клин пасивног притиска (отпора) тла. Исти модел  $p$ -у криве се користе за анализу бочне отпорности шипова, а метод се може проширити и третирати аксијалну отпорност тла шиповима за јединицу дужине шипа,  $t$ , као нелинеарна функција одговарајућег аксијалног померања,  $z$ , који резултира са аксијалним кривама  $t$ - $z$ , и са третманом аксијалне отпорности тла и врха шипа,  $Q$ , као нелинеарна функција померања главе шипа,  $d$ , може се добити  $Q$ - $d$  крива. Користећи сет  $p$ -у,  $t$ - $z$ , и  $Q$ - $d$  криве развијене за темеље на шиповима, одговор шипова за 3Д оптерећење нането на главу шипа може се добити користећи 3Д модел греде подупрте дискретним сетом нелинеарних латералних  $p$ -у,  $t$ - $z$ , и  $Q$ - $d$  опругама (Tseng and Penzin, 2000).

Еласто-пластична теорија се заснива на пропагацији таласа у еластичној, вискоеластичној, или медију тла константног–хистерезијског-пригушеног еластичног полупростора. Ова метода се користи у индустрији нуклеарних електрана. За темеље на плочи димензија мањих од 11x15 m интеракција је незнатна-ирелевантна, тј. код плитких темеља (Stewart et al., 1998). Због тога је од већег значаја проучавање интеракције темеља на шиповима. Ипак, у ту сврху највише се користе МКЕ и метода граничних елемената.

У ЕН 1998-5 се наводи да се проблем динамичке анализе система конструкција - тло мора посматрати у фреквентно зависном домену, а не у временском домену. Због тога се снимци убрзања у времену морају трансформисати унутар амплитудно-фреквентних услова уз коришћење Фуријер-ове трансформације пре уношења у систем. О томе је Wolf објавио ширу монографију. Код инверзне трансформације је потребно временски снимити одговор. Методи моделовања тла, код динамичке анализе система конструкција - тло, подељени су у пет категорија различите комплексности:

1. Еквивалентне статичке опруге и вискозни пригушивачи постављени само у основи конструкције;
2. Аналогија смичуће греде, користи расподељене или концентрисане масе и опруге постављене вертикално дуж профила тла;
3. Еластични или вискозни полупростор;
4. Методу коначних елемената (МКЕ), и
5. Хибридни модел од еластичног или вискозног полупростора и МКЕ.

Прорачунски модел, који репрезентује вертикални профил тла, са концентрисаним масама, опругама и пригушивачима је приказан на слици 3.11.



Слика 3.11. Прорачунски модел за проучавање интеракције конструкција – тло за вертикални профил тла, према (Dowrick, 2005)

У методи Х. Тајими (1969) (цитирано према Nogami, 1987), за одређивање сеизмичког одговора конструкција темељених на шиповима, заснован на еластичној теорији пропагације таласа. Претпоставља се да је горња конструкција крута, тако да се код флексибилних горњих конструкција користи проширена Тајимијева метода. У раду (Фолић, 2009) је ова метода донекле модификована, после класификације интеракције код темеља на шиповима.

Интеракција конструкција – тло изазива-производи разлику кретања подлоге испод конструкције и слободног терена (слика 3.12а). У пракси се ово ретко уводи у анализу већ се тло третира као слободно тло-терен (free soil). Међутим, овај проблем се разматра уз увођење декомпозиције на кинематичку и инерцијалну интеракцију које су представљене на слици 3.12б. Поред тога, одговор- инерцијална интеракција се, може раставити на два дела. Први део је динамичка импеданца темељне конструкције, а други део инерцијални одговор горње конструкције (слика 12ц).

Према (Б. Фолић, 2007) метода анализе проблема сеизмичке интеракције тло-темељ-конструкција обухвата:

1. анализу слободног терена;
2. одређивање кинематичког сеизмичког одговора;
3. анализу импеданце шип-наглавица, и
4. анализа одговора горње конструкције.

#### 1. Одговор слободног терена (на локацији)

- теорије распрострањања једнодимензионалних еластичних или нееластичних таласа,
- теорије распрострањања дво (2Д) и тродимензионалних (3Д) таласа, и
- емпијске спознаје.

#### 2. Анализа кинематичког сеизмичког одговора:

##### а. одговор појединачног шипа:

- модел греде на динамичкој еластичној Winkler-овој подлози (BDWF),

- проширена Тајјими-ева формулација,
- метода коначних елемената,
- полу-аналитичка и формулација елементима граничног типа.

б. одговор групе шипова:

- прости модел преноса таласа,
- проширена Тајјими -јева формулација,
- семи (полу)-аналитичка и формулација елементима граничног типа.

3. Одређивање импеданце шип- глава шипа:

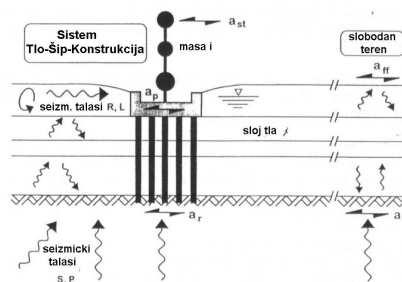
а. за појединачни шип, користе се:

- проширена Тајјими -јева формулација,
- модел греде на динамичкој еластичној подлози (BDWF),
- Новак-ова формулација равни смицања,
- Новак-Nogami-јева осносиметрична формулација,
- формулација методом коначних елемената,
- полу-аналитичка и формулација елементима граничног типа.

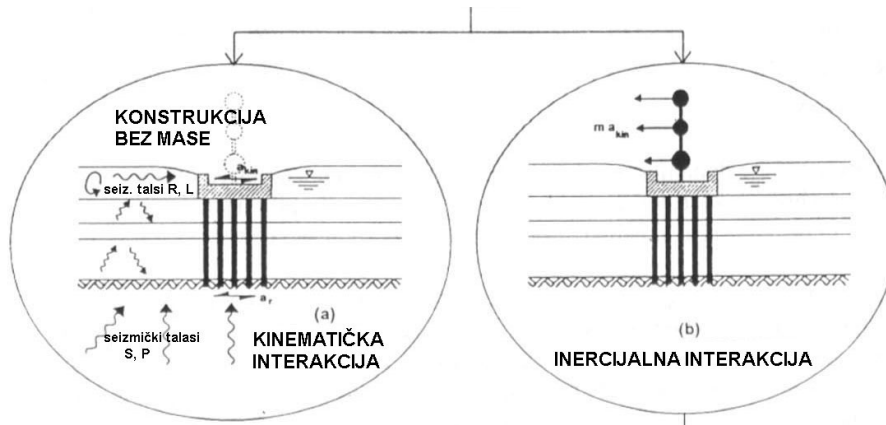
б. за групу шипова користе се:

- метода суперпозиције (употребом динамичког интеракционог фактора),
- проширена Тајјими -јева формулација,
- формулација методом коначних елемената, и друга поједностављена решења,
- полу-аналитичка решења и формулација елементима граничног типа.

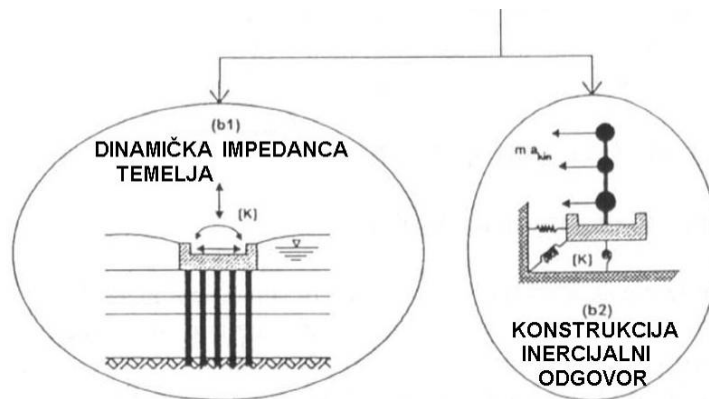
4. За одређивање сеизмичког одговора горње конструкције (суперструктуре) користе се модели којима се обухвата интеракција конструкција-гло са опругама и пригушивачима зависних од фреквенција из корака 3. и користећи сеизмички одговор из корака 2. као улазног параметра за темељ.



Слика 3.12а. Представа-приказ проблема интеракције конструкција-гло



Слика 3.126. Декомпозиција проблема интеракције



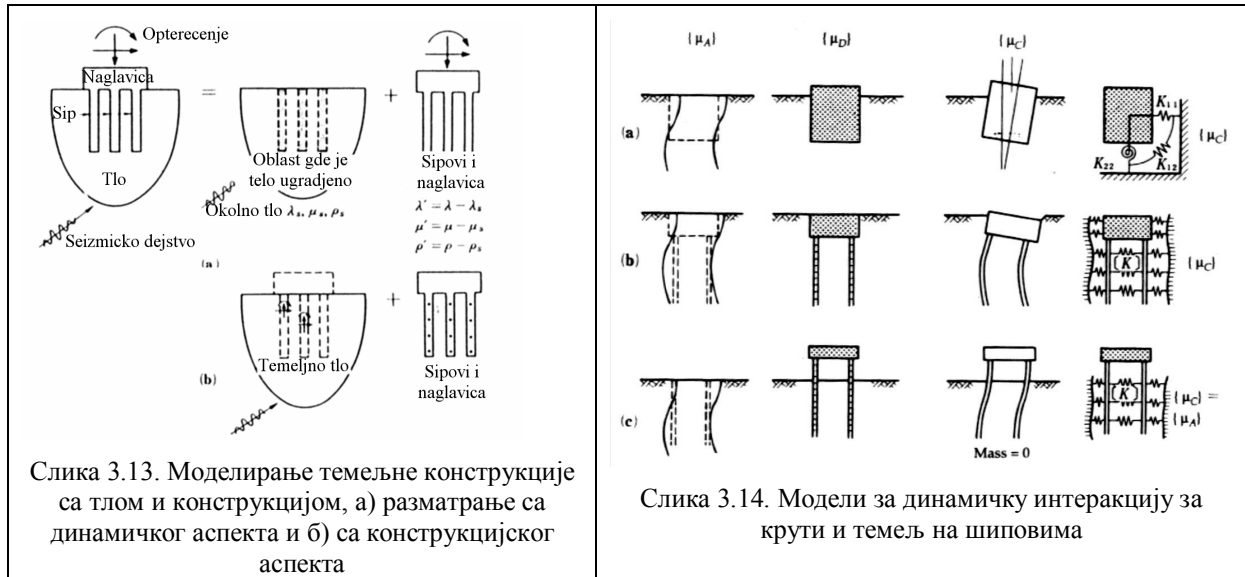
Слика 3.12c. Декомпозиција инерцијалне интеракције

Декомпозиција која се користи у Јапану приказана је на слици 3.13 (цитирано према Б. и Р. Фолић, 2009). Моделирање темељне конструкције са тлом и конструкцијом разматра се са динамичког аспекта и са конструкцијског аспекта одвојено. Такође је од интереса да се прикаже аналитички модел динамичке интеракције, који користи у Јапану упоредо за крути темељ и темељ на шиповима (слика 3.14). Детаљнији упрошћени модел за анализу темеља на шиповима уз коришћење вертикалних и хоризонталних опруга приказан је на сл. 3.15.

Применом методе коначних елемената могуће је анализирати и комплетан систем конструкција - тло дискретизујући их, а да при томе нису неопходна физичка разматрања јер се динамичка интеракција прорачунава аутоматски, као унутрашња интеракција и интеракција темеља са сеизмичким покретима тла.

Претпоставља се да је одговор природног тла на дејство земљотреса дат вектором  $\{u_A\}$ , приказан на слици (3.14). Померање темеља без масе услед померања тла се претпоставља у облику  $\{u_C\}$  назначеном на слици. Ако се додатно померање услед инерцијалних сила означи са  $\{u_D\}$  тада се динамичко померање темеља са масом  $\{u_B\}$  може одредити као:

$$\{u_B\} = \{u_C\} + \{u_D\} \quad (3.12)$$



Слика 3.13. Моделирање темељне конструкције са тлом и конструкцијом, а) разматрање са динамичког аспекта и б) са конструкцијског аспекта

Слика 3.14. Модели за динамичку интеракцију за крути и темељ на шиповима

Ако се уведе импеданца као матрица  $[K]$  за динамичку реакцију од тла и маса и крутост темеља као матрице  $[M]$  и  $[K_F]$  тада се може добити израз за равнотежу сила:

$$[M]\{\ddot{u}_B\} + [K_F]\{u_D\} + [K]\{u_D\} = 0 \quad (3.13)$$

У горњој једначини (3.13) први члан представља инерцијалне силе, други повратну силу (реституције) заснованих на крутости темеља, а трећи члан представља реакцију тла. Ако се у претходну једначину (3.13) за  $\{u_D\}$  уведе израз (3.12) добија се:

$$[M]\{\ddot{u}_B\} + [K_F + K]\{u_D\} = -[M]\{\ddot{u}_C\} \quad (3.14)$$

где:  $\{\ddot{u}\} = d^2u/dt^2$  представља убрзање. У случају крутог темеља не јавља се сила реституција па је у горњој једначини (3.14) вредност  $[K_F]\{u_D\} = 0$ .

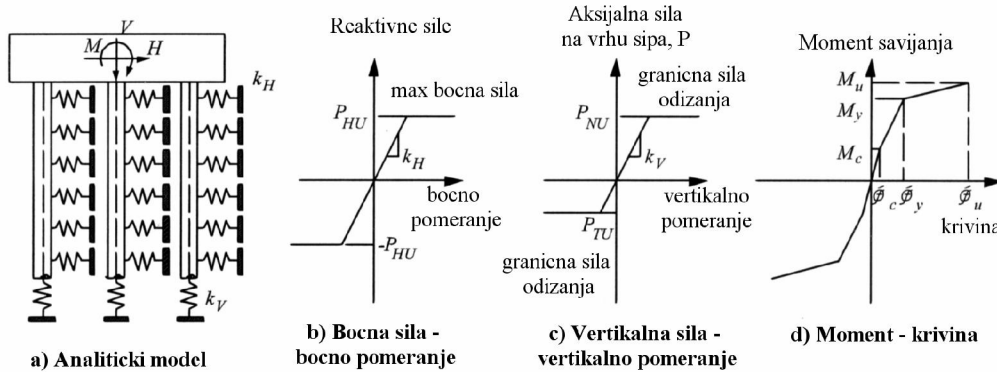
Из једначине (3.14) померање темеља  $\{u_B\}$  које је назначено на слици 3.14 може се одредити из масе и крутости темеља, означавајући карактеристике и вредност импеданце  $[K]$  а са  $\{u_C\}$  ефективно сеизмичко померање. Термин ефективно сеизмичко померање представља сеизмичко померање које утиче на анализу одговора темеља за покрете природног тла  $\{u_A\}$  и користи се у конвенцијалној анализи одговора.

За темеље на шиповима, који су у овом раду од посебног интереса, представљене на слици 3.13 под ц разлике вредности  $\{u_C\}$  и  $\{u_A\}$  - померање темеља у интеракцији са улазним подацима покрета тла (кинематичка интеракција) се може сматрати као мала величина па се у анализи за сеизмичке покрете може користити вредност  $\{u_A\}$ , тј. покрети природног тла уместо вредности  $\{u_C\}$ . У овом случају једначина кретања се може написати у облику:

$$[M]\{\ddot{u}_D\} + [K_F + K]\{u_D\} = -[M]\{\ddot{u}_A\} \quad (3.15)$$

Ова једначина је слична са једначином за конвенцијалну анализу сеизмичког одговора (Б. и Р. Фолић, 2009).

Користећи модел са дискретним масама уз одговарајуће геометријске податке и о слојевима тла и посматрајући сеизмичке покрете као померање крути ослонац, одговор површине тла може се добити из једначине кретања система директном интеграцијом (у фреквентном домену је знатно ефикасније), тј. методом временске историје. Акцелерограми који су забележени на локацији објекта описују кретање слободног поља на локацији објекта.



Слика 3.15. Упрощени (псеудо-статички, тј. Winkler-ов нелинеарни) модел за анализу темеља на шиповима (Б. и Р. Фолић, 2009).

Из изложеног се види да се при проучавању интеракције конструкција-тло (ИКТ) може применити директан приступ (први приступ) у коме се анализира конструкција и околно тлу у једном кораку, коришћењем методе коначних елемената (МКЕ). У другом приступу анализа се обавља у више корака:

- одређивање улазног кретања темеља и импеданце темеља, а
- затим се анализира спрегнути систем.

Импеданца описује карактер тла преко зависности сила-померање на које утиче конфигурација и понашање тла, фреквенција побуде и геометрија темеља.

Према подацима из литературе за плоче димензија у основи мањих од 11 x 15,0 м интеракције је незнатна. При томе на ИКТ највећи утицај има ротационо убрзање сегмента темеља. ИКТ има већи утицаје код дубље укопаних објеката/темеља него код плићих. Код плићих темеља кинематичка интеракција се може занемарити. Однос крутости конструкције и тла  $h/(v_s T)$ , где је  $h$  ефективна висина конструкције, битно утиче на продужење периоде вибрација и коефицијент пригушења (ЕН 1998-део 5, Designers Guide).

У тлу, које се може схватити као слојевита анизотропно виско-еласто-пластична нехомогена средина, код великих амплитуда изазваних снажним земљотресима, присутне су појаве промена параметра крутости тла, односно његових физичко механичких својстава. То се повезује са променом коефицијента релативног пригушења у тлу.

Да се све ове промене и ефекти обухвате са еквивалентним системом са једним степеном слободе на крутој подлози, или са еквивалентним системом са једним степеном слободе на еластичној подлози, неопходно је правилно проценити параметре тла и превести их у модел са константама опруге тла и пригушивача у тлу.

Уобичајено се за решавање динамичке једначине равнотеже претпостави линеарни динамички реолошки модел понашања тла и конструкције. Код линеарног модела материјали од којих су изграђени конструкција и тло могу имати (преовлађујуће)



линерано еластично понашање под динамичким оптерећењем, те се на спектар одговора система може применити принцип суперпозиције, при чему је важно напоменути да не долази до промене матрице крутости маса и пригушења.

Општијим начином решавања, у којем се користи нумерички поступак, може се увести нелинеарност односно, промене неких конститутивних матрица система, у неком одређеном кораку-инкременту, током трајања земљотреса. Када су реолошка својства материјала, у општем случају криве линије, оне се могу заменити тангентним или секантним модулима у билинераној или полигоналној форми или затвореним хистерезисним петљама. Примењује се инкрементална процедура.

При разматрању кинематичке интеракције уводи се кретање темеља. За упрошћену анализу интеракције могу се применити два поступка: еквивалентног попречног оптерећења и модалне анализе. По оба поступка добијају се мање прорачунске вредности укупне смичуће силе у основи, попречне силе и момента претурања. Међутим, ефекти интеракције могу довести до повећања попречног померања, секундарних оптерећења и  $P$ - $\delta$  ефеката. Смањење смичуће силе се уводи до 70% силе добијене еквивалентним попречним оптерећењем, захваљујући повећању пригушења система конструкција - тло.

Очигледно да је адекватна анализа интеракције конструкција – шип – тло знатно комплексније него интеракција кругог темеља и еластичног – хомогеног полупростора. Посебно је комплексна анализа групе шипова за коју је потребно применити нелинеарну анализу.

При анализи динамичке интеракције треба имати у виду да су параметри који утичу на њу и које треба увести у разматрање: профил тла (основна својства, хомогеност, нехомогеност, услојеност и др.), услови у бази шипа и њихов распоред и виткост, као и нелинеарни ефекти.

Код групе и батерије шипова постоји висок степен међусобног прожимања темељне конструкције и тла. Уопште код шипова је присутна значајна спрега темељне конструкције са тлом, и може се понекад, за грубу процену, читав систем шипова и тла заменити са темељним блоком који у себи интегрише својства оба материјала и темеља и тла са модификованим димензијама.

Једна од најбитнијих подела ове класе дубоких темеља, са аспекта њиховог понашања и анализе, је на појединачне шипове и шипове у групи. У великом броју случајева се проучавање темеља на шиповима своди на појединачни шип, а о темељима на групи шипова се врши разматрање на основу појединачног шипа уважавајући специфичности које важе за ове шипове у односу на појединачни шип. Значајна је и подела у зависности од принципа преношења оптерећења. Шипови се деле на *стојеће* који преносе оптерећење базом (врхом) шипа и *лебдеће* шипове који, доминантно, преносе оптерећење трењем преко омотача шипа. Овај механизам преношења оптерећења утиче на различито понашање у експлоатацији, а нарочито при вишим нивоима оптерећења и провере носивости шипа, тј. темеља на шиповима. Третман носивости односи се на испуњење критеријума када је сила лома у шипу већа од експлоатационе силе, а која је утврђена из меродавне прорачунске ситуације. Третман употребљивости се односи на утврђивање нивоа вертикалних и хоризонталних деформација шипа, односно аспекте допуштеног слегања шипа према техничким прописима.

Проучавање понашања појединачног шипа у тлу под различитим дејствима је предмет многих проучавања и користе се за процену интеракције конструкција – шип – тло уводећи факторе групе шипова. Као пример тога су радови Схета и Новака (1980):

Динамички одговор шипова и шипова у групи, Пендер (1983,2010) са својим радовима, (Nogami & Konogai, 1987), (Gazetas, 1984), и др. Та проучавања су синтетизована у неколико књига, као нпр. (Fleming at al. 1992). Ова тематика ће у овом раду бити разматрана у делу 3.8.

Ипак, најважнији радови из ове категорије односе се на стабилност витких шипова, нарочито при фундирању на ликвефабилном тлу. Због тога је део истраживања посвећен овом проблему.

Насупрот томе витки шипови се понашају као греда на еластичној подлози, а капацитет носивости није ограничен носивошћу тла већ магнитудом деформација, тј. „угиба“ у хоризонталном правцу и моментом савијања у шипу. Битан је прорачун момената и смичућих сила на основу којих се попречни пресек шипа. Тло својим карактеристикама (отпором) утиче на понашање шипова. Тако, гушће и круће тло, које карактеришу коефицијент реакције подлоге или модул еластичности. Када је потребна већа носивост вертикалног оптерећења примењују се темељи на групи шипова. Раније су због пријема хоризонталних сила употребљавани коси шипови у оквиру батерије шипова, у сеизмичким зонама се не препоручује поверавање хоризонталних сила косим шиповима, што је напред коментарисано. При прорачуну флексибилних шипова, по првилу, игнорише се оптерећење извијања. Граница између крутих и флексибилних шипова процењује се преко фактора релативне виткости зависно од виткости шипа и крутости тла. Међутим, у тлу подложно леквефакцији (песковито тло засићено водом) шипови често остају без тла око њих тј. „огољени“ па у таквим случајевима витки шипови изискују и проверу њихове стабилности. То се дешава и на нагнутом терену због бочног ширења тла (lateral spreading) шипови губе ослонац и подложни су извијању. Због тога је део истраживања, у овом раду, посвећен овом проблему део 3.7.

### **3.7 СТАБИЛОСТ ВИТКИХ ШИПОВА У ЛИКВЕФАБИЛНОМ ТЛУ**

#### **3.7.1. УВОДНЕ НАПОМЕНЕ**

Већ у уводу је наглашено да се за фундирање објеката на тлу слабе носивости последњих година доминантно користе шипови, што се сматра оптималним, а понекад је то и једино могуће решење. Шипови се, најчешће примењују, за фундирање високих и тешких зграда и инжењерских објеката на тлу мале носивости. Често се усвајају шипови који по геометријским критеријумима спадају у витке шипове.

Дужина шипова и њихова носивост, у првом реду, зависе од дубине носећих слојева тла, карактеристика тла по дубини и од обликовања базе и бочних површина шипова. Код пројектовања шипова изложених статичком оптерећењу морају се задовољити и доказати критеријуми носивости, стабилност и употребљивост, поред уобичајених техничких захтева.

При дејству земљотреса шипови, са аспекта напона, спрегнуто делују са околним тлом чиме доприносе додатној дисипацији енергије и попустљивости тла што условљава различити приступ прорачуну ових конструкција - темеља у односу на круто ослањање. За пројектовање ових темеља у сеизмичким подручјима потребно је познавање низа параметара. Поред тога, ови параметри су значајни и за проверу динамичких карактеристика горње конструкције и ефеката сеизмичких покрета изазваних померањем темеља (Б. Фолић, 2007). Ако је тло на коме се фундира подложно ликвефакцији потребна је провера да ли она може да утиче на носивост или стабилност темеља (Б. Фолић, 2010).

Током ликвефакције често долази до привремених или трајних великих померања тла, које производи кинематичко оптерећење на темеље и шипове. Код слојевитих песковитих земљишта различитог степена збијености, код мањих интензитета земљотресног оптерећења, може доћи до појаве ликвефакције само у једном слоју, у два слоја или у више слојева. Ово се такође може догодити и код различитих слојева/врста тла, нпр. када се тло састоји од слојева глине или песка. Када постоји нагла промена крутости између слојева тла, то је потенцијално место лома шипа, односно место где долази до смицања стабла шипа или до појаве пластичног зглоба.

У односу на критеријум граничних стања употребљивости и лома услед прекорачења силе носивости, третман стабилности шипова је мање истраживан и разматран у литератури па је присутан и дефицит системског приступа анализи у пројектантској пракси. Разлог за то је што је критеријум носивости, у највећем броју случајева локалних услова тла, меродавнији него критеријум стабилности. Међутим, проблем стабилности може бити веома доминантан у случајевима витких шипова, и теренима подложним ликвефакцији, па се у оваквим случајевима мора разматрати. Најчешће се за провери стабилности користи теорија еластичне стабилности.

### 3.7.2 ЕЛАСТИЧНА СТАБИЛНОСТ И ПРИБЛИЖНИ ПОСТУПЦИ АНАЛИЗЕ

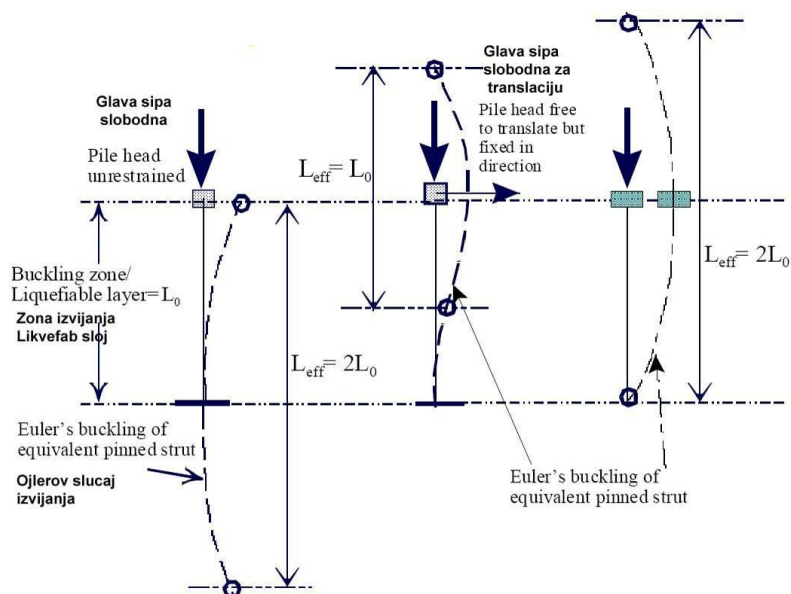
Шипови који носе велике аксијалне силе могу бити изложени извијању. То се дешава, углавном, стојећим шиповима, тј. шиповима који су ослоњени на основну стену-носиво тло и ако је шип изложен релативно великим аксијалним силама. Проблем еластичне стабилности је широко третиран за стубове од различитих материјала и са различитим геометријским карактеристикама и граничним условима. При томе шипови су везани само у дискретним тачкама, па многе анализе полазе од класичних Ојлерових случајева извијања. Када су у питању шипови они су по омотачу везани са тлом чији утицај се може моделирати на различите начине. Један од најчешћих је са дискретним опругама по омотачу подуж шипа. У условима тла подложном леквефакцији, због измицања и истискивања тла, могу настати случајеви да подуж шипа нема интеракције са тлом па је провера стабилности од посебног значаја. Ако је стојећи шип оптерећен на врху аксијалном силом Олорова сила извијања се може срачунати према

$$P_{cr} = \frac{\pi^2}{L_{eff}^2} EI \quad (3.16)$$

где су  $EI$ -крутост шипа, а  $L_{eff}$  - ефективна дужина извијања витког шипа. Дефиниције дужина дата је на сл. 3.16. Упоредо су дате и Ојлорове дужине извијања, између зглобова, за три случаја граничних услова. Сила еластичне нестабилности се јавља за  $L_{ef} = 2H_c$  биће, према (Batachara, et al. 2005; 2010):

$$H_c = \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{4P}} \quad (3.17)$$

$$L_{eff} = 2H_c \text{ (када шип није укљештен у глави)}$$

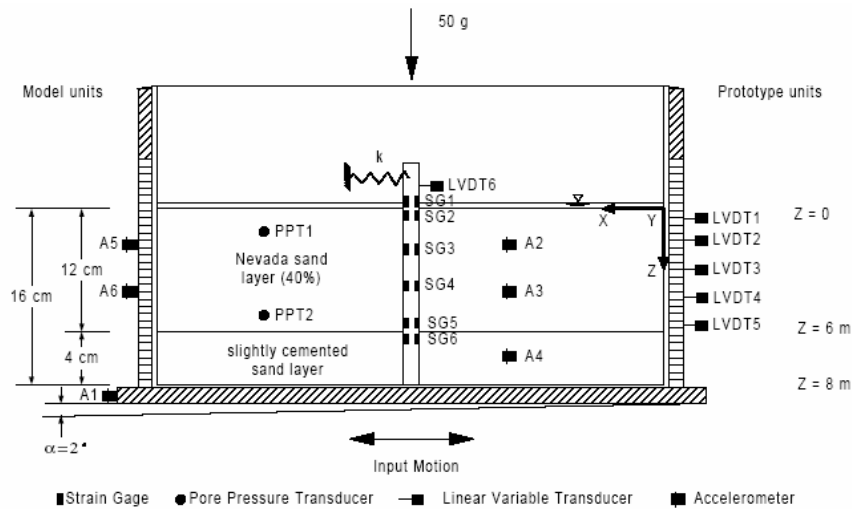


Слика 3.16. Нестабилност витких стубова - концепт ефективне дужине (Bhattacharya и др. 2005)

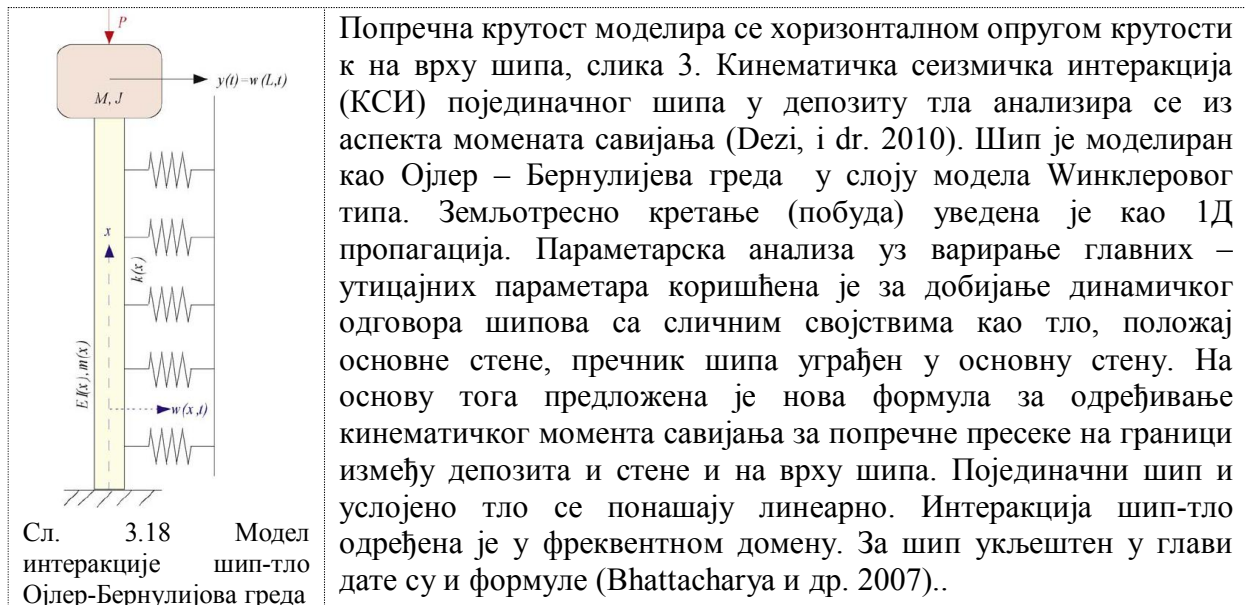
Еквивалентна дужина шипа зависи од његових ивичних услова. Нпр. врх шипа је уобичајено повезан са наглавицом што спречава ротацију. Наглавица се може нагнути бочно нарочито уколико није спречено бочно ширење неликвефабилним скелетом око шипа. Ако је пак и у пети (бази) шип уграђен у добро носеће тло онда су на оба краја спречене ротације и трансляторна померања. Ти услови одређују еквивалентну дужину  $L_e$  која је карактеристична за ликвефабилно тло. Сасвим различита слика је у случају да глава шипа може ротирати слободно. Облици извијања и ефективне дужине за Ојлерово извијање и еквивалентне дужине и дужине извијања зависне од дебљине ликвефабилног тла. Ојлерово извијање је веома осетљиво на еквивалентну дужину. Када је еквивалентна дужна  $L_e$  позната може се срачунати Ојлерова сила. Више о извијању дато је у раду (Bhattacharya и др. 2002), а о интеракцији и у (Fardis, и др. 2005), (Nogami, 1987) и (Tahghighi, 2006).

**Извијање** је нестабилни механизам и он настаје када се достигне еластична критична сила, то је облик лома који зависи и од геометрије конструкције. Коефицијент виткости не зависи од чврстоће материјала при течењу. Коришћење високовредних бетона и додатне арматуре повећава носивост на савијање и Ојлерову силу извијања али често се не може избећи извијање. За избегавање извијања треба одабрати минимални пречник шипа у зависности од дебљине ликвефабилног слоја.

Центрифугални модели се углавном користе за проучавање ефекта хоризонталне крутости и мах  $M$  услед бочног ширења. Резултати опита у центрифуги са моделом појединачног шипа су анализирани у радовима (Bhattacharya и др. 2005) и (Ricardo, и др., 2000). При програмирању експеримента морају се уважавати и граничне услове. У (Rovithis, и др. 2009) се наводи да је мах  $M$ , као и расподеле момената срачунати према (Dobry & Abdoun, 2003) добро поклапају са стварним вредностима. На слици 3.17. су назначена мерна места за мерење дилатација, порних притисака, све до убрзања. Тачније одређивање параметара нарочито је важно код мостова у подужном правцу, где попречна крутост горње конструкције игра значајну улогу. Модел за анализу шипова уводи ротациону опругу на бази (пети). Када је од значаја хоризонтална (попречна) крутост горње конструкције моделира се опругом у врху шипа (спој са конструкцијом).



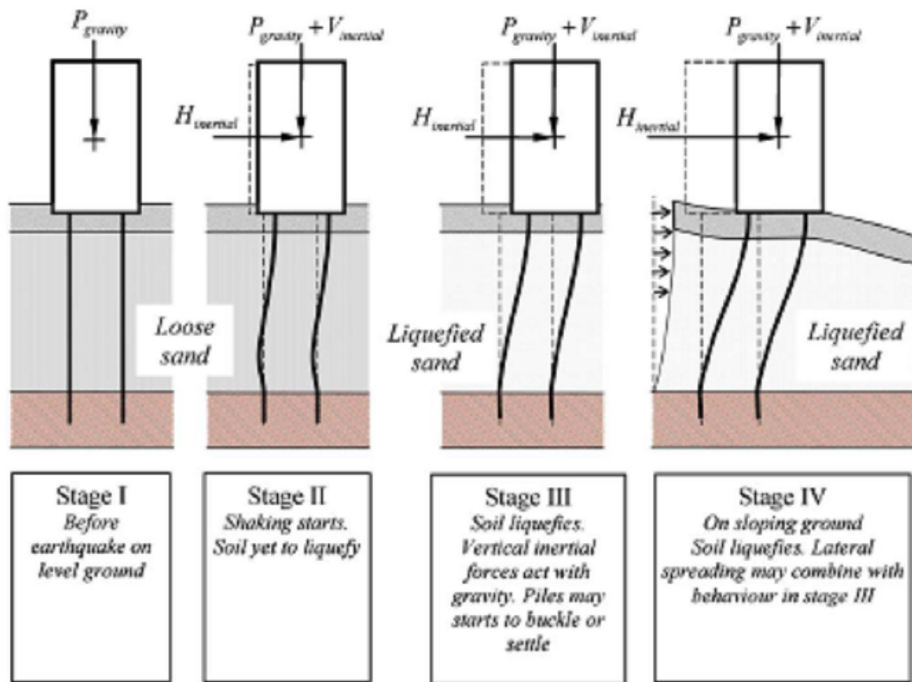
Слика 3.17. Испитивање модела у центрифуги, према (Ricardo, и др., 2000).



Попречна крутост моделира се хоризонталном опругом крутости  $k$  на врху шипа, слика 3. Кинематичка сеизмичка интеракција (КСИ) појединачног шипа у депозиту тла анализира се из аспекта момената савијања (Dezi, i др. 2010). Шип је моделиран као Ојлер – Бернулијева греда у слоју модела Винклеровог типа. Земљотресно кретање (побуда) уведена је као 1Д пропагација. Параметарска анализа уз варирање главних – утицајних параметара коришћена је за добијање динамичког одговора шипова са сличним својствима као тло, положај основне стене, пречник шипа уграђен у основну стену. На основу тога предложена је нова формула за одређивање кинематичког момента савијања за попречне пресеке на граници између депозита и стене и на врху шипа. Појединачни шип и усложнено тло се понашају линеарно. Интеракција шип-тло одређена је у фреквентном домену. За шип укљештен у глави дате су и формуле (Bhattacharya и др. 2007)..

Приближни метод прорачуна извијања и сопствених вибрација темеља на шиповима приказан је у (Bhattacharya и др. 2009). Различите фазе понашања под оптерећењем приказане су на слици 3.19.

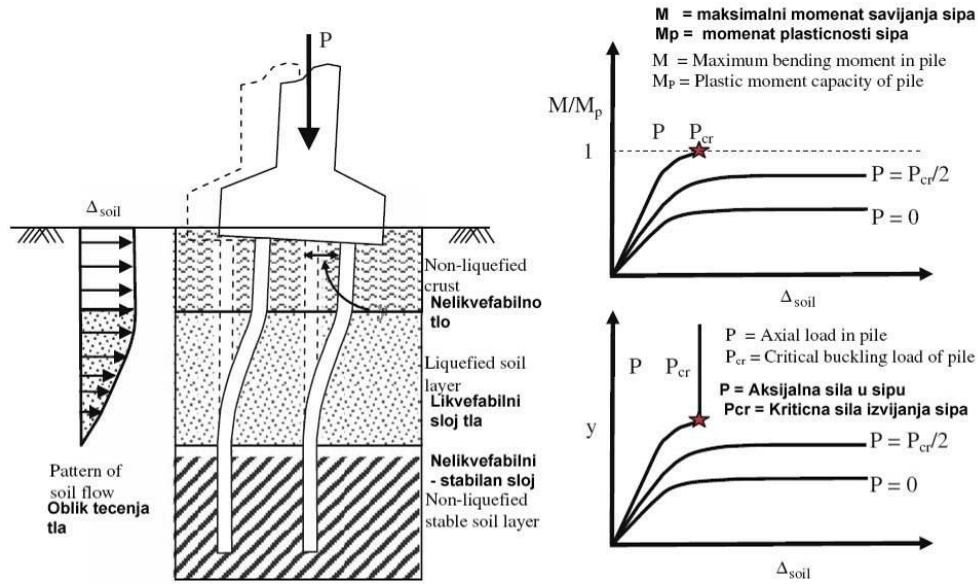
У раду (Wilson, 1998) приказана су три псеудо-статичка приступа за прорачун ефекта ликвефакције на интеракцију шип тло. Хоризонтална отпорност ликвефабилног тла је представљена као скаларни производ од статичке дренаране бочне отпорности (тла), исто тако у условима оптерећења може бити у суштини недрениран. Наводи се да је на основу резултата центрифугалног теста, изведен закључак да се фактор скалирања линеарно мења са повећањем односа порног притиска  $r_u$ , а када коефицијент прекорачења порног притиска достигне  $p_y=100\%$ , коефицијент скалирања достиже минимум од 0,10. У раду Liu & Dobry појединачни шип је изложен поступном цикличном бочном померању главе шипа, док песак бива поново консолидован. Магнитуда померања остаје константна  $\Delta head/Diameter=5cm/38cm$ . Код асеизмичког пројектовања, за примену резултата понашања појединачног шипа под цикличним оптерећењем, који је уграђен у ликвефабилно песковито тло, потребно је узети у обзир ефекте историје дилатација, однос дилатација и услове дренарања код  $p$ -у дијаграма понашања (Wilson, 1998).



Слика 3.19. Различите фазе оптерећења и појаве бочног ширења, према (Bhattacharya и др. 2009)

У другом приступу за представљање бочне отпорности ликвефилних пескова разматрана је недренирана резидуална смичућа чврстоћа ( $\phi_u = 0$ ). Овај аспект, чини се репрезентативним за физичке моделе представљања шипова бочног ширења тла. Трећи приступ репрезентује учинке, бочног ширења ликвефилног тла као бочног ширења на шип. Претпоставља се да се овај бочни притисак линеарно повећава са дубином. Унутар ликвефилне зоне шип, није повезан опругама на тој дужини за свако  $p$ -у. Тако овај приступ тежи да репрезентује ефекте бочног ширења на шипове, и не може се реално користити за моделирање динамичког одговора.

Иако су савијање и извијање различити поступци, први се заснива на носивости, а други на крутости у случају ликвефилног тла мора се разматрати њихова интеракција, јер су у тим условима они изложени спрегнутом дејству савијања и извијања. Интеракција савијање-извијање проучавана је у раду (Dash, и др. 2010). Губитак бочне крутости може довести до тога да се греда значајно деформише при знатно мањој сили него без дејства аксијалне силе. На слици 5 је приказан ефекат ове интеракције. Приказано је стање без аксијалне силе  $P=0$ ; када је сила 50% силе извијања и када је сила близу критичне вредности  $P_{cr}$ . Види се да у случају када је сила извијања достигла 50% критичне силе извијања темељ изложен знатним оштећењима. Такође, када је  $P$  близу вредности  $P_{cr}$  фактор амплификације постаје веома велики и доводи  $M$  савијања у шипу до вредности пластичног момента  $M_p$  при мањој вредности бочне силе. Нагли пораст деформација наглавице представља тачку када шип наставља да се деформише без додатног оптерећења. Сличан облик интеракционог дијаграма савијање-извијање могућ је када је шип у нивоу тла изложен инерцијалном оптерећењу. Тада обе силе (инерцијална и бочног ширења) доприносе повећању деформација шипа.



Слика. 3.20. Шематски приказ утицаја интеракције савијање-извијање на одговор темеља на шиповима, према (Dash, и др. 2010)

Проблем стабилности линијских елемената се везује за њихове геометријске карактеристике и интензитет вертикалног оптерећења, што припада класи „стојећих“ шипова. У раду (Гајин и Фолић, 1989) обрађен је проблем нелинеарних параметарских вибрација аксијално оптерећеног шипа. Динамички модел је изведен коришћењем Хамилтоновог принципа и сведен је на парцијалну диференцијалну једначину са променљивим коефицијентима и одговарајућим почетним граничним условима. Коришћењем Галеркинове методе парцијална једначина је сведена на матричну парцијалну диференцијалну једначину другог реда. Разматрани су стојећи шипови један укљештен, а други лебдећи зглобно везан у бази (пети). За оба шипа су у глави спречена хоризонтална померања. Компјутерском анализом у временском домену коришћењем Рунге-Кута методе изведена је за различите параметре и граничне услове. Разматрано је стационарно стање и процес критичне фреквенције побуде по параметрима шипа. Резултати су представљени одговарајућим дијаграмима.

### 3.7.3 ОПШТИ 3Д ТРЕТМАН У АНАЛИЗИ ШИПА ОПТЕРЕЂЕНОГ АКСИЈАЛНОМ СИЛОМ

Тачнија анализа стабилности витких шипова или шипова у леквефабилном тлу изискује употребу тачнијих модела. То је у првом реду 3Д модел шипа у интеракцији са тлом и коришћењем методе коначних елемената (МКЕ). Због тога су овде приказани аспекти моделирања и анализе витких шипова применом МКЕ. При томе је формулисан нови концепт за модификовану анализу стабилности 3Д модела шип-наглавна плоча (капа)-тло формиран од *солид* коначних елемената за два типа модела тла, једнослојни и двослојни систем. Веза шип-тло је реализована применом контактних *линк* елемената. Изрази за ниво нормализоване вредности критичне силе  $P_{cr}/P_E$  3Д модела шип-наглавна плоча (капа)-тло изведени су применом регресионих анализа за степену функцију. Истраживањем је показано да је примена софистицираних математичких модела и нумеричких анализа оправдана и неопходна у циљу квалитетније анализе стабилности витког шипа. Такође, указано је и на комплексан облик извијања витког шипа са већим бројем полуталаса. Изведени су и изрази за коефицијенте дужине извијања  $\beta$  у функцији дужине шипа, крутости шипа, крутости тла и применом регресионих анализа.

Основни проблем у анализи понашања шипа потиче од природе оптерећења којем је исти изложен. На шип се преко наглавне плоче преноси аксијална сила, латерална сила, моменат савијања и торзиони моменат. Пренос ових оптерећења на околно тло зависи од услова повезивања шипа и самог тла, а такође и од саме природе тла. Дуж шипа се формира отпор трењем по омотачу, бочни напони и торзиони напони. Тачнији аналитички третман интеракције шип-тло (SPI - *soil-pile interaction*) био би веома комплексан, па се из тог разлога у анализама често врше одређене апроксимације шипа, тла или доминантног оптерећења. У случају оптерећења, најчешће се третира аксијално оптерећење шипа као доминантно, а које се на тло преноси његовом базом и омотачем.

Општи модели механизма носивости шипа, односно елементи који обезбеђују носивост за појединачан шип, могу се разврстати према следећој форми (Б. Фолић, 2005):

- носивост трењем по омотачу (*side resistance*) - смичућа отпорност од трења и кохезије дуж шипа,
- носивост базом на вертикално оптерећење (*end bearing*) - вертикална отпорност на притисак на бази шипа,
- носивост базом на смицање (*base shear*) - хоризонтална отпорност на смицање и кохезија у бази шипа,
- бочни притисак тла (*lateral earth pressure*) - хоризонтална отпорност на бочни притисак тла, ортогонално на стране шипа.

Шип оптерећен аксијалном силом прорачунава се за гранично стање носивости и стабилности, односно извијања за дату виткост шипа. На стабилност шипа утичу параметри: дужина шипа, контурни услови (бочни и у бази), карактеристика попречног пресека, квалитет материјала од кога је направљен, квалитет материјала тла, тип, односно карактер оптерећења, док је дужина извијања шипа функција реалне дужине шипа, контурних услова (бочни и у бази) и крутости тла.

У истраживању приказаном у раду (Кумар, и др., 2007) критична сила извијања шипа изведена је аналитичким поступком, преко *Euler*-овог принципа за анализу критичних сила штапова:

$$P_E = \frac{\pi^2 E_p I_p}{(0.7L_e)^2}, \quad (3.18)$$

где је  $E_p$  модул еластичности шипа,  $I_p$  моменат инерције попречног пресека шипа,  $L_e$  еквивалентна дужина извијања шипа (AASHTO, 1994) и (ACI 543, 2000):

$$L_e = L_u + L_f, \quad L_f = 1.8 \left( \frac{E_p I_p}{n_h} \right)^{0.2} \quad (3.19)$$

Шип изложен дејству аксијалне силе деформише се, односно извија, тако да оса шипа мења положај у односу на почетно неоптерећено стање. У том случају реалан ниво критичне силе је мањи, па се уз одређене корекције израз (3.19) може кориговати са коефицијентом  $\alpha$ :

$$P_E = \alpha \frac{\pi^2 E_p I_p}{(0.7L_e)^2}. \quad (3.20)$$

Обимним експерименталним испитивањем на већем броју шипова разматрана су деформисана стања шипова кроз инкременталне ситуације (слика 3.21.). Компарацијом рачунских и експерименталних вредности критичне силе за шипове, утврђено је да се





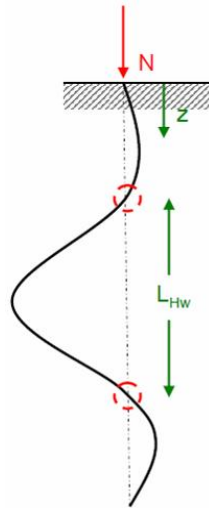
до вишеслојне средине са различитим геомеханичким карактеристикама. У највећем броју случајева, уколико се ради о једнослојном систему или систему са више слојева који имају приближна геомеханичка својства, меродавна дужина извијања шипа је адекватна дужини шипа кроз дате слојеве (Vogt, 2006). Ово је последица тога што се шип извија у облику синусног полуталаса кроз све слојеве тла. Уколико геомеханичке карактеристике одређеног слоја или одређених слојева значајно одступају од других слојева, може се појавити такав случај да је дужина шипа знатно мања, пошто је извијање шипа у облику већег броја синусних полуталаса (слика 8).

У истраживању (Gabr, и др., 1997) разматрани су утицаји различитих контурних услова на стабилност шипова моделирањем бочне реакције тла применом степене функције за расподелу тла дуж шипа (слика 24а). Ниво критичне силе је одређен према:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_p I_p}{L^2} P', \quad (3.21)$$

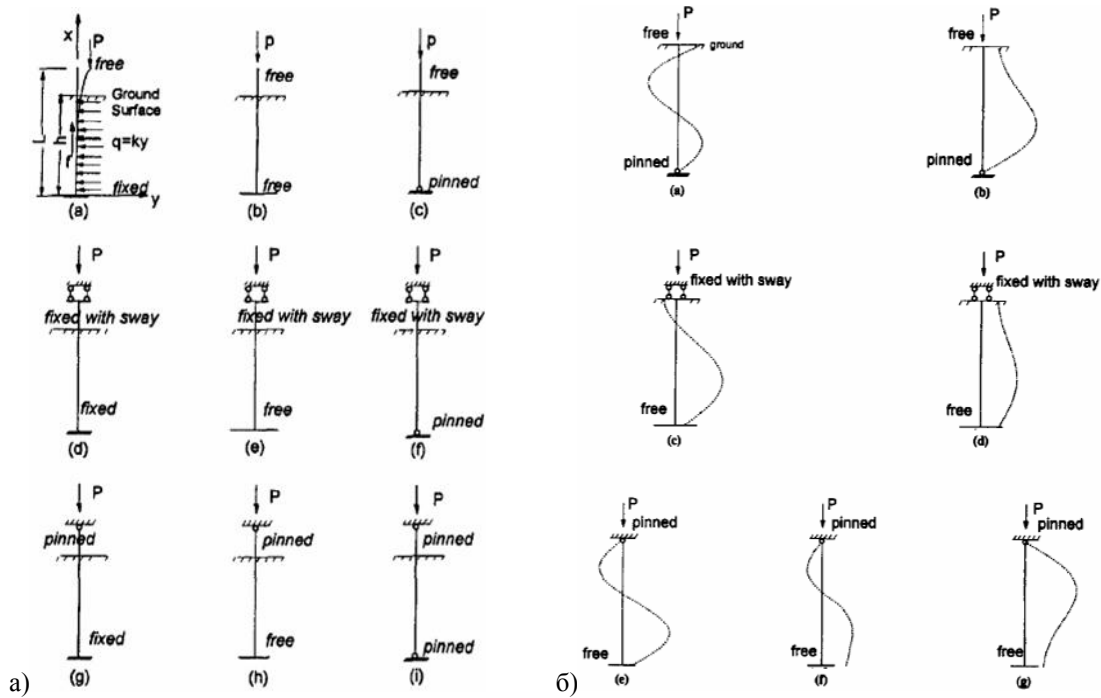
односно у функцији еквивалентне дужине извијања шипа  $L_e$ :

$$P_E = \frac{\pi^2 E_p I_p}{L_e^2}. \quad (3.22)$$



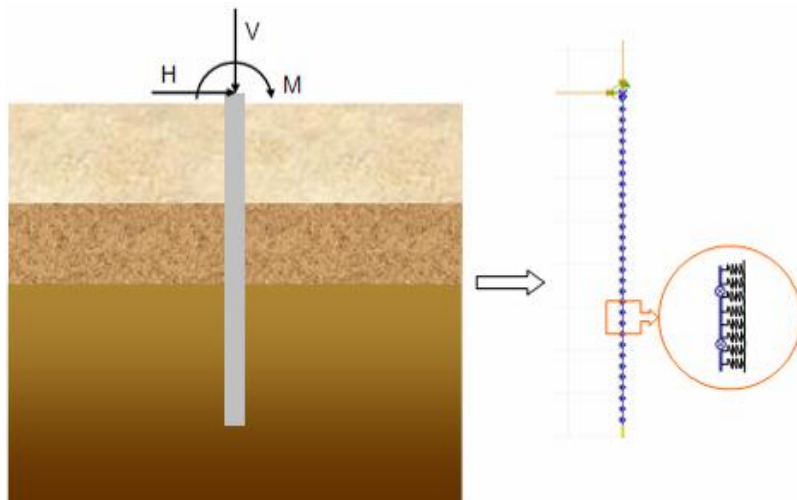
Слика 3.23. Извијање шипа у облику већег броја синусних полуталаса у случају када геомеханичке својства одређених слојева значајно одступају од других слојева, према (Vogt, 2006)

На слици 24б су приказани одговарајући облици извијања шипа за одређене контурне услове, (шире види, Važant, 2010).



Слика 3.24. а) контурни услови за различите прорачунске ситуације стабилности шипа, б) одговарајући облици извијања шипа за одређене контурне услове (Gabr, и др., 1997).

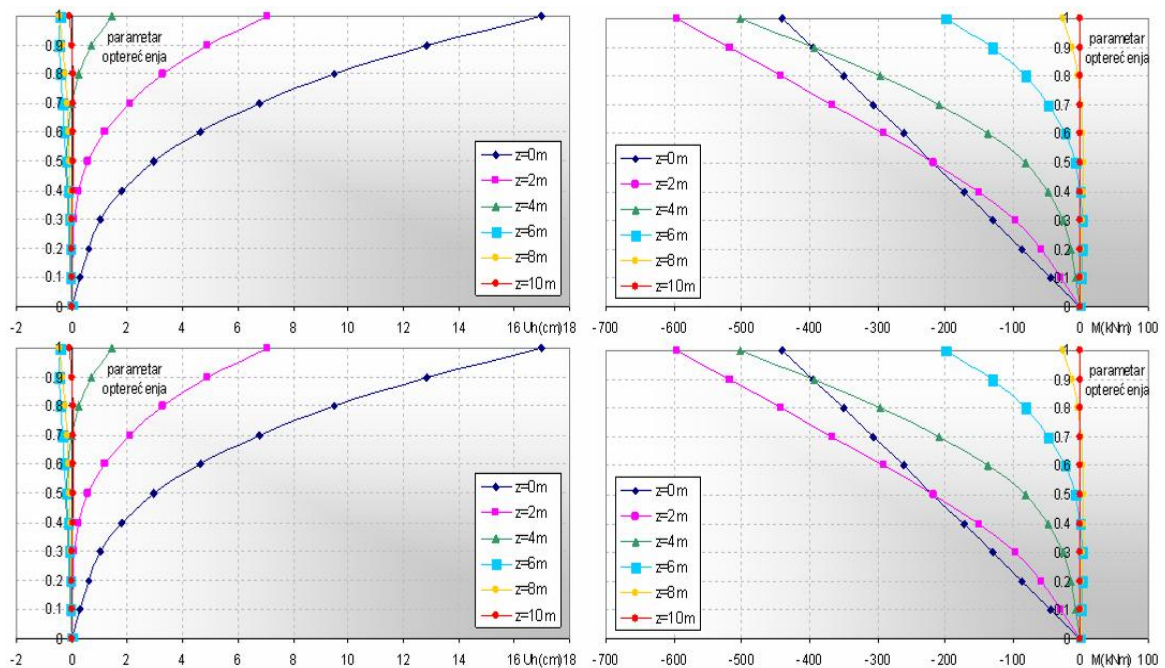
Разматрање носивости и стабилности шипа у тлу применом линијског модела и у случају развоја геометријске и материјалне нелинеарности са додатком материјално нелинеарног понашања тла, индиректно презентованог преко опруга приказано је у раду (Ћосић, 2007) (слика 3.25). У овом случају геомеханички модел тла је приказан као тро-компонентални билинеарни еластопластичан. Шип је моделиран применом линијских коначних елемената, а на крајевима коначних елемената аплицирани су пластични зглобови. Да би се омогућила пластификација дуж стабла шипа, исти је дискретизован на довољно велики број коначних елемената, чиме је директно одређен број пластичних зглобова. Међутим, повећањем броја коначних елемената повећава се и величина матрице крутости система, а тиме и обим нумеричке анализе. Са друге стране, смањењем броја коначних елемената смањује се ефекат нелинеарног понашања.



Слика 3. 25. Модел шипа у реалним условима и нумерички модел формиран од коначних елемената, према (Ћосић, 2007)

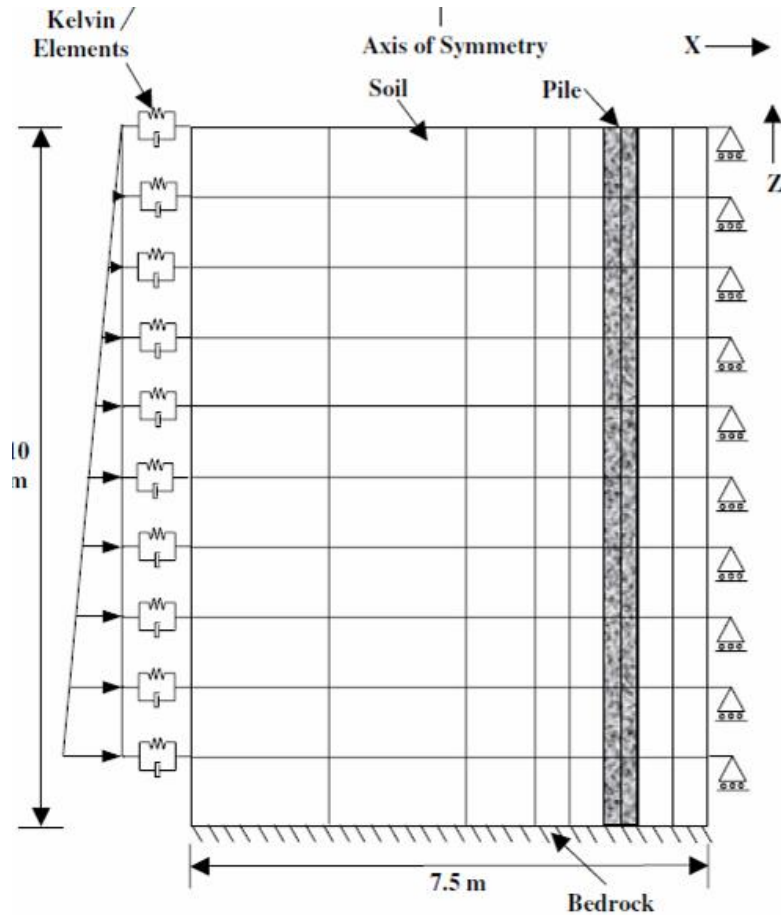
Нелинеарна анализа шипа извршена је контролом инкременталног прираштаја

оптерећења према стандардном *Newton-Raphson*-овом поступку. *Инкрементално-итеративна метода* (ИМ - *Incremental-Iterative Method*) омогућује инкрементални прираштај оптерећења и анализу статичких утицаја у шипу и реакције тла. Оптерећење се дели на одређени број инкремената при чему параметру 0 одговара неоптерећено стање система, а параметру 1 одговара оптерећење од 100% где је достигнута вредност максималног броја инкремената. Параметар оптерећења је подељен на десет делова преко којих се прати расподела статичких утицаја у шипу. На слици 3.26. приказана је хоризонтална компонента померања шипа  $U_h$  и моментат савијања  $M$  за различите параметре оптерећења на одређеним дубинама  $z$ .



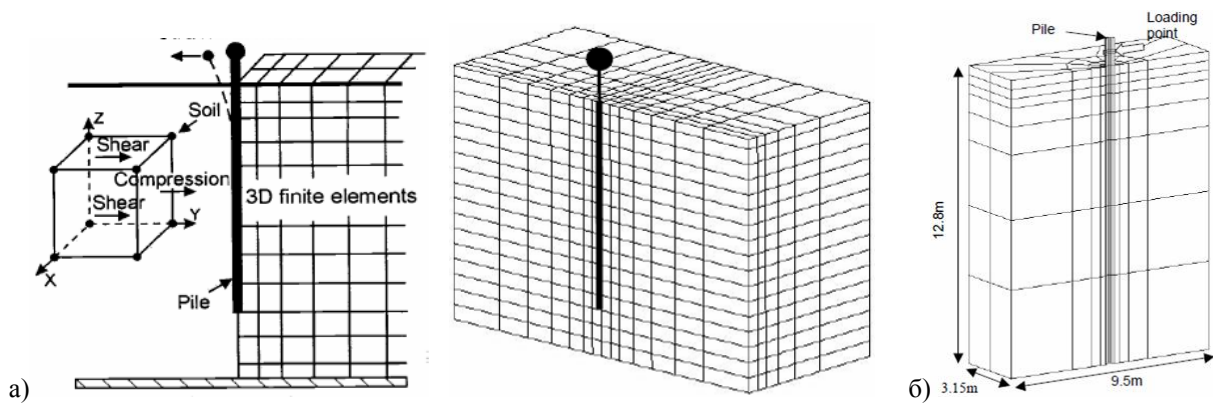
Слика 3.26. Хоризонтална померања шипа  $U_h$  и моменти савијања  $M$  на одређеним дубинама  $z$  у зависности од параметра оптерећења (Ћосић, 2007)

У односу на линијски модел шипа који се моделира гредним коначним елементима (*beam finite elements*), бољи и виши ниво у моделирању је разматрање тла као дводимензионалног површинског система. У овом случају тло се моделира за равно стање деформација (*plane strain*) (Krisfild, 2000), док се шип може моделирати применом линијских или чак површинских коначних елемената (слика 3.27) (Meheshnjagi и др., 2004). Анализа стабилности, па самим тим и проблем извијања овако дефинисаног нумеричког модела одвија се у равни, па су сходно томе и облици извијања карактеристични за равански проблем.



Слика 3.27. Дводимензионални површински модел тла и шипа (Meheshnjari и др., 2004)

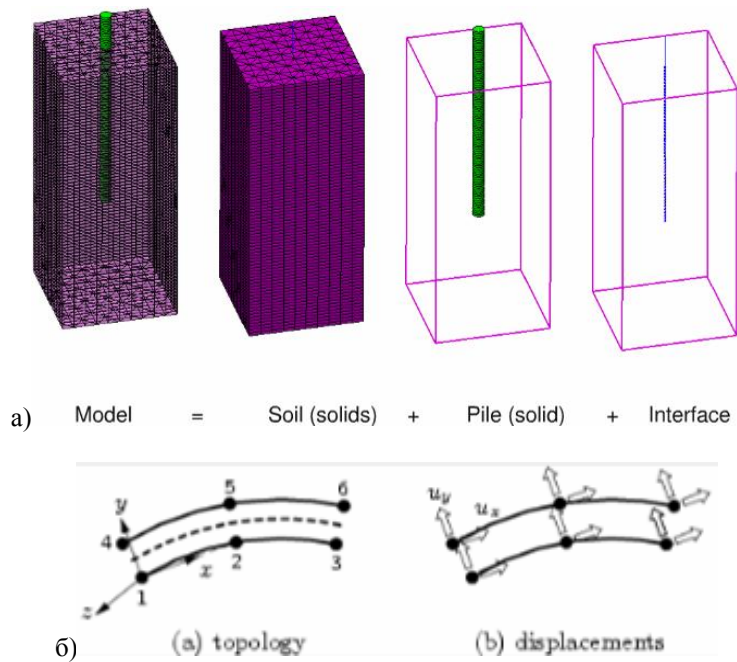
Наредни, виши ниво у моделирању интеракције шип-тло односи се на тродимензионално моделирање (Finn, и др., 2002) и (Tuladhar, и др., 2009), које је и најкомплексније и захтева знатно веће хардверске ресурсе за процесирање (слика 3.28). Дискретизација домена тла и шипа спроводи се применом *солид* призматичних или тетраедарских коначних елемената, док се у случају разматрања појединачног шипа примењује ротационо симетричан третман у геометријском моделирању.



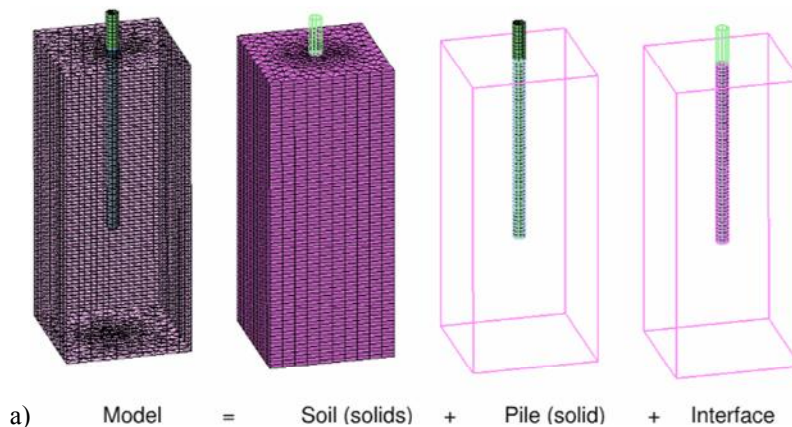
Слика 3.28. Тродимензионални просторни модел тла и шипа: а) (Finn, и др., 2004), б) (Tuladhar, и др., 2009)

Моделирање прелазне, односно контактне (*interface*) зоне између шипа и тла у практичним прорачунима се или елиминише или се уводи апроксимација високог степена. Са друге стране, ову зону је могуће увести као зону омекшања са коригованим геомеханичким карактеристикама тла (Новак, 1976). Нумерички третман интерфејс

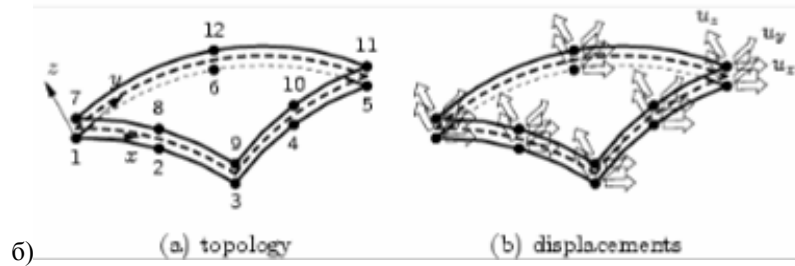
зоне могуће је спровести применом специјалних чворних, линијских или *солид* коначних елемената. У случају примене чворних или линијских коначних елемената, конекција се успоставља преко чворова *солид* елемената тла и *солид* елемената шипа, тако да је компатибилност чворова кључни услов у генерисању мреже коначних елемената (слика 3.29) (Shereppes, 2007). Предност је на страни примене контактних чворних елемената. У случају примене *солид* коначних елемената конекција се успоставља преко чворова *солид* елемената тла и *солид* елемената шипа, где је такође компатибилност кључни услов у генерисању мреже коначних елемената (слика 3.30). У односу на претходно решење са чворним или линијским коначним елементима за моделирање интерфејс зоне, примена *солид* коначних елемената је повољнија и реалније описује дати прелазни услов.



Слика 3.29. Тродимензионални просторни модел тла и шипа са прелазном (*interface*) зоном: а) комплетан *солид* модел, б) линијски интерфејс елемент за моделирање фрикционе интеракције између шипа и тла (Shereppes, 2007)



Слика 3.30. Тродимензионални просторни модел тла и шипа са прелазном (*интерфаце*) зоном: а) комплетан *солид* модел



Слика 3.30. б) троугаони интерфејс елемент за моделирање фрикционе интеракције између шипа и тла (Shereppes, 2007)

Генерално се може констатовати да методологија анализе и моделирања интеракције конструкција-тло (SSI - *soil-structure interaction*) обухвата дисциплине:

- интеракција тло-шип-наглавна плоча (SPCI - *soil-pile-cap interaction*),
- интеракција тло-темељ-конструкција (SFSI - *soil-foundation-structure interaction*).

У случају интеракције тло-шип-наглавна плоча разматрају се утицаји издвојеног модела од надземне конструкције, док у случају интеракције тло-темељ-конструкција разматрају се комплетни утицаји и феномени који се јављају за дате просторне моделе.

### 3.7.4 АНАЛИЗА СТАБИЛНОСТИ ВИТКОГ ШИПА МЕТОДОМ КОНАЧНИХ РАЗЛИКА

Претходно је презентована проблематика моделирања и анализа стабилности шипа у тлу, уз нагласак да се последњих година највише примењује *метода коначних елемената* (FEM - *Finite Element Method*). Међутим, пре *методе коначних елемената* развијена је *метода коначних разлика* (FDM - *Finite Difference Method*), која се показала веома ефикасна и чија решења су довољно поуздана за практичне сврхе. Решење проблема стабилности заснива се на *методи коначних разлика*, при чему се тло моделира знатно реалније, у односу на *Winkler*-ов модел тла. Конкретно, тло се моделира као хомогени, еластичан, изотропан полупростор - континуум (HEIS - *homogeneous elastic isotropic semi-space*) који се налази на чврстој стеновитој подлози. Шип је вертикалан, линеарно-еластичан, дужине  $L$ , пречника  $d$  и ослања се базом на круто стеновиту подлогу, при чему је дискретизован на  $n+1$  елемената. Веза између шипа и тла је идеална, тако да капацитет носивости на клизање није прекорачен подуж контактне површи шип-тло.

Бочно померање тла по дужини шипа може се изразити преко (слика 3.31) (Poulos i Davis, 1980):

$$\{ {}_s \rho \} = \frac{d}{E_s} [ {}_s I ] \{ p \} \quad (3.23)$$

где је  $\{ {}_s \rho \}$  вектор померања тла,  $[ {}_s I ]$  је  $(n+1) \times (n+1)$  матрица фактора утицаја померања тла,  $\{ n \}$  вектор притиска тла,  $E_s$  модул еластичности тла.

Елементи матрице  $[ {}_s I ]$  се одређују из (3.23) према:

$$\{ p \} = \frac{E_s}{d} [ {}_s I ]^{-1} \{ {}_s \rho \} \quad (3.24)$$





$$H_0 + H_f = \frac{dL}{n} \{E\} \{p\}, \quad (3.29)$$

где је  $H_f$  оптерећење на врху,  $\{E\}$  вектор за који важи  $E(j)=1$  за  $j=2$  до  $n$ ,  $E(1)=E(n+1)=0.5$ . Моментно равнотежно стање се одређује из:

$$H_f L = M_0 - M_f + \frac{dL^2}{n^2} \{F\} \{p\} - P_0 \{ \alpha^1 \} \{ \rho \}, \quad (3.30)$$

где је  $\{F\}$  вектор за који важи  $F(j)=j-1$  за  $j=2$  до  $n$ ,  $F(1)=0.125$ ,  $F(n+1)=0.5n-0.125$ ,  $\{ \alpha^1 \}$  вектор за који важи  $\alpha^1(j)=(\beta_j - \beta_{j+2})/2$ .

За случај да је спречено померање врха (главе) шипа, а дозвољена ротација, тада контурни услови постају:

$$\rho_1 = \rho_{n+1} = 0, \quad M_1 = M_{n+1} = 0 \quad (3.31)$$

Ови контурни услови се могу инкорпорирати у претходно развијене једначине, а у циљу редукције броја непознатих са  $n+1$  на  $n-1$ . Изједначавањем померања тла и шипа добија се:

$$\{ {}_s \rho \} = \{ {}_p \rho \} = \{ \rho \}, \quad (3.32)$$

израз (3.25) се своди на

$$[[A] + P^* [\xi]] \{ \rho \} = 0, \quad (3.33)$$

где је:

$$[A] = K_R n^2 [B] + \frac{1}{n^2} \left[ [C] - \frac{1}{L} \{ n\{E\} - \{F\} \} \{ G \} \right] [ {}_s I ]^{-1} \quad (3.34)$$

$$[\xi] = [\alpha] - \frac{1}{L} \{ \alpha^1 \} \{ G \}, \quad P^* = \frac{P_0}{E_s L^2}, \quad K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4}. \quad (3.35)$$

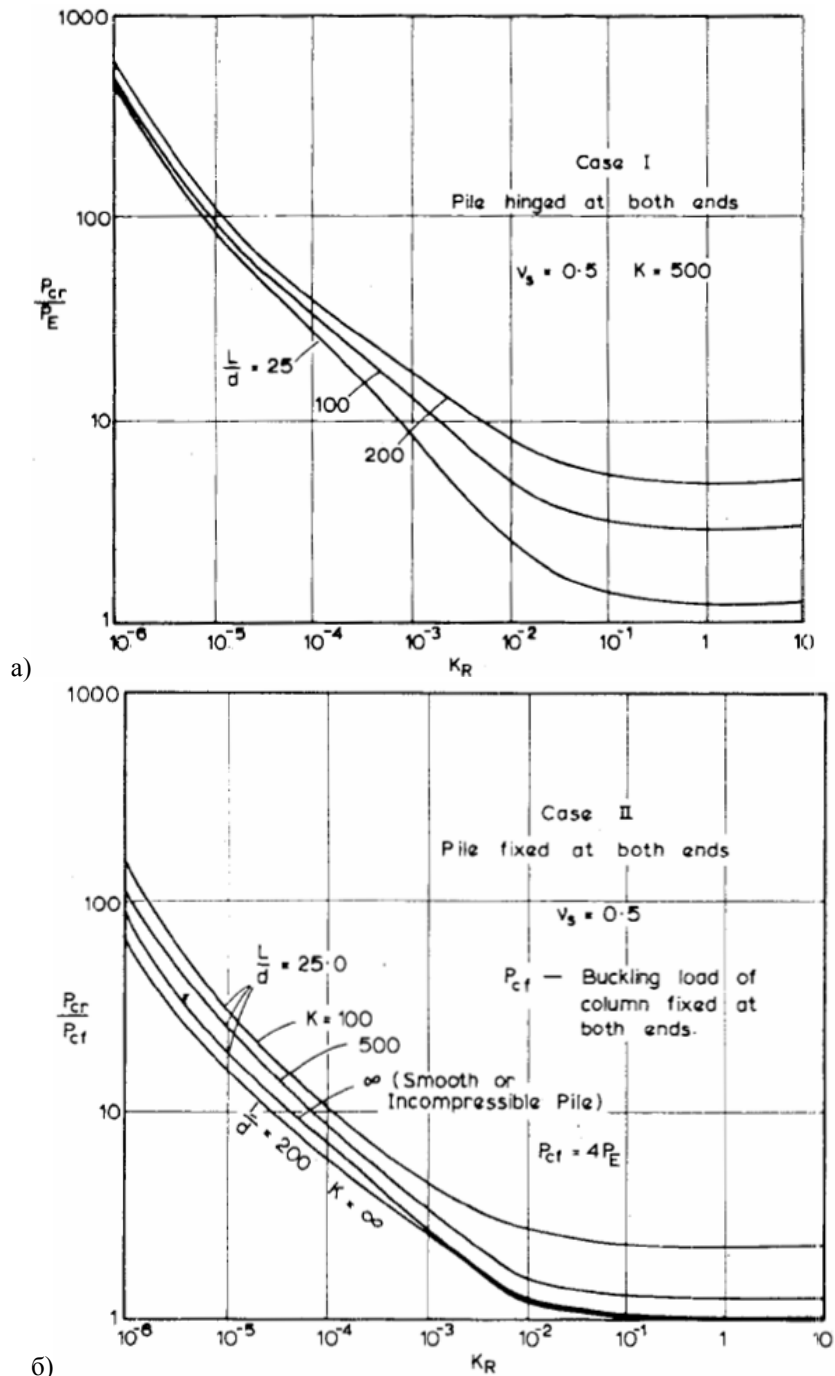
Мултиплицирањем израза (3.31) са  $-[\xi]^{-1}$  добија се стандардна форма:

$$[-[\xi]^{-1} [A] + P^* [1]] \{ \rho \} = 0, \quad (3.36)$$

за изналажење критичне силе извијања шипа  $P_{cr}$ :

$$P_{cr}^* = \frac{P_{cr}}{E_s L^2}. \quad (3.37)$$

На слици 3.32. приказана је промена нормализоване вредности критичне силе  $P_{cr}/P_E$  у функцији фактора крутости шипа  $K_R$ , и то за случајеве да су на крајевима шипа постављени злобни ослонци (слика 3.32а) и за случај да су постављена укљештења (слика 3.32б).



Слика 3.32. Промена нормализоване вредности критичне силе  $P_{cr}/P_E$  у функцији фактора крутости шипа  $K_R$ , одређено према *методи коначних разлика*: а) злбови постављени на крајевима шипа, б) укљештења на крајевима шипа (Poulos и Davis, 1980)

### 3.7.5. АНАЛИЗА СТАБИЛНОСТИ ВИТКОГ ШИПА МЕТОДОМ КОНАЧНИХ ЕЛЕМЕНАТА

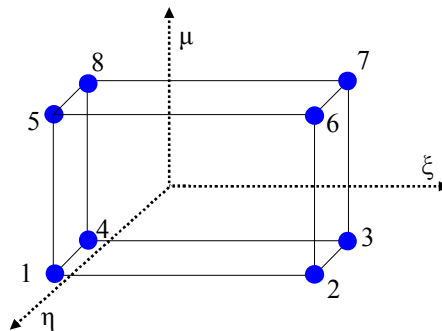
Моделирање интеракције витки шип-наглавна плоча-тло, спроведено је применом 3Д коначних елемената, док се комплетне анализе спроводе применом *методе коначних елемената* у софтверу (SAP 2000, 2003). При моделирању комплексног система витки шип-наглавна плоча-тло посебно се разматрају фазе: предпроцесирања, процесирања и постпроцесирања.

Основни аспекти од којих се полази у фази предпроцесирања су апроксимација и

дискретизација. У процесу апроксимације разматрани домен шип-наглавна плоча-тло се моделира избором типа коначних елемената, где се у овом случају користе тродимензионални коначни елементи. Аспект дискретизације односи се на формирање мреже коначних елемената, односно на избор квалитета мреже и квантитета коначних елемената, што директно утиче на тачност резултата. Са друге стране, број коначних елемената генерисаних у фази предпроцесирања директно утиче на време потребно за прорачун у фази процесирања, а такође и на време потребно за интерпретацију добијених резултата у фази постпроцесирања. Битна својства која карактеришу нумерички модел шип-наглавна плоча-тло су:

- користи се геометријски модел високог нивоа тачности и прецизности (да одговара реалном физичком моделу),
- примењују се тродимензионални коначни елементи за моделирање домена шип-наглавна плоча-тло, а за контактну (*interface*) зону шип-тло користе се елементи везе (*link element*),
- апроксимација коначним елементима: 3Д *solid* коначни елементи са 8 чворова и 24 степена слободне,
- дискретизација коначним елементима: зона слободног поља, прелазна зона и прогушћена зона,
- модел тла: једнослојни; или хомогени, еластичан, изотропан полупростор (ХЕИС) који лежи на чврстој подлози,
- контурни услови за шип: наглавна плоча, контакт са тлом по омотачу шипа и веза преко базе са чврстом подлогом,
- контурни услови за модел тла: основа и бочне стране/површи.

Просторни тродимензионални *solid* коначни елементи имају доминантне све три димензије. Ови коначни елементи су и математички тродимензионални јер су разматрања везана за координатни систем дефинисана са три осе. Мрежа коначних елемената се генерише у затвореној области која дефинише домен шип-наглавна плоча-тло применом хексаедарских *solid* коначних елемената, који имају осам чворова за дефинисање померања лоцираних у угловима (слика 3.33). Код *solid* коначних елемената се примењује  $2 \times 2 \times 2$  нумеричка интеграција преко *Gaussian*-ових квадратура (Fellipa, 2007).



Слика 3.33. Тродимензионални хексаедарски коначни елемент (Fellipa, 2007)

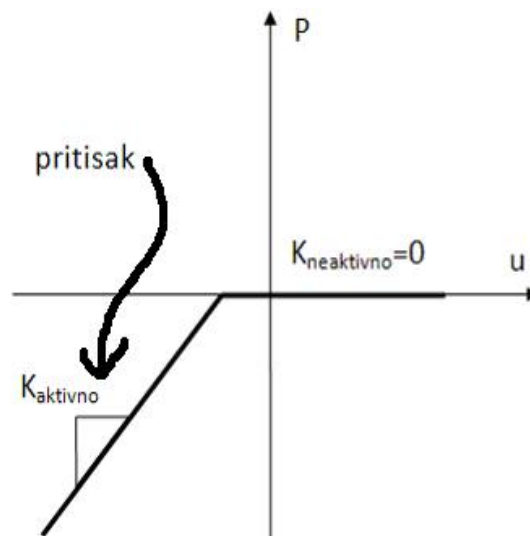
Моделирање контакта шип-тло спроведено је применом елемената везе (*link element*), односно применом контактних елемената (*gap element*) код кога се дефинишу посебна својства крутости при притиску, а елиминишу напони затезања. Контактни елемент се користи за моделирање додира две тачке модела, кога карактеришу два стања: активно

(контакт је успостављен, веома велика крутост) и неактивно (контакт није успостављен, веома мала крутост) (Ковачевић, 2002) и (Ковачевић, и др. 2007). На слици 3.34 приказан дијаграм сила-померање контактнoг елемента активног на притисак. Примењујући контактне елементе у моделирању прелазне зоне шип-гло, потребно је применити и геометријски нелинеарну инкрементално-итеративну анализу (Ћосић, 2009). Услед нелинеарног понашања контактнoг елемента, где промену стања прати велика промена крутости, могу се јавити озбиљне тешкоће у обезбеђењу конвергенције нелинеарног решења.

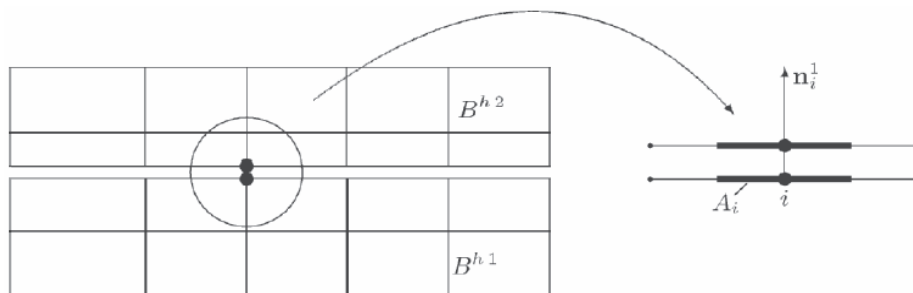
У самој формулацији проблема сматраће се да при инкременталним ситуацијама наступа таква промена геометрије зоне контакта, да иницијалној генерисаној мрежи елиминише употреба додатних алгоритама за претраживање повољне конфигурације у повезивању чворова мреже у  $i$ -тој инкременталној анализи, или чак примена адаптивне методе за корекцију мреже коначних елемената система. Једначина контакта се може директно формулисати за сваки пар чворова, тако да су геометријски услови контактне везе за један  $i$ -ти пар чворова (слика 3.35.) (Wriggers, 2006) и (Ћосић, 2007):

$$g_{Ni} = (\{u_i^2\} - \{u_i^1\}) \{n_i^1\} + g_i \geq 0, \quad (3.38)$$

где су  $\{u_i^\alpha\}$  вектори померања  $u$ -тог пара чворова који одговарају доменима  $B^\alpha$ ,  $g_u$  иницијални размак између  $i$ -тог пара чворова коначних елемената одговара конфигурација мреже коначних елемената за било коју инкременталну ситуацију. Овим се уводе поједностављења у анализи система.



Слика 3.34. Дијаграм сила-померање контактнoг елемента активног на притисак (Ковачевић, 2002)



Слика 3.35. Чворни контактни елемент, према (Wriggers, 2006)

Пошто је параметар којим се дефинише величина иницијалног отвора независан од поља померања, то се варијацијом (3.36) добија:

$$\delta g_{N_i} = (\eta_i^2 - \eta_i^1) \{n_i^1\}. \quad (3.39)$$

Узимајући у обзир да у интеракцији два домена учествује  $n_c$  контактних елемената потребно је интегралом:

$$\int_{\Gamma_c} \lambda_N \delta g_N d\Gamma \rightarrow \sum_{i=1}^{n_c} \int_{\Gamma_i^h} \lambda_N^h \delta g_N^h d\Gamma, \quad (3.40)$$

обухватити све активне контактне чворове, у којима је:  $\lambda_N$  поље *Lagrange*-ових мултипликатора, а  $g_N$  функција зазора, отвора (*gap function*). У овој анализи примењена је пенална формулација, односно метода *Lagrange*-ових мултипликатора (*Lagrange multiplier method*):

$$\int_{\Gamma_c} \delta \lambda_N g_N d\Gamma \rightarrow \sum_{i=1}^{n_c} \delta \lambda_{N_i} g_{N_i} A_i = \sum_{i=1}^{n_c} \delta \lambda_{N_i} [(\{u_i^2\} - \{u_i^1\}) \{n_i^1\} + g_i] A_i = 0, \quad (3.41)$$

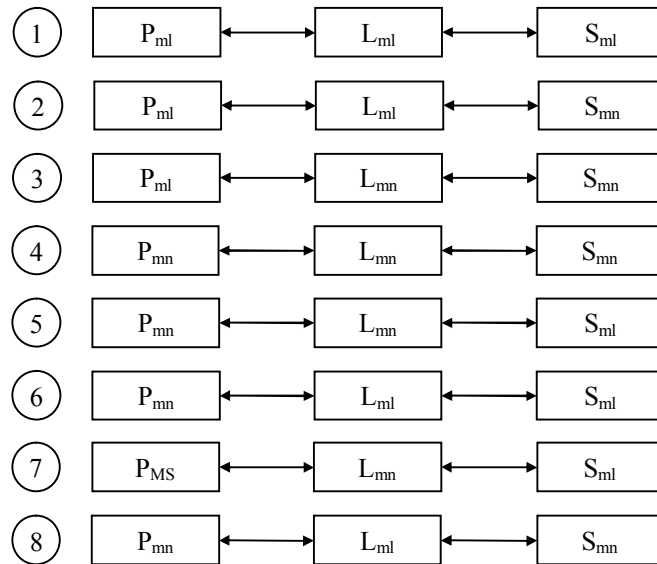
за  $\lambda_N = \varepsilon g_N$ , где је  $n_c$  број активних контактних чворова у  $G_c^h$ ,  $\eta_i^\alpha$  функција провере,  $\{n_i^1\}$  је вектор нормале  $i$ -тог пара чворова. Производом *Lagrange*-овог мултипликатора  $\lambda_{N_i}$  и површине  $A_i$  која припада  $i$ -том чвору добија се сила контактнoг чвора, при чему је  $\lambda_{N_i}$  еквивалентно контактном притиску  $p_{N_i}$  за  $i$ -ти чвор. Узимајући у обзир да је област контакта два домена дискретизирана, матрична формулација се изводи увођењем два вектора. Први за варијацију  $\{\eta_i^\alpha, \delta \lambda_i\}$ , а други за инкременте варијабилних  $\{\Delta u_i^\alpha, \Delta \lambda_i\}$   $i$ -тог чвора. Уобичајено је да се површина  $A_i$  која одговара  $i$ -том контактном чвору елиминише (или уводи преко пеналног параметра  $\varepsilon_N$ ) у контактнoј чвор-чвор формулацији. Ово значи да контактни напон  $p_{N_i} = \varepsilon_N g_{N_i}$  постаје контактна (чворна) сила  $f_{N_i} = \varepsilon_N A_i g_{N_i} = \varepsilon_N^+ g_{N_i}$ .

Сагласно матричној формулацији за геометријску линеарност  $i$ -тог чвора могу се дефинисати контактни резидуал  $\{G_i^c\} = \eta_i^T \{G_i^{cP}\}$  и тангентна матрица крутости  $[K_i^{cP}]$ . У једнодимензионалним проблемима вектор нормале  $\{n_i^1\}$  се дефинише преко скалара  $n_x = 1$ , тако да се за резидуал и тангентну матрицу крутости добија:

$$\{G_i^{cP}\} = \varepsilon_N g_{N_i} A_i \begin{Bmatrix} 1 \\ -1 \end{Bmatrix}, \quad [K_i^{cP}] = \varepsilon_N A_i \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}. \quad (3.42)$$

У дводимензионалним проблемима вектор нормале има две компоненте  $\{n_i^1\}^T = \{n_x, n_y\}_i$ , па због тога матрице  $[C_i]$  и  $[K_i^{cP}]$  имају четири компоненте. Код дводимензионалних проблема није увек могуће дефинисати вектор нормале за дату интерполацију границе контакта. Посебно се јавља проблем при коришћењу линеарне интерполације, па зато у дефинисању нормале чвора  $i$  не постоји јединствено решење. Као једно од могућих решења је добијање нормале из интерполације *Bezier*-ове или сплајн (*spline*) функције. У овом случају дискретизован домен је додатно побољшан глатком интерполацијом (*smooth interpolation*) ради добијања коригованог решења вектора нормале.

На основу претходно дефинисаних типова коначних елемената и елемената везе генерише се нумерички модел, а затим спроводи нумеричка анализа. Међутим, пре иницирања нумеричке анализе и фазе процесирања, извршено је дефинисање сви могућих типова нелинеарних анализа у којима учествују елементи везе (слика 3.36). Домен шипа означен је са  $P$ , домен тла са  $S$ , а домен елемената везе са  $L$ . Развој геометријске нелинеарности подразумева се за све анализе, док је развој материјалне нелинеарности означен са  $mn$ , а развој материјалне линеарности са  $ml$ .



Слика 3.36. Типови нелинеарних анализа у којима учествују елементи везе

У случају развоја и геометријске и материјалне нелинеарности (тип 4.:  $P_{mn}+L_{mn}+S_{mn}$ ), ради се о потпуној нелинеарној анализи, док у случају свих осталих опција ради се о парцијалним нелинеарним анализама. За потребе овог истраживања и процену анализе стабилности шип-наглавна плоча-тло примењена је посебна процедура. Прво се спроводи геометријски нелинеарна анализа са развојем нелинеарних деформација у контактним елементима везе (тип 7.:  $P_{ml}+L_{mn}+S_{ml}$ ) за утицаје аксијалног оптерећења шипа. Финална матрица крутости одређена из ове анализе користи се као иницијална матрица крутости за анализу извијања система шип-наглавна плоча-тло. У конкретном случају, оптерећење из прве анализе се не преноси у другу анализу, већ се посебно аплицира оптерећење у другој анализи. Пошто се моделирање везе шип-тло реализује контактним елементима, тада се користи *Newton-Raphson*-ов инкрементално-итеративни концепт.

Према *методи коначних елемената* нелинеаран проблем се формулише системом нелинеарних алгебарских једначина (Bathe i Baloruchi, 1996) и (Crisfield, 2000). Доследна примена инкременталног концепта у нелинеарној анализи може да се опише као линеаризација у инкрементима, а решење као збир инкременталних линеарних решења. Једначине проблема уместо за укупно оптерећење решавају се за низ посебних инкременталних оптерећења. У оквиру сваког инкремента претпоставља се да је систем једначина линеаран. На тај начин решење нелинеарног проблема се добија као збир низа линеарних (инкременталних) решења. Нелинеаран проблем може да се прикаже изразом (Ковачевић, 2006):

$$[K_t]\{\Delta u\} + \lambda\{F\} = 0, \quad (3.43)$$

односно:

$$\{P\} + \lambda\{F\} = 0, \quad (3.44)$$

где је  $\{u\}$  непознати параметри померања,  $\{F\}$  генералисани спољашњи утицаји (оптерећења) у чворовима система,  $\{P\}$  вектор унутрашњих генералисаних сила модела које су функција вектора генералисаних померања  $\{y\}$ ,  $\lambda$  параметар инкременталног оптерећења.

Диференцирањем израза (3.41) по променљивој  $\lambda$  добија се:

$$\frac{d\{P\}}{d\{u\}} \frac{d\{u\}}{d\lambda} + \{F\} = [K_t] \frac{d\{u\}}{d\lambda} + \{F\} = 0, \quad \frac{d\{u\}}{d\lambda} = -[K_t]^{-1} \{F\}, \quad (3.45)$$

при чему је тангентна матрица крутости модела:

$$[K_t] = \frac{d\{P\}}{d\{u\}}. \quad (3.46)$$

У складу са концептом инкременталног решења је:

$$\{\Delta u\}_i = -[K_t]^{-1} \Delta \lambda_i \{F\} = -[K_t]^{-1} \{\Delta F\}_i, \quad \{\Delta u\}_i = \{u\}_{i+1} - \{u\}_i, \quad (3.47)$$

$$\Delta \lambda_i = \lambda_{i+1} - \lambda_i, \quad \{\Delta F\}_i = \{F\}_{i+1} - \{F\}_i = \Delta \lambda_i \{F\}. \quad (3.48)$$

Из израза (3.46) и (3.47) се одређују инкременти вектора померања за инкременте оптерећења и тангентну матрицу крутости модела, која се формулише за референтно стање на почетку инкремента. Референтном стању на почетку првог инкремента одговара линеарна матрица крутости (иницијална матрица крутости).

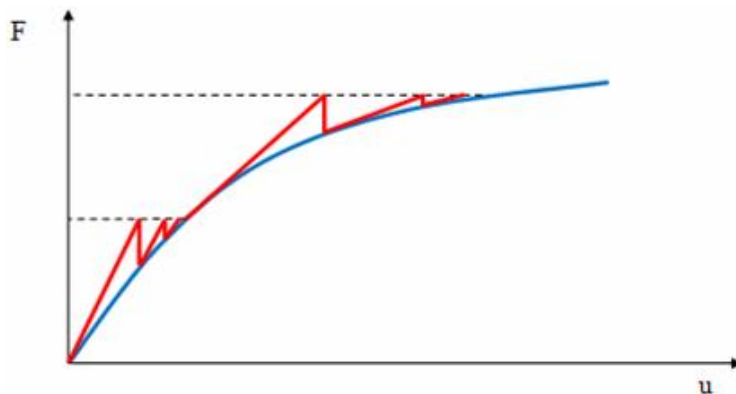
Вектор резидуалног оптерећења може се приказати као одступање од равнотеже:

$$\{\Delta R\}_i = \{\Delta F\}_i - [K_t]_{i+1} \{\Delta u\}_i. \quad (3.49)$$

Корекција грешке постиже се додавањем резидуалног оптерећења на спољашње оптерећење у следећем инкременту:

$$\{\Delta F\}_{i+1}^R = \{\Delta F\}_{i+1} + \{\Delta R\}_i. \quad (3.50)$$

У чисто инкременталном поступку резидуално оптерећење се додаје на спољашње оптерећење у наредном инкременту, чиме се грешка смањује, али не елиминише. Најбољи резултати се постижу ако се комбинује инкрементални и итеративни поступак. У првој итерацији појављују се резидуална оптерећења због неиспуњавања услова равнотеже. Ако се наредне итерације реализују само са резидуалним оптерећењима, уз корекцију тангентне матрице крутости, поступак може да конвергира уз минимизирање резидуалног оптерећења. Оптерећење се дели на низ инкремената, у оквиру сваког инкремента врши се итерација, да би се избалансирало резидуално оптерећење. На слици 3.37. приказан је начин решавања нелинеарних проблема инкрементално-итеративном методом (Секуловић, 1984).



Слика 3.37. Инкрементално-итеративна метода (Секуловић, 1984)

У одређивању нивоа минималног критичног оптерећења полази се од функционала потенцијалне енергије система (Кисин, 1997):

$$P = A + U, \quad (3.51)$$

где је  $A$  енергија деформације,  $U$  потенцијал конзервативних сила, и уколико

формулацију за  $A$  проширимо на систем, тада потенцијал његове енергије можемо исказати као:

$$\Pi = \frac{1}{2} \{u^*\}^T ([K_e] + [K_g]) \{u\} - \{u\}^T \{F\}. \quad (3.52)$$

Из услова стационарности потенцијала енергије система  $\delta\Pi=0$  добијамо једначину:

$$([K_e] + [K_g]) \{u\} = \{F\}, \quad (3.53)$$

где је  $[K_e]$  еластична матрица крутости система,  $[K_g]$  геометријска матрица крутости система (Секуловић, 1984). Узимајући да су напони пропорционални оптерећењу са фактором пропорционалности  $\lambda$  израз (3.53) се може према (Bathe, 1979) преформулисати у:

$$([K_e] + \lambda[K_g]) \{u\} = \{F\}. \quad (3.54)$$

Ниво критичног оптерећења се добија из услова  $\delta^2\Pi=0$ , при чему одговара:

$$\delta\{u\}^T ([K_e] + \lambda[K_g]) \delta\{u\} = 0. \quad (3.55)$$

Овако добијена условна једначина има решења различита од тривијалних ако је:

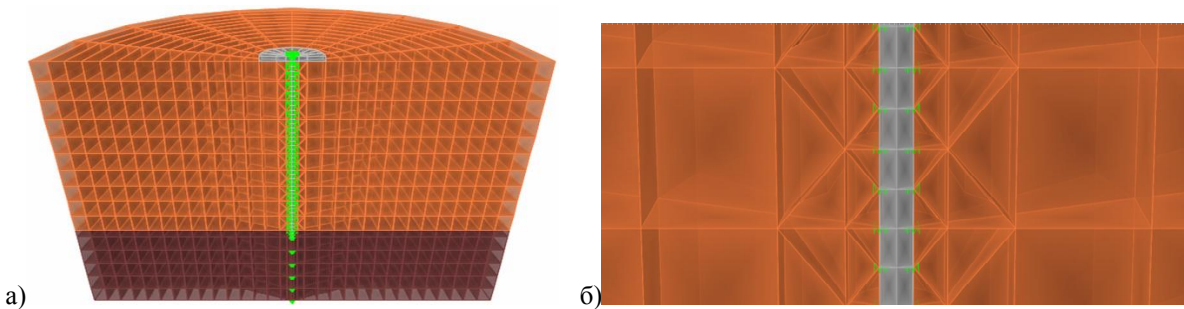
$$[K_e] + \lambda[K_g] = 0, \quad (3.56)$$

где је  $\lambda$  параметар критичног оптерећења. Према претходно описаној процедури, као резултат развоја геометријске нелинеарности система и нелинеарности у елементима везе из прве анализе, добијају се кориговане матрице крутости  $[K_{e,corr}]$  и  $[K_{g,corr}]$ . Дакле, на крају геометријски нелинеарне анализе уместо еластичне матрице крутости система  $[K_e]$  и геометријске матрице крутости система  $[K_g]$  за прорачун глобалне стабилности система се користе матрице крутости (Ћосић, 2009):

$$[K_{e,corr}] + \lambda[K_{g,corr}] = 0. \quad (3.57)$$

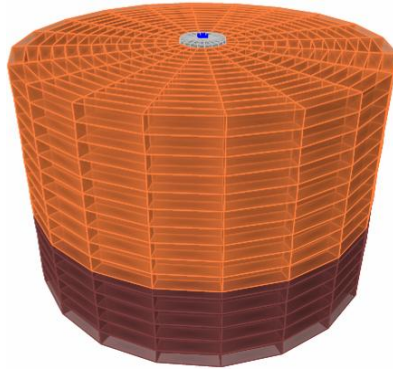
Применом итеративног поступка одређује се фактор критичног оптерећења  $\lambda$ , односно број најнижих позитивних и реалних вредности фактора критичног оптерећења. Максималан број облика извијања система једнак је броју степени слободе модела који се састоји од коначних елемената. У инжењерском смислу најбитнија је најмања вредност критичне силе.

На слици 38а) приказан је вертикалан пресек 3Д модела шип-наглавна плоча-тло формиран од *солид* коначних елемената, док је на слици 23. б) приказан детаљ везе шип-тло и зона прелазних коначних елемената. Комплетан 3Д модел шип-наглавна плоча-тло генерисан је од 7250 *солид* коначних елемената и 980 контактних елемената везе (слика 39). Максимална дужина једне странице *солид* коначног елемента је 1м, док је за домен шипа и у зони око њега мрежа прогушћена, тако да је максимална дужина једне странице *солид* коначног елемента 25см.



Слика 3.38. 3Д модел шип-наглавна плоча-тло формиран од *солид* коначних елемената: а) вертикални пресек, б) детаљ везе шип-тло и зона прелазних коначних елемената





Слика 3.39. Комплетан 3Д модел шип-наглавна плоча-тло формиран од *солид* коначних елемената

### 3.7.6 НУМЕРИЧКЕ И РЕГРЕСИОНЕ АНАЛИЗЕ

Нумеричке анализе су спроведене на генерисаном 3Д моделу шип-наглавна плоча-тло формираном од *солид* коначних елемената за два типа модела тла. Први модел тла је двослојни систем са доњим слојем који симулира утицаје стеновите подлоге, док је други модел тла једнослојан систем. Код двослојног модела тла варирани су параметри за горњи слој. Параметарска анализа је спроведена за пет различитих односа дужине шипа  $L$  и пречника шипа  $d$ :

$$L/d = \{25, 50, 75, 100, 150\}. \quad (3.58)$$

Параметар дужина је задржан константан током свих анализа, тако да је број генерисаних коначних елемената за све моделе исти, при чему је број једначина равнотеже комплетног система 22226. Пречник шипа је одређиван из односа дужине шипа и вредности из израза (3.58). Параметар који је такође вариран је модул еластичности тла  $E_s$ :

$$E_s = \frac{E_p I_p}{K_R L^4}, \quad (3.59)$$

за вредност крутости  $K_R$ :

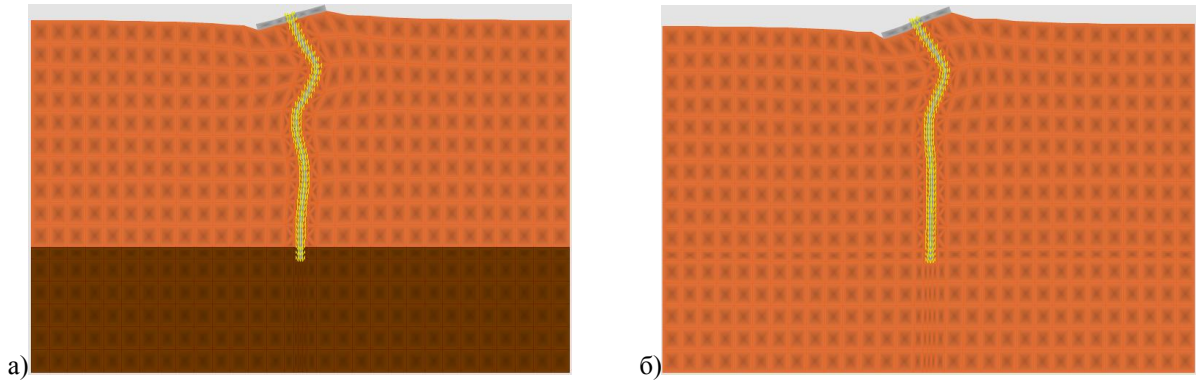
$$K_R = \{10^{-6}, 10^{-5}, 10^{-4}, 10^{-3}, 10^{-2}, 10^{-1}, 1, 10\}, \quad (3.60)$$

где је (Poulos and Davis, 1980):

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4}. \quad (3.61)$$

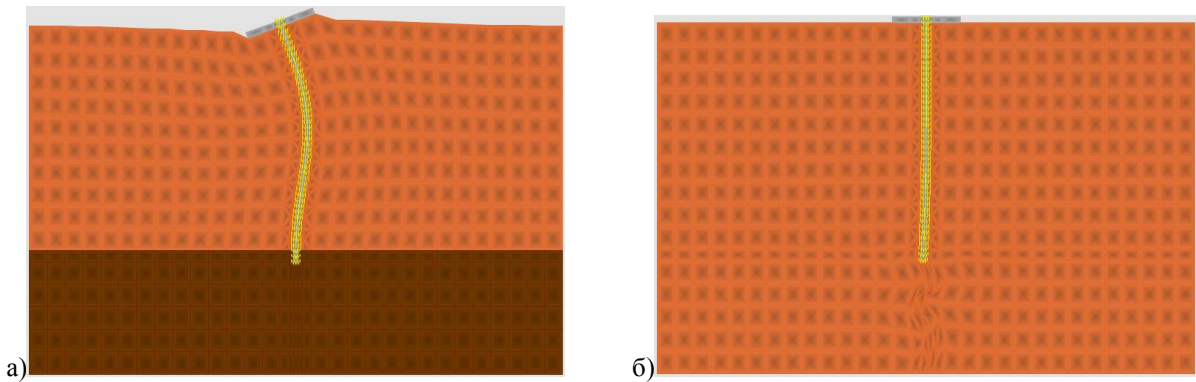
Укупан број спроведених нумеричких анализе је 80. Меродавна критична сила извијања одређена је из првог облика извијања, пошто су за дати облик извијања добијане најниже вредности фактора критичног оптерећења  $\lambda$ .

На слици 3.40а) је приказан карактеристичан први облик извијања за  $L/d=50$  и  $K_R=10^{-6}$  двослојног система, док је на слици 3.40б) приказан карактеристичан први облик извијања за  $L/d=50$  и  $K_R=10^{-6}$  једнослојног система. Облик извијених шипова је формиран из већег броја полуталаса, а не из једног уобичајеног синусног полуталаса. Ово је последица тога што је, у конкретном случају, вредност крутости  $K_R$  веома ниска, тако да је само 2/3 шипа изложено извијању. Услед веома ниске вредности крутости  $K_R$  шип преноси оптерећење и базом и омотачем. Овакав принцип преношења оптерећења важи и за случај једнослојног и двослојног система (слика 3.40а) и 3.40б).



Слика 3.40. Први облик извијања за  $L/d=50$  и  $K_R=10^{-6}$ : а) двослојни систем, б) једнослојни систем

На слици 3.41а) је приказан карактеристичан први облик извијања за  $L/d=50$  и  $K_R=10^{-4}$  двослојног система, док је на слици 3.41б) приказан карактеристичан први облик извијања за  $L/d=50$  и  $K_R=10^{-4}$  једнослојног система. У односу на претходну ситуацију, у случају двослојног система развијена је форма извијања шипа у облику синусног полуталаса, тако да услед ниже вредности крутости  $K_R$  шип преноси оптерећење доминантно базом, а мање омотачем.



Слика 3.41. Први облик извијања за  $L/d=50$  и  $K_R=10^{-4}$ : а) двослојни систем, б) једнослојни систем

У циљу одређивања израза за ниво критичне силе извијања 3Д модела шип-наглавна плоча-тло спроведене су регресионе анализе. Укупан број регресионих анализа износи 15. У прелиминарном истраживању разматран је већи број различитих функција, као што су:

- експоненцијална функција:

$$P_{cr} / P_E = ae^{bK_R}, \quad (3.62)$$

- линеарна функција:

$$P_{cr} / P_E = a + bK_R, \quad (3.63)$$

- логаритамска функција:

$$P_{cr} / P_E = a + b \ln K_R, \quad (3.64)$$

- степена функција:

$$P_{cr} / P_E = aK_R^b, \quad (3.65)$$

где су  $a$  и  $b$  коефицијенти одређени из регресионе анализе,  $P_{cr}/P_E$  нормализована вредност критичне силе извијања шипа,  $P_{cr}$  критична сила извијања шипа,  $P_E$  Euler-ова критична сила извијања је:

$$P_E = \frac{\pi^2 E_p I_p}{L^2}. \quad (3.66)$$

Оптимални тип регресионе функције одређен је разматрањем вредности коефицијента корелације  $r^2$ . Већа вредност коефицијента корелације указује на боље фитовање нумерички одређених вредности према *методи коначних елемената* и вредности регресионе анализе. У табели 3.2. је приказан карактеристичан пример примене регресионих анализа за одређивање нормализоване вредности критичне силе  $P_{cr}/P_E$  у функцији крутости  $K_R$  за  $L/d=25$  двослојног система.

Табела 3.2. Карактеристичан пример примене регресионих анализа за одређивање нормализоване вредности критичне силе  $P_{cr}/P_E$  у функцији крутости  $K_R$  за  $L/d=25$  двослојног система

	експоненцијална	линеарна	логаритамска	степен
<i>A</i>	74,77	169,23	-443,46	0,007
<i>B</i>	-3881,26	-	-54,24	-0,786
$r^2$	0,644	0,216	0,723	0,998

Највише вредности коефицијента корелације  $r^2$  добијене су за степену функцију, тако да је ова функција и примењена у даљем истраживању. Изведени изрази за нормализовану вредност критичне силе извијања шипа  $P_{cr}/P_E$ , из регресионих анализа, за степене функције двослојног система гласе:

$$L/d = 25: \quad P_{cr} / P_E = 0.007 K_R^{-0.786}, \quad r^2 = 0.998, \quad (3.67)$$

$$L/d = 50: \quad P_{cr} / P_E = 0.006 K_R^{-0.759}, \quad r^2 = 0.995, \quad (3.68)$$

$$L/d = 75: \quad P_{cr} / P_E = 0.005 K_R^{-0.742}, \quad r^2 = 0.994, \quad (3.69)$$

$$L/d = 100: \quad P_{cr} / P_E = 0.005 K_R^{-0.724}, \quad r^2 = 0.994, \quad (3.70)$$

$$L/d = 150: \quad P_{cr} / P_E = 0.005 K_R^{-0.707}, \quad r^2 = 0.995, \quad (3.71)$$

док за степене функције једнослојног система гласе:

$$L/d = 25: \quad P_{cr} / P_E = 0.0004 K_R^{-0.996}, \quad r^2 = 0.999, \quad (3.72)$$

$$L/d = 50: \quad P_{cr} / P_E = 0.0003 K_R^{-0.984}, \quad r^2 = 0.999, \quad (3.73)$$

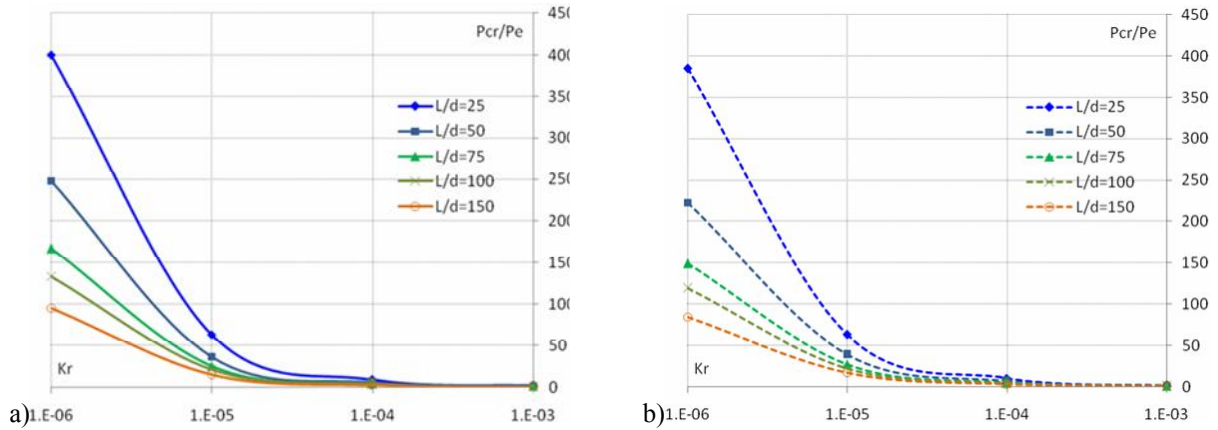
$$L/d = 75: \quad P_{cr} / P_E = 0.0003 K_R^{-0.968}, \quad r^2 = 0.999, \quad (3.74)$$

$$L/d = 100: \quad P_{cr} / P_E = 0.0002 K_R^{-0.958}, \quad r^2 = 0.998, \quad (3.75)$$

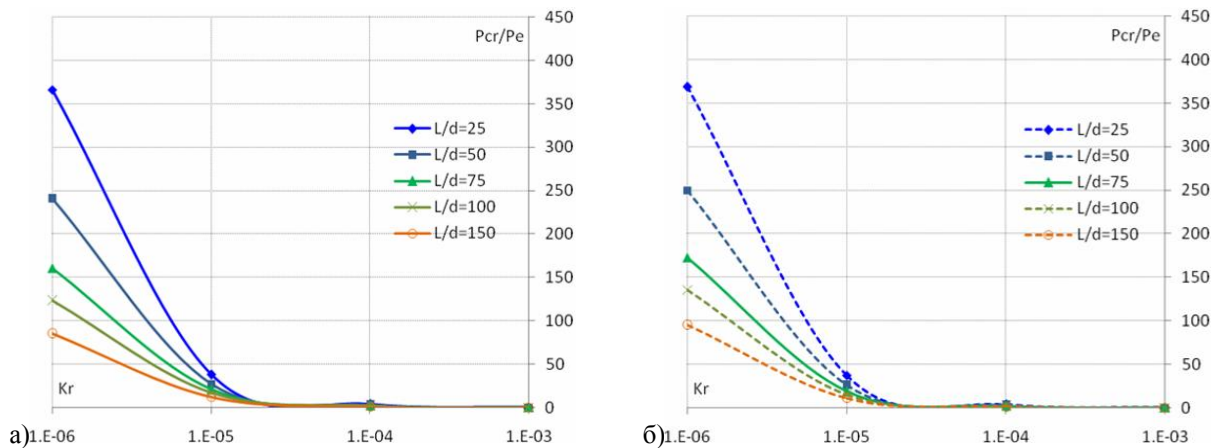
$$L/d = 150: \quad P_{cr} / P_E = 0.0002 K_R^{-0.952}, \quad r^2 = 0.998. \quad (3.76)$$

На слици 3.42а) су приказане промене нормализоване вредности критичне силе  $P_{cr}/P_E$  у функцији крутости  $K_R$  за двослојни систем према *методи коначних елемената*, док су на слици 3.42б) приказане ове вредности одређене применом регресионе анализе за степену функцију. На слици 3.43а) су приказане промене нормализоване вредности критичне силе  $P_{cr}/P_E$  у функцији крутости  $K_R$  за једнослојни систем према *методи коначних елемената*, док су на слици 3.43б) приказане ове вредности одређене применом регресионе анализе за степену функцију. Вредности на апсиси су дате у логаритамској размери. Евидентно је знатно повећање нормализоване критичне силе

$P_{cr}/P_E$  при редукцији крутости  $K_R$ . Ово је последица тога што је модул еластичности тла  $E_s$  инверзно пропорционалан вредности крутости  $K_R$ . Такође, евидентни су и реализовани виши нивои нормализоване вредности критичне силе  $P_{cr}/P_E$  код двослојног система, у односу на једнослојни систем. Применом степене функције за регресионе анализе могуће је веома добро описати зависност  $P_{cr}/P_E$  од  $K_R$ , јер је обезбеђена корелација на веома високом нивоу.



Слика 3.42. Промена нормализоване вредности критичне силе  $P_{cr}/P_E$  у функцији крутости  $K_R$  за двослојни систем: а) према *методи коначних елемената*, б) одређено применом регресионе анализе



Слика 3.43. Промена нормализоване вредности критичне силе  $P_{cr}/P_E$  у функцији крутости  $K_R$  за једнослојни систем: а) према *методи коначних елемената*, б) одређено применом регресионе анализе

У последњој фази истраживања разматрана је дужина извијања шипа  $L_i$  у функцији нормализоване вредности критичне силе  $P_{cr}/P_E$ , које су одређене из регресионих анализа. Аналогија је успостављена са дужином извијања штапова, тако да се за практичне сврхе могу применити изрази који су изведени. Израз за *Euler*-ову критичну силу извијања (3.66) приказан је у функцији укупна дужина штапа  $L$ , при чему је коефицијент дужине извијања  $\beta=1$ . Израз (3.66), у пуној форми се може приказати у функцији дужине извијања шипа  $L_i$ :

$$P_E = \frac{\pi^2 E_p I_p}{L_i^2}, \quad (3.77)$$

где је:

$$L_i = \beta L. \quad (3.78)$$

Из услова изједначења израза (3.77) и израза из којег се регресионом анализом за

степену функцију одређује ниво критичне силе (3.66):

$$\frac{\pi^2 E_p I_p}{\beta^2 L^2} = \frac{\pi^2 E_p I_p}{L^2} a K_R^b, \quad (3.79)$$

може се извести израз за коефицијент дужине извијања  $\beta$  у функцији крутости  $K_R$ :

$$\beta = (a K_R^b)^{-0.5} \quad (3.80)$$

Изведени изрази за коефицијент дужине извијања  $\beta$  из регресионих анализа, за степене функције двослојног система гласе:

$$L/d = 25: \quad \beta = 11.95 K_R^{0.393}, \quad (3.81)$$

$$L/d = 50: \quad \beta = 12.91 K_R^{0.379}, \quad (3.82)$$

$$L/d = 75: \quad \beta = 14.14 K_R^{0.371}, \quad (3.83)$$

$$L/d = 100: \quad \beta = 14.14 K_R^{0.362}, \quad (3.84)$$

$$L/d = 150: \quad \beta = 14.14 K_R^{0.354}. \quad (3.85)$$

док за степене функције једнослојног система гласе:

$$L/d = 25: \quad \beta = 50.00 K_R^{0.498}, \quad (3.86)$$

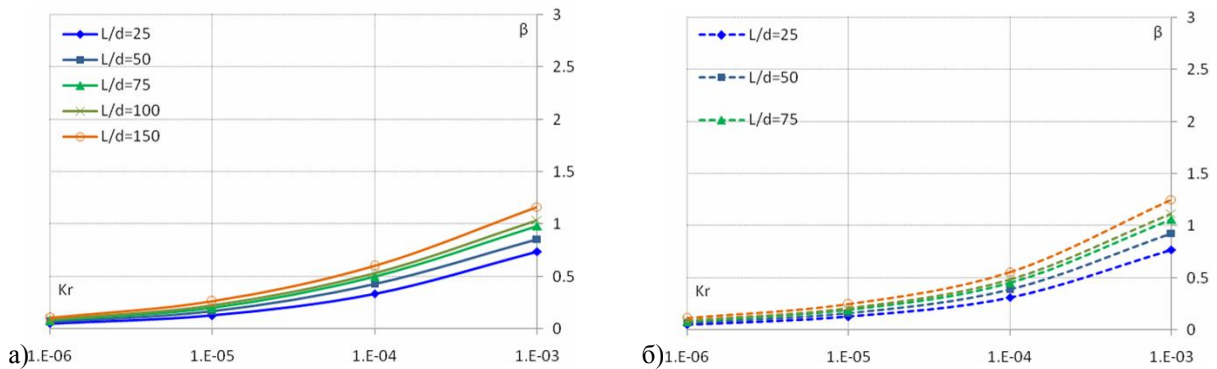
$$L/d = 50: \quad \beta = 57.74 K_R^{0.492}, \quad (3.87)$$

$$L/d = 75: \quad \beta = 57.74 K_R^{0.484}, \quad (3.88)$$

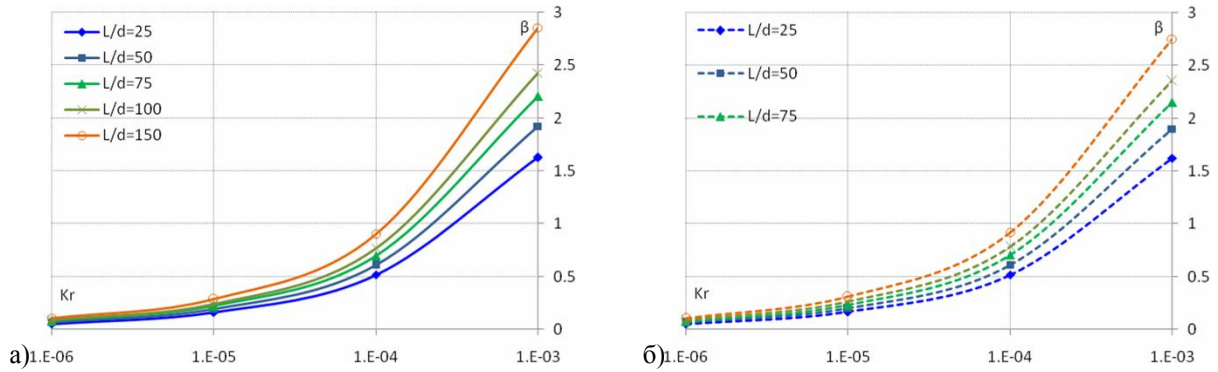
$$L/d = 100: \quad \beta = 70.71 K_R^{0.479}, \quad (3.89)$$

$$L/d = 150: \quad \beta = 70.71 K_R^{0.476}. \quad (3.90)$$

На слици 3.44а) су приказане промене коефицијента дужине извијања  $\beta$  у функцији крутости  $K_R$  за двослојни систем према *методи коначних елемената*, док су на слици 3.44б) приказане ове вредности одређене применом регресионе анализе за степену функцију. На слици 3.45а) су приказане промене коефицијента дужине извијања  $\beta$  у функцији крутости  $K_R$  за једнослојни систем према *методи коначних елемената*, док су на слици 3.44б) приказане ове вредности одређене применом регресионе анализе за степену функцију. Вредности на апсиси су дате у логаритамској размери. Реализоване су ниже вредности коефицијента дужине извијања  $\beta$  код двослојног система, у односу на једнослојни систем. Ово је последица директне корелације коефицијента дужине извијања  $\beta$  и нормализоване критичне силе  $P_{cr}/P_E$ .



Слика 3.44. Промена коефицијента дужине извијања  $\beta$  у функцији крутости  $K_R$  за двослојни систем: а) према *методи коначних елемената*, б) одређено применом регресионе анализе



Слика 3.45. Промена коефицијента дужине извијања  $\beta$  у функцији крутости  $K_R$  за једнослојни систем: а) према *методи коначних елемената*, б) одређено применом регресионе анализе

Изрази за нормализовану вредност критичне силе извијања шипа  $P_{cr}/P_E$  (3.67)÷(3.76) и за коефицијент дужине извијања  $\beta$  (3.81)÷(3.90) се могу директно примењивати у практичне сврхе за анализу стабилности витких шипова.

### 3.7.7 ЗАКЉУЧАК

Постојеће методе и нумерички модели презентовани у научним истраживањима, којих је и у иностраним публикацијама мало, третирају проблематику стабилности витког шипа применом математичких модела са одређеним симплификацијама. Истраживање презентовано у овој научној студији разматра комплексну проблематику анализе стабилности витког шипа применом *методе коначних елемената*. Формулисан је нов концепт за модификовану анализу стабилности 3Д модела шип-наглавна плоча-тло формиран од *солид* коначних елемената за два типа модела тла.

Истраживањем је показано да је примена софистицираних математичких модела и нумеричких анализа оправдана и неопходна у циљу квалитетније анализе стабилности витког шипа. Облик извијања шипа, у одређеним ситуацијама, се формира из већег броја полуталаса, а не из једног стандардног синусног полуталаса као код издвојених штапова. Усвајање претпоставки о извијању шипа у тлу као за издвојен штап са додатним побољшањем интеракције шип-тло може довести до конзервативних решења.

Применом обимних нумеричких и регресионих анализа развијени су изрази за нормализоване вредности критичне силе  $P_{cr}/P_E$  (3.67)÷(3.76) и коефицијенте дужине извијања  $\beta$  (3.81)÷(3.90) у функцији крутости  $K_R$ . Ови изрази се могу директно примењивати у практичне сврхе, за анализу стабилности витких шипова.

Из изложеног се види да на понашање шипа и наглавице утичу многи параметри укључивши стално померање слободног тла и крутост горње конструкције, тј. и кинематичка и инерцијална интеракција, па их код прорачуна сложених конструкција морамо увести у анализу. То је нарочито важно када се ради о тлу које је подложно ликвефакцији и код мостова већих распона. Ови проблеми, су према доступној литератури, и овде анализирана веома актуелни.

### 3. 8 АНАЛИЗА ИНТЕРАКЦИЈЕ ШИП – ТЛО – ШИП И ЕФИКАСНОСТ ГРУПЕ ШИПОВА

#### 3.8.1 УВОДНЕ НАПОМЕНЕ

Код шипова се, везано за сеизмичка дејства, примарно проучава њихов одговор на латерална (бочна) оптерећења, па је значајно понашање на хоризонтална дејства. При томе се разматра крутост шипа и његова веза са наглавницом и крутост тла око шипова. Поред тога, на понашање шипова утиче и крутост горње конструкције. Различито се понашају шипови слободни на глави и повезани са наглавницом (зглобно или круто) и да ли су појединачни или у групи. Зависно од односа сила – деформација тла шипови се деле на круте (кратки) и флексибилне (дугачке-најчешће витке). Кратки шипови су крути и инертни на ротацију под бочним оптерећењем без дисторзије њихове осе, а бочна ротације по дубини се одвија око центра ротације. Максимално хоризонтално оптерећење које може примити такав шип је ограничено хоризонталном реакцијом која се мобилизује на предњи део (фронт) шипа. Више о томе је презентирано у мом магистарском раду, 2005. У овом раду је шире анализирана интеракција шип – тло – шип често повезани у њиховој глави, често названи група шипова. Овом проблему је посвећен овај део дисертације.

Прорачунска анализа подразумева да се она користи за прелиминарни прорачун, на нивоу идејног пројекта. Овај приступи омогућују проширење и коришћење софтвера. За главни пројекат и задате конструкције морају се користити тачнији прорачун. Ова анализа је намењена сеизмичкој анализи мостова према Тајимију док је (Новак, 1991) разјаснио понашања групе шипова у еластичном тлу. Ове теоријске основе су обрађене у мноштву публикованих радова. Међутим, у овом делу рада су углавном коришћене теоријске основе дате у радовима (Пендер, 1993) и (Пендер, 2010). Овде су теоријске основе изложене у донекле модификованој форми и послужиле су за састављање програма у програмском језику Basic и Exelu, са циљем анализе групе шипова са неколико примера у кохерентном и некохерентном тлу. Резултати су презентирани графиконима и табеларно.

Земљотрес изазива хоризонтално смицање и моменат савијања у темељима на шиповима (ТШ), а често може изазвати и вертикално оптерећење. Моменат се може уравнотежити паром сила супротног знака које делују на шипове. Ове аксијалне силе, смичуће силе и моменти изазивају померања и ротације у шипу. Вредновање тих померања је значајно са геотехничког аспекта. Од значаја је одређивања крутости и капацитета за појединачни шип и групу шипова. Препоруке у раду (Пендер, 1993) верификоване резултатима теренских испитивања појединачног и шипова у групи, и анализима перформанси после неких земљотреса. Анализе се везује за услојени профил карактеристичних за већину локација. Ипак, реалнија процена крутости ТШ захтева увођење нелинеарне интеракције шипова и околног тла.

Оптерећења се везују за гранична стања ТШ: гранично стање употребљивости (ГСУ) и крајње гранично стање – лома (ГСЛ). Захтева се да шип остаје еластичан и да су деформације прихватљиве величине за ГСУ. За ГСЛ течење у шиповима је допуштено, а за значајне конструкције течење се не дозвољава на местима где је поправку тешко извести.

Дозвољава се појава нелинеарне деформације тла око шипа, а за ГСУ добију се максимални моменти савијања каде се јави течење или када се идентификује горња

граница својствене фреквенције ТШ. Овде се не разматра ликвефација тла. Сматра се да се при пројектовању ликвефација (Л) може предупредити побољшањем тла.

За крутост се користе димензије  $kN/m$  или  $kNm/rad$  а померање се изражава у метрима или радијанима. Повољније је користити  $mm$  и  $mrad = \text{mili} - \text{radian} = 0.06^\circ$  степени за померања, и  $kN/m$  или  $kNm/mrad$  за крутост. Модули тла изражавају се у  $MPa$  а оптерећења и моменти у  $kN$  и  $kNm$ . Крутост се изражава у  $kN/mm$  и  $kNm/mrad$  или  $MN/m$  и  $MNm/rad$ , померање у  $mm$  и ротација у  $mrad$ . За динамичке прорачуне користи се конзистентни сет јединица. Јединица за масу је тона која се спреже са  $kN$  као јединица за силу. Тако за динамичке прорачуне крутост се изражава са  $kN/m$  и  $kNm/rad$ .

### 3.8.2 МОДЕЛИ ЗА БОЧНУ КРУТОСТ ШИПОВА

Два стандардна модела за процену понашања бочно оптерећених шипова су: модел еластичног континуума (хомогени еластични и изотропни полупростор), они представљају тло у које су уграђени шипови. Напони и померања се простиру кроз тло и смањују се са повећањем одстојања од места деловања силе (еластични модел) и Винклеров модел представљен сетом независних дискретних опруга. Еластични модел резултира у мноштво једноставних једначина које се лако вреднују и користе се за прелиминарно пројектовање. Винклеров модел се користи за тло које је нехомогено и комплексно усложено, а користи се и за проучавање динамичког одговора групе шипова.

#### 3.8.2.1 Винклеров модел

Винклеров модел се често назива метода коефицијента  $k_s$  реакције тла. Тло око шипова моделира се као постељица преко независних опруга, тј. да коефицијент једне опруге не утиче на остале опруге. На овај начин битно се поједностављују математичке анализе. Анализа се заснива на изразу који се односи на померање у задатој тачци под константним притиском у тој тачци. Па је:

$$p = k_s \cdot w \quad (3.8.1)$$

где су:  $p$  - контактни притисак,

$w$  - деформација,

$k_s$  - коефицијент реакције постељице.

Када се разматра понашање шипова уграђених у Винклеров медијум, од интереса је дистрибуција реакције, тј. оптерећења по јединици дужине па се коефицијент реакције постељице множи са ширином шипа. За шип ширине  $D$  производ  $k_s D$  се назива модул реакције постељице и обележава се са  $k$ . За поједину опругу силе и померања су повезане са крутошћу опруге:

$$F = Kw \quad \text{или} \quad F = K\delta$$

За шип у Винклеровом медијуму, оптерећење по јединици дужине  $q$  и померање је повезано са модулом реакције подлоге:

$$q = p \cdot D = k_s \cdot w \cdot D = k \cdot w; \quad k = k_s \cdot D \quad (3.8.2)$$

Тако три параметра имају уобичајене симболе и следеће јединице:

- |                                |       |           |
|--------------------------------|-------|-----------|
| • Крутост                      | $K$   | $FL^{-4}$ |
| • Коефицијент реакције подлоге | $k_s$ | $FL^{-3}$ |
| • Модул реакције подлоге       | $k$   | $FL^{-2}$ |



Неки аутори за  $k_s$  користе ( $FL^{-3}$ ) као модул тла или модул реакције подлоге, док га неки називају коефицијент реакције подлоге. Термин коефицијент је, према (Пендер, 1993), прикладнији за  $k_s$  ( $FL^{-3}$ ) и модул за  $k$  ( $FL^{-2}$ ), ако се сачувају само јединице које означава параметар за нас је модул консистентан јер је за реч модул придружен Јанговом модулу или смичућем модулу.

Решење за шип у Винклером медијуму се изражава помоћу следећег параметра:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4E_p I_p}} \quad (3.8.3)$$

где су:  $E_p$  - Јангов модул за материјал шипа,

$I_p$  –моменат инерције пресека шипа.

Параметар  $\lambda$  има димензије  $L^{-1}$  и зависи и од карактеристика шипа и тла. Када је шип веома крут у односу на околно тло,  $\lambda$  је мало и оптерећење на главу шипа ће изазвати деформација на већем растојању од главе шипа. За релативно еластичан шип у односу на подлогу  $\lambda$  је велико и оптерећење ће имати само локални утицај на деформације и напоне.

(Hetenyi, 1946) је сугерирао следећу класификацију за крутост греде, засновану на параметру  $\lambda L$  (где је  $L$  дужина греде):

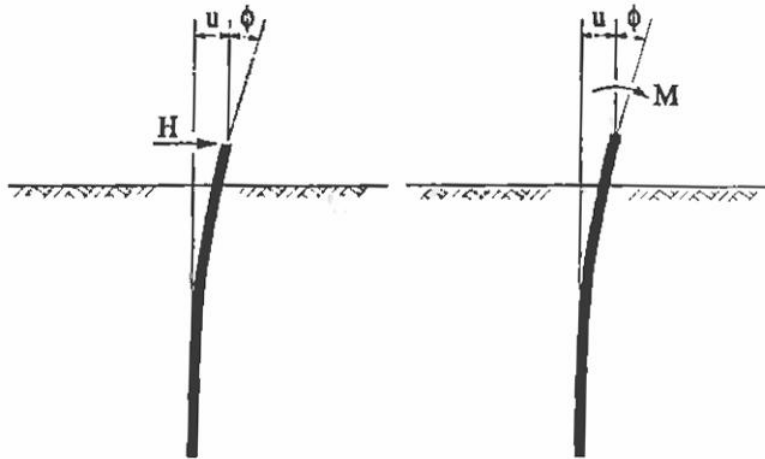
I	Кратка греда	$\lambda L \leq \pi/4$
II	Греда средње дужине	$\pi/4 \leq \lambda L \leq \pi$
III	Дуга греда	$\pi \leq \lambda L$

Проф. Д. Миловић је истраживао ове препоруке и предложио одговарајуће корекције. За кратке шипове савијање се може занемарити јер су веома мала у поређењу са деформацијама околног тла. Ако је шип крут померање је једноставног облика па се сходно томе реактивни притисак лако процењује. За дуге шипове сматра се да, ако оптерећење делује на једном крају оно се не преноси до другог краја. За шипове средње дужине захтевају се знатно шире анализа јер оптерећење нането на једном крају преноси се и преко другог краја. Од интереса је решење за полубесконачну греду на Винклеровој подлози. Hetenyi и (Lee и Harrison, 1970) су дали решење за разнолике случајеве коначних греда.

### 3.8.2.2 Полубесконачна греда

Полубесконачна греда је прва апроксимација за дуги шип. Решење са порастом дубине  $z$  мерено од главе шипа је дато у (Scott, 1981). Конвенција знакова позитивних дејстава дата је на сл. 3.1. Ови знаци су супротни у односу на оне код Scott -а. Може изгледати необично да се не односе на правац позитивних смичућих сила, али пошто је у питању *циклично дејство* и то је максимална вредност од највећег интереса него правац дејства. Разлог за коришћење конвенције знакова различито од стандардних датих у литератури о Винклер-овом моделу је прилагођена најбитнијој ситуацији оптерећења а то је када се хоризонтална сила нанесе на шип на одређеној дубини (растојању испод површине терена). Деформација/повијање и ротација на површини тла имају компоненте од смичућих сила и момената изазваних на површини, повољно је да конвенција буде таква, да свако од ових померања има исти знак. То значи да позитивни моменат

изазива хоризонтално померање и ротацију главе шипа у истом смеру као позитивна хоризонтална сила која, такође делује, на глави шипа слика 3.8.1



Слика 3.8.1 Конвенција знакова за позитивна дејства и померања главе шипа

Доње једначине користе следеће односе: нагиб  $\phi = du/dz$ , моменат  $M/EI = d\phi/dz$ , и смицање  $S = dM/dz$ . За позитивно померање главе шипа нагиб је увек негативан на глави шипа јер померање опада са порастом вредности  $z$ . Ради конзистентности која долази од надаље (доле) усвојено је да ротација главе шипа буде позитивна. То се постиже дефинишући да обртање пресека шипа буде једнака негативној вредност нагиба, тј.  $\theta = -\phi$ . За хоризонтално оптерећење,  $H$ , нането на главу шипа варирајући померања и др. дуж тела шипа је дато са:

$$u(z) = \frac{2\lambda H}{k} (\cos \lambda z) e^{-\lambda z} \quad (3.8.4)$$

$$\theta(z) = \frac{2\lambda^2 H}{k} (\cos \lambda z + \sin \lambda z) e^{-\lambda z} \quad (3.8.5)$$

$$M(z) = \frac{H}{\lambda} (\sin \lambda z) e^{-\lambda z} \quad (3.8.6)$$

$$S(z) = -H(\cos \lambda z - \sin \lambda z) e^{-\lambda z} \quad (3.8.7)$$

где је:  $u(z)$  - бочно померање шипа,

$\theta(z)$  - је ротација тела шипа (минус нагиба),

$M(z)$  - је моменат савијања, и

$S(z)$  - је смицање (смичућа сила).

За полубесконачни шип оптерећен смичућом силом померање греде зависи од  $k^{-3/4}$ , и зависи скоро директно од реципрочне вредности  $k$ , где је моменат мање осетљив на коефицијент, који бива  $k^{-1/4}$ . Избор модула реакције подлоге је много важнији за прорачун померања него прорачун момената.

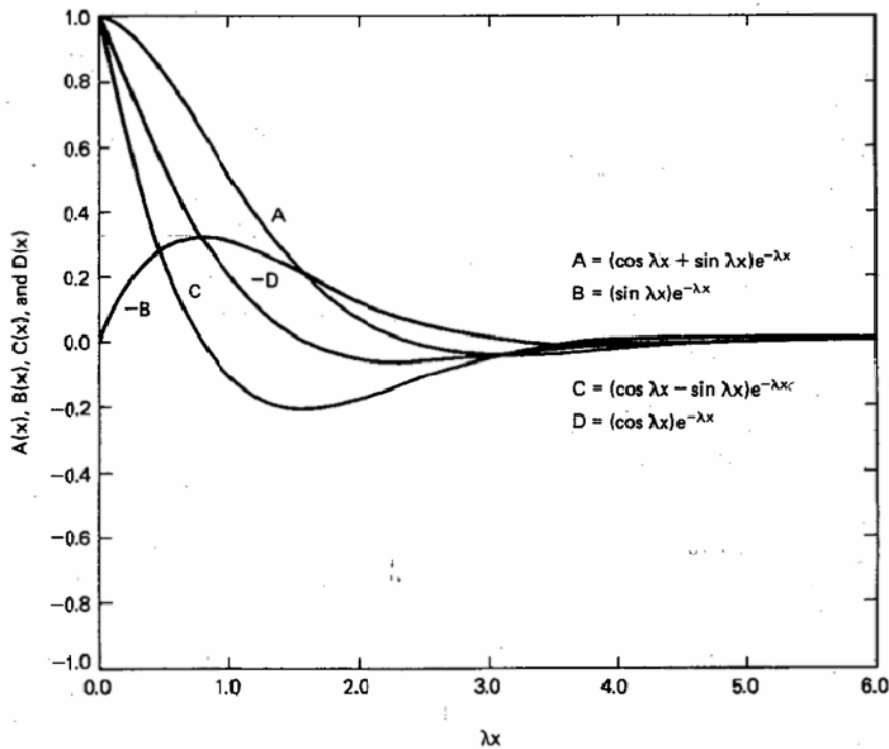
За моменат,  $M$ , нанет на главу шипа биће:

$$u(z) = \frac{2\lambda^2 M}{k} (\cos \lambda z - \sin \lambda z) e^{-\lambda z} \quad (3.8.8)$$

$$\theta(z) = \frac{4\lambda^3 M}{k} (\cos \lambda z) e^{-\lambda z} \quad (3.8.9)$$

$$M(z) = M (\cos \lambda z + \sin \lambda z) e^{-\lambda z} \quad (3.8.10)$$

$$S(z) = -2\lambda M (\sin \lambda z) e^{-\lambda z} \quad (3.8.11)$$



Слика 3.8.2 Функције промене померања, нагиба, и момента и смичућих сила у полу бесконачној греди на Винкеровој подлози.

Функције  $\lambda z$  која се јавља у изразима (3.8.4) до (3.8.7) су исте као оне у изразима (3.8.8) до (3.8.11) које су заједно презентирани на слици 3.2.

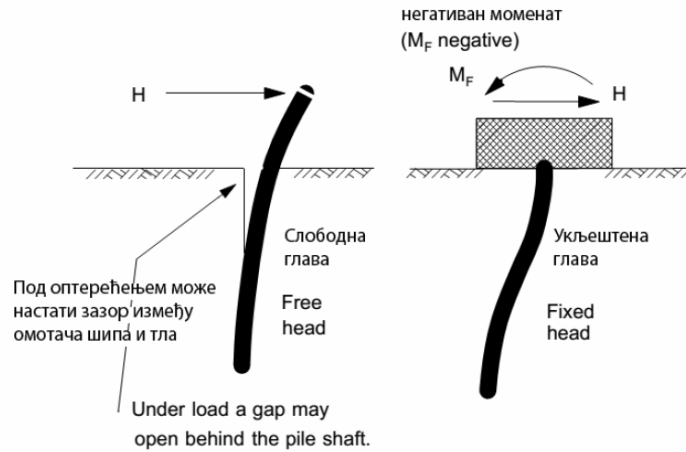
Место максималних момената налази се коришћењем трансформације израза (3.8.5) до (3.8.9) што је дато са:

$$\lambda z = \tan^{-1} \left( \frac{1}{1 + 2\lambda \frac{M}{H}} \right) \quad (3.8.12)$$

Уврштавањем овог израза у горње једначине добија се максимално моменат.

### 3.8.2.3 Слободна глава шипа и укљештени шип

На површини тла шип може бити слободан за ротацију или везан за темељну конструкцију (главу) па је ротација спречена. Тако долазимо до појма слободне главе шипа (под великим силама шип се одваја од тла) и укљештења у главу шипа. Ово је илустровано на слици 3.8.3. За укљештену главу шипа захтева се да моменат испуни услове компатибилности, тј. да ротација главе шипа буде једнака ротацији наглавнице шипова. Дијаграм момента укљештења је обрнутог смера од момента који изазива смичућа сила нанета испод површине терена, тако добија негативни знак.



Слика 3.8.3 Слободан шип (лево) у глави и укљештен шип у глави (десно)

Моменат укљештења се добија из суме израза 3.8.5 и 3.8.8.

$$\theta(z) = \left[ \frac{2\lambda^2 H}{k} (\cos \lambda z + \sin \lambda z) + \frac{4\lambda^3 M}{k} (\cos \lambda z) \right] e^{-\lambda z} \quad \text{често се обртање наглавице}$$

занемарује за  $z = 0$

$$\theta(0) = 0; \quad H(\cos \lambda z + \sin \lambda z) + 2\lambda M (\cos \lambda z) = 0$$

Ово резултира изразима:

$$M_F = -\frac{H}{2\lambda}; \quad u_F = \frac{\lambda H}{k} \quad (3.8.13)$$

Где су:  $M_F$  и  $u_F$  су моменат укљештења и бочно померање, респективно.

### 3.8.3 ШИП УГРАЂЕН У ТЛО МОДЕЛИРАНО КАО ЕЛАСТИЧНИ КОНТИНУМ

Често коришћена метода за процену понашања оптерећеног шипа је заснована на претпоставци да је тло у које је шип уграђен еластичан материјал. Аутори (Poulos и Davis, 1989) су дали већи број корисних решења овог типа. Даљи развој је уопштење решења за еластична померања шипова у облику једноставних израза и лакшег коришћења. У овом одељку приказан је сет једначина које дају померање и ротацију главе шипа, и  $\max \Sigma$ . За еластични шип укљештен у еластично тло и оптерећена на глави шипа померање  $u$  и ротација  $\theta$  линије терена (тла) биће:

$$u = f_{uH} H + f_{uM} M \quad (3.8.14)$$

$$\theta = f_{\theta H} H + f_{\theta M} M \quad (3.8.15)$$

где су:

$H$  хоризонтално оптерећење, а

$M$  нанети моменат, а

$f_{uH}, f_{uM}, f_{\theta H}, f_{\theta M}$  су коефицијенти флексибилности.

Из теореме реципроцитета је  $f_{\theta H} = f_{\theta M}$

За дугачак шип коефицијенти флексибилности су функција односа Јангових модула шипа и тла, Поасоновог и Јанговог модула тла и пречника шипа. За кратки шип дужина шипа захтева се израз за флексибилност.

Решење се добија из резултата прорачуна граничних елемента и/или методе коначних елемената, а еластични шип кружног пресека уграђен је у еластични медијум. На резултате утичу: Јангов модул шипа и Јангов модул тла, Поасонов однос тј. они су главни фактори који утичу на резултат. Међутим, утицај Поасоновог односа тла није велики и надаље се не узима у обзир, а неки изрази из друге литературе садрже и Поасонов однос.

Са решењем за ротацију главе и бочно померање шипа коначне дужине, процењује се утицај пораста дужине шипа на померање. Ако дужина шипа превазиђе критичну вредност онда преостала дужина може бити занемарена. То условљава увођење активне дужине шипа, када је дужине већа него за дуги шип и када је коефицијент флексибилности независан од дужине шипа. Овај концепт су увели (Kuhlemeyer, 1979) и (Randolf, 1981) који дефинишу ефективну дужину као дубину у којој су бочне деформације један хиљадити од дефлекције главе шипа.

Коефицијенти флексибилности дугачког шипа се изражава у облику односа Модула:

$$K = E_p/E_s \quad K = E_p/E_{s(na z=D)} \quad (3.8.16)$$

Где је

$E_p$  - Јангов модул материјала шипа, а

$E_s$  - Јангов модул тла.

Једначине су изведене за шип кружног пресека. За остале пресеке еквивалентне вредности  $E_p$  добија се изједначавањем  $E_p I_p$  за односни шип са оним-шипом који има пречник једнак ширини шипа. Па следи:

$$E_p = \frac{(EI)_{pile\,actual}}{\frac{\pi D^4}{64}} \quad (3.8.17)$$

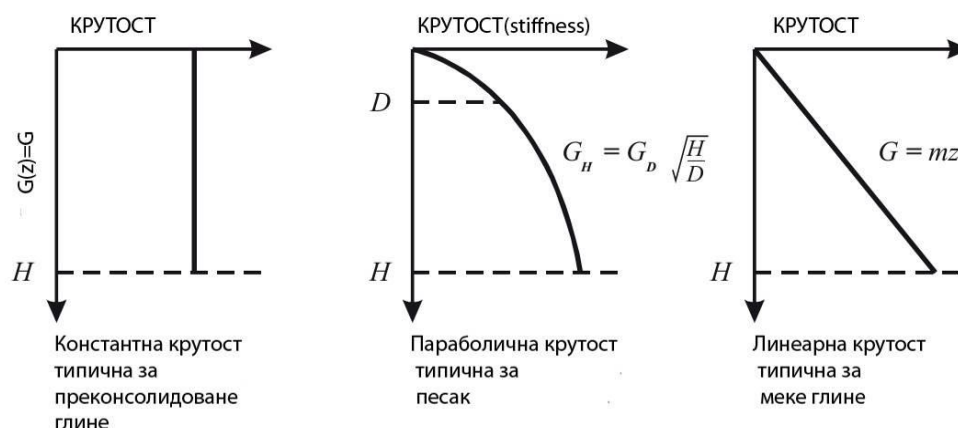
Глава шипа може бити оптерећена смичућом силом или моментом или са обоје. Смичуће силе које делују на шип изнад површине терена повољније је изразити резултујући моменат главе шипа изразити са ексцентрицитетом дефинисаним на следећа два начина:

$$e = \frac{M}{H} \quad f = \frac{M}{DH} = \frac{e}{D} \quad (3.8.18)$$

### 3.8.3.2 Бочно еластично померање дугог појединачног шипа

Овде су приказани резултати за три расподеле модула тла са слике 3.8.4. Како је показано на слици је приказана равномерна расподела Јангов-ог модула тла по дубини, параболична расподела и линеарна расподела по дубини. Оне треба да репрезентују расподелу конкретних услова профила у тлу. Расподеле за недренирану смичућу чврстоћу и преконсолидоване глине се апроксимирају константном расподелом нарочито близу површине терена; нормално консолидоване глине имају линеарно повећање по дубини у недренираној смичућој чврстоћи и сличну расподелу Јангов-ог модула. Линеарна расподела је својствена и за некохерентна земљишта у области

умереног нивоа дилатација. Најзад параболична расподела је репрезентативна за некохерентна земљишта при малим дилатацијама.



Слика 3.8.4 Расподела крутости по дубини профила

### Константни модул тла по дубини

Једначине за овај профил модела тла дали су (Davies и Budhu, 1986) у облику:

$$K = \frac{E_p}{E_s} \quad (3.8.19)$$

Активна дужина шипа је:

$$L_a = 0.50DK^{0.36} \quad (3.8.20)$$

Ако је стварна дужина већа од вредности добијене горњим изразом (3.8.20) шип је „дуг“ па се за коефицијенте флексибилности користе изрази:

$$f_{uH} = \frac{1.3K^{-0.182}}{E_s D}$$

$$f_{uM} = f_{\theta H} = \frac{2.2K^{-0.455}}{E_s D^2} \quad (3.8.21)$$

$$f_{\theta M} = 9.2 \frac{K^{-0.727}}{E_s D^3}$$

Место максималног момента у пресеку шипа је дато изразом:

$$L_{M \max} = 0.40L_a \quad (3.8.22)$$

Магнитуда момента се добија из:

$$M_{\max} = I_{MH} DH \quad M_{\max} = (0.12 + 0.24f + 0.1f^2) K e^{(-1.3-0.34f)} DH$$

$$I_{MH} = aK^b$$

$$a = 0.12 + 0.24f + 0.1f^2 \quad (3.8.23)$$

$$b = e^{(-1.3-0.34f)}$$

Ако је  $I_{MH}$  веће од 6,  $\max M$  је једнак моменту у глави шипа, тако је  $I_{MH} = f$ .

У раду (Пндер, 1993) показано је да Винклеров модел и модел еластичног континуума дају блиске резултате.

Једначине (3.8.21) и (3.8.23) су за случај слободне главе шипа. За укљештење у глави услови Davies-а и Budhu-а дају следеће вредности за померање главе:

$$u_F = f_{FH} H \quad f_{FH} = \frac{0.80K^{-0.18}}{E_S D} \quad (3.8.24)$$

Моменат укљештења ће бити:

$$M_F = I_{MH} DH \quad I_{MF} = 0.24K^{0.27} \quad (3.8.25)$$

Први корак је користити услове за укљештења у глави да је ротација главе шипа једнака нули да би одредили моменат укљештења. Преуређењем израза (3.8.15) добија се:

$$M_F = -f_{\theta H} H / f_{\theta M}$$

Сада заменом овог израза у израз 3.14 добија се:

$$u_F = (f_{uH} - f_{uM} f_{\theta H} / f_{\theta M}) H$$

$$\theta_F = (f_{\theta H} - f_{\theta M}^2 / f_{\theta M}) H$$

После одговарајућих замена из једначине 3.21 добија се тражени резултат.

Овај пример показује да случај укљештења у глави може се решити лакше са првим принципом. Једначине као што су (3.8.24) и (3.8.25) су само погодније.

### **Линеарна промена модула тла по дубини**

Релевантне једначине за моделе профила тла дали су (Budhu и Davies, 1987 и 1988). За овај случај Јангов модул тла и крутост су:

$$E_S = mD \quad K = \frac{E_P}{mD} \quad (3.8.26)$$

Где је  $m$  ранг повећања Јанговог модула са дубином.

Budhu и Davies су дали вредности  $m$  за песак различите збијености. То је одговарајуће за статичко оптерећења шипова али не и за динамичке побуде шипова уграђене у растресити потољен песак. Активна дужина шипа је:

$$L_a = 1.3DK^{0.222} \quad (3.8.27)$$

Коефицијенти флексибилности су дати као:

$$f_{uH} = \frac{3.2K^{-0.333}}{mD^2}$$

$$f_{uM} = f_{\theta H} = \frac{5.0K^{-0.556}}{mD^3} \quad (3.8.28)$$

$$f_{\theta M} = 13.6 \frac{K^{-0.778}}{mD^4}$$

Положај максималног момента у шипу је дат преко:

$$L_{M \max} = 0.41L_a$$

$$M_{\max} = I_{MH}DH \quad (3.8.29)$$

$$I_{MH} = aK^b$$

$$a = 0.6f$$

$$b = 0.17f^{-0.3} \quad (3.8.30)$$

Ако је  $I_{MH}$  веће од 8 користи се вредност 8.

Горње једначине се односе на случај слободне главе шипа. За услове укљештења Дејвис и Буду су дали следеће релације за померања:

$$u^F = f_{FH}H \quad f_{FH} = \frac{1.35K^{-0.333}}{mD^2} \quad (3.8.31)$$

Моменат укљештења се налази из:

$$M^F = -I_{MF}HD \quad I_{MF} = 0.37K^{0.222} \quad (3.8.32)$$

### **Параболична промена модула тла са дубином**

Параболична примена примењује се код песковитог тла за мале нивое дилатација

Јангов модул тла и крутост су:

$$E_S = E_{SD} \sqrt{\frac{z}{D}}$$

$$K = \frac{E_P}{E_{SD}} \quad (3.8.33)$$

Где  $E_{SD}$  је Јангов тла на дубини  $D$ .

У овом случају релевантне једначине добио је (Gazetash, 1990). Активна дужина добија се у вредности добијене са (3.8.20) за униформну расподелу модула и из (3.8.27) за линеарну промену модула (када је  $E_S = mD$ ).

Коефицијенти флексибилности добијени инверзијом (Gazetash, 1990) коефицијенти крутости главе шипа дати су са:

$$f_{uH} = \frac{2.14 \cdot K^{-0.29}}{E_{SD}D}$$

$$f_{uM} = f_{\theta H} = \frac{3.43 \cdot K^{-0.53}}{E_{SD}D^2} \quad (3.8.34)$$

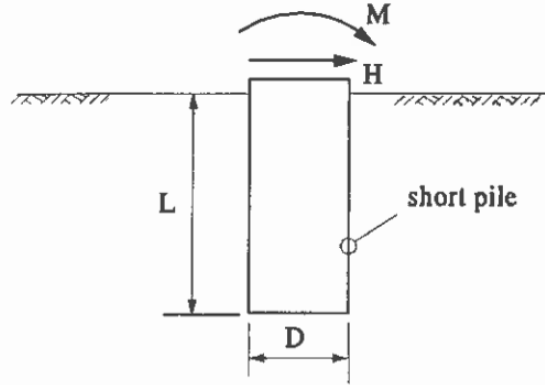
$$f_{\theta M} = \frac{12.16 \cdot K^{-0.77}}{E_{SD}D^3}$$

Једноставни изрази за место  $\max M$  и магнитуду момента нису расположиви за овај случај.



### 3.8.3.3 Кратки шип

Када је дужина шипа мања од активне дужине дате са (3.8.20) и (3.8.27) шип је кратак. За ову ситуацију (слика 3.8.5) изразе за прорачун су предложили (Carter и Kulhaweу , 1992).



Слика 3.8.5 Кратки шип уграђен у профил тла

#### Кратки шип у тлу са константним модулом

Када је крутост шипа много већа од крутости тла у које је уграђен, деформације крутог шипа су такве, да омогућују упрошћену анализу (Carter и Kulhaweу , 1992) су предложили да се то може користити ако је испуњен услов, тј. следећа неједнакост:

$$L_r \leq 0.07 \cdot D \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^{0.5} \quad (3.8.35)$$

Однос дужине и пречника је веома битан за кратки шип и обележава се са:

$$\mathfrak{L} = \mathcal{L} = \frac{L}{D} \quad (3.8.36)$$

Коефицијенти флексибилности дати су са:

$$f_{UH} = \frac{0.70 \mathcal{L}^{-0.33}}{E_{SD} D} \quad f_{UM} = f_{\theta H} = \frac{0.4 \mathcal{L}^{-0.88}}{E_{SD} D^2} \quad f_{\theta M} = \frac{0.60 \mathcal{L}^{-1.67}}{E_S D^3} \quad (3.8.37)$$

Пошто се шип деформише на специфичан начин, тј. као круто тело које ротира, а тачка ротације ( $u(z) = 0$ ) је на одстојању од површине терена:

$$z_c / D = \frac{0.3 \cdot \mathcal{L}^{-0.33} + 0.5 \cdot f \cdot \mathcal{L}^{-0.88}}{0.5 \cdot \mathcal{L}^{-0.88} + 0.3 \cdot f \cdot \mathcal{L}^{-1.67}} \quad (3.8.38)$$

(Carter и Kulhaweу , 1992) назначили су да горњи израз важи за  $1 \leq \mathcal{L} \leq 10$ , и  $E_p / E_s \geq 1$ , цитирано према (Пендер, 1993).

#### Шип средње дужине

Једначина 3.35 ефективно даје горњу границу дужине апроксимативно као кратког шипа, а једначина 3.20 даје доњу границу дужине флексибилног шипа. Између ових граница је шип са средњом дужином. Бочно савијање ових шипова ће бити веће него

кратких шипова (јер шипови средњих дужина нису крути). (Carter и Kulhaweу , 1992) су предложили да се угиб шипа средње дужине процени као 1.25 пута других: предвиђање бочног померања крутог шипа исте дужине према пречнику ( $\mathcal{L} = \mathfrak{Z}$ ) актуелног шипа, или предвидети померања флексибилног тела са истим односом модула ( $K = E_p/E_s$ ) као разматрани шип.

### 3.8.4. УПОРЕЂЕЊЕ АНАЛИЗА ЕЛАСТИЧНИМ КОНТИНУУМОМ И WINKLER-ОВИМ МОДЕЛОМ

Прорачун интеракције између бочно оптерећеног шипа и еластичног полупростора компликује се због континуитета материјала око шипова. Неки прорачуни су једноставни ако се реакција подлоге (медија) моделира Винклеровим медијумом (као напред-горе). Питање је како ова два медијума упоредити. За флексибилан шип то је проучио (Весић, 1960).

(Весић, 1960) је упоредио решења за бесконачну греду постављену на еластични полупростор са гредом на Винклеровој подлози, цитирано према (Пендер, 1993). Да би омогућио то предложио је везу између  $k$  који се појављује код Винклер-ове анализе и карактеристика материјала за еластични континуум:

$$K_i = \frac{0.65 E_s}{1 - \nu_s^2} \sqrt[12]{\frac{E_s D^4}{E_p I_p}} \quad (3.8.39)$$

где су  $E_s$  и  $\nu$  карактеристике подлоге. Овај однос даје вредности за  $k$  ако се грбо може прихватити да је он једнак са  $E_s$ .

Да би се упоредили случајеви шипова уграђених у Винклеровом и еластичном континууму потреба је ићи један корак даље што дозвољава чињеница да тло цело делује око шипа, а не само са једне стране. У том смислу модул реакције подлоге који се користи у случају шипова је двоструко већи него што то даје израз (3.8.39). То није могуће узети као егзактно за оба померање и максимални моменат, па (Пендер, 1993) предлаже да се  $k$  добијено из израза (3.8.39) дуплирати да би се урачунао ефекат околног тла. Исто тако су и (Макрис и Газетас, 1992) предложили за  $k = 1.2 E_s$  што даје око два пута већу вредност него коришћењем израза (3.8.39) и тако се претпоставља интеракција са тлом око и иза шипа. Све то се заснива на претпоставци да је тло у контакту са предње и стране тела шипа. Близу површине терена то не мора бити тачно, нарочито за велика оптерећења, када се дешава одвајање (слика 3.8.3). То одвајање („gapping“) мења крутост шипа.

#### Концепт еквивалентне конзоле

Представљање главе шипа као еквивалентне конзоле је популарна и предложили су је (Edmonds и др. 1980), а „оживео“ је (Dowrick , 1987). Овај поступак није задовољавајући јер различите дужине конзола су потребне зависно од тога да ли се траже мах моменти или мах померања која се моделирају. У суштини, концепт може довести до заблуда ако је дужина конзоле краћа од активне дужине шипа.

#### Крутост главе шипова

Матрица крутости главе шипова се одређује инверзијом матрице (кофицијената) флексибилности  $2 \times 2$ :

$$\begin{bmatrix} K_{HH} & K_{HM} \\ K_{MH} & K_{MM} \end{bmatrix} = \frac{1}{(f_{uH}f_{\theta M} - f_{uM}^2)} \begin{bmatrix} f_{\theta M} & -f_{uM} \\ -f_{\theta H} & f_{uH} \end{bmatrix} \quad (3.8.40)$$

Где:  $K_{HH}$ ,  $K_{HM}$ ,  $K_{MH}$ ,  $K_{MM}$  су коефицијенти крутости главе шипа, а на основу теореме реципроцитета  $K_{HM} = K_{MH}$ .

$$f_{uH}f_{\theta M} - f_{uM}^2 = \det[f_{ij}], \text{ за } f_{uM} = f_{\theta H}$$

$$K_{HH} = f_{\theta M} / (f_{uH}f_{\theta M} - f_{uM}^2)$$

$$K_{MM} = f_{uH} / (f_{uH}f_{\theta M} - f_{uM}^2)$$

$$K_{HM} = -f_{uM} / (f_{uH}f_{\theta M} - f_{uM}^2)$$

Први стубац (колона) матрице крутости даје дејства на главу шипа које се генеришу за јединично померање нането на главу шипа са ротацијом која је једнака нули. Други стубац даје дејства на главу шипа које се генеришу за јединичну ротацију са померањем које је једнако нули.

Често програми за конструкцијску анализу допуштају ослањање на опругу. То се може користити код приказивања елемената (везе) темеља (са глом). У случају укљештења у главу све ово захтева крутост еквивалентне бочне опруге која је  $K_{HH}$  из матрице крутости главе шипа.

Следећи случај је слободна глава шипова у којој хоризонтална сила може бити нанета на или испод површине терена. У случају када глава шипа ротира, еквивалентна хоризонтална крутост ће бити мања него  $K_{HH}$ , а ротациона крутост мања од  $K_{MM}$ .

Могу се добити еквивалентне крутости проширењем дејстава на главу шипа у смислу крутости и померања:

$$H = K_{HH}u + K_{HM}\theta \quad (a)$$

$$M = K_{HM}u + K_{MM}\theta \quad (b)$$

Најпре се решава  $\theta$  из (b):

$$\theta = (M - K_{HM}u) / K_{MM}$$

$$H(1 - eK_{HM} / K_{MM}) = u(K_{HH} - K_{HM}^2 / K_{MM})$$

Из чега је еквивалентна крутост главе шипа:

$$K_h = \frac{H}{u} = \frac{K_{HH}K_{MM} - K_{HM}^2}{K_{MM} - eK_{HM}} \quad (kN/mm) \quad (3.8.41)$$

Где је  $K_h$  хоризонтална (кондензована) крутост слободне главе шипа (за познати ексцентрицитет, као однос момента и хоризонталне силе).

Еквивалентна ротациона крутост главе шипа добија се на сличан начин почевши од коришћења израза (a) и решавање заменом у израз (b):  $u = (H - \theta \cdot K_{HM}) / K_{HH}$ ,

$$M = K_{HM}(M/e - \theta \cdot K_{HM}) / K_{HH} + K_{MM}\theta,$$

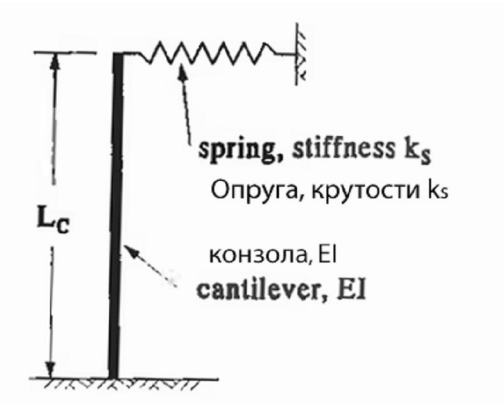
$$M(1 - K_{HM}/eK_{HH}) = (-\theta \cdot K_{HM}^2) / K_{HH} + K_{MM}\theta$$

$$K_{\theta} = \frac{M}{\theta} = \frac{K_{HH}K_{MM} - K_{HM}^2}{K_{HH} - K_{HM}/e}. \quad (3.8.42)$$

Где је  $K_{\theta}$  ротациона крутост слободне главе шипа.

Напомена: Еквивалентна крутост главе шипа дата је једначином 3.41 и 3.42 као функција односа момента и хоризонталне силе,  $e$ .

Улазни подаци у типичним програмима у конструкцијској анализи су линеарне и ротационе опруге. Тако се могу доста лако спецификовати  $K_{HH}$  и  $K_{MM}$ , али тешкоће се јављају јер  $K_{HM}$  није моделирано опругама.



Слика 3.8.6 Конзола са опругом која репрезентује крутост главе шипа

Могуће је узети ефекте релативне крутости коректно ако се шип представи конзолом са хоризонталном опругом како је то приказано на слици 3.8.6. Метод операција је препоручио (према Пендеру) Webb. Матрица крутости за комбинацију конзоле и опруге је:

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{L_c^3} + k_s & -\frac{6EI}{L_c^2} \\ -\frac{6EI}{L_c^2} & \frac{4EI}{L_c} \end{bmatrix} \quad (3.8.43)$$

Где су:  $EI$  - карактеристика пресека (крутост) конзоле,

$L_c$  - дужина конзоле,

$K_s$  - је крутост опруге на врху конзоле.

Могу се одредити три непознате у једначини (3.8.43) и добити, изједначавањем чланова са коефицијентима матрице крутости главе шипа.

Међутим, једначина (3.8.43) само користи оруђе конзоле и опруге којима се коректно репрезентује коефицијенте крутости главе шипа.

### 3.8.5 СТАНДАРДНИ МОДЕЛ ЗА АКСИЈАЛНУ КРУТОСТ ШИПА

Код Winkler-овог модела интеракција шипа и тла се моделира дискретним опругама. Концепт је сличан као за латерално оптерећење, напред приказано, само су у овом случају опруге оријентисане у правцу осе шипа по његовом омотачу. Решење за овај случај је дао (Scott, 1981).

Код примене Еластичног континуума вертикалне крутости (у случају групе шипова) презентована са три могућа профила тла илустровани на слици 3.8.4. Они се користе зависно од природе (са и без кохезије) и квалитета тла. Аксијална крутост се разликује од бочне крутости јер се код њих интеракција са околним тлом не локализује близу главе шипа већ се распоређује по целој висини тела шипа. Због тога се концепт активне дужине шипа за аксијалну крутост шипа разликује од концепта хоризонталне. Израз за крутост је дао (Gazetas, 1991). Надаље, (Пендер, 1983 наводи да су Randolph и Wroth, 1978 и 1979) предложили изразе за аксијалну крутост шипа у тлу чији се профил произвољно мења по дубини. За неке специфичне случајеве може се користити поступак (Poulos и Davies, 1980). Различито се понашају „стојећи“ (носе претежно базом) и „лебдећи“ који носе трећем по бочним површима тала шипа. Овде су дати изрази за сва три профила крутости тла по дубини (константна, линеарна промена и параболична промена).

### Лебдећи шип

Код лебдећих шипова нема наглих промена карактеристика материјала на крају шипа. Супротно томе је стојећи шип који пролази кроз профил тла, а ножица носи ослањањем на носећу подлогу (стену).

*Константни модул тла са дубином*

За овај случај (Газетас, 1991) је предложио следећи израз за аксијалну крутост:

$$K_v = 1.9 \cdot E_s D \cdot \mathcal{L}^{0.67} \cdot k^{-b} \quad (3.8.44)$$

Где је  $K_v$  аксијална крутост шипа

$$b = \mathcal{L} / k, \quad \mathcal{L} = \mathfrak{Z} = L/D$$

а остала обележавања су као у изразима приказана напред.

*Линеарна промена модула тла са дубином*

За овај случај (Газетас, 1991) је предложио следећи израз за аксијалну крутост:

$$K_v = 1.8 \cdot E_{SL} D \cdot \mathcal{L}^{0.55} \cdot \mathfrak{R}^{-b} \quad (3.8.45)$$

Где је  $E_{SL} = mL$  модул тла на (врху) шипа, а  $\mathfrak{R} = k = E_p / E_{SL}$

*Параболична промена модула тла са дубином*

За овај случај (Газетас, 1991) препоручује да се аксијална крутост одреди према:

$$K_v = 1.9 \cdot E_{SL} D \cdot \mathcal{L}^{0.60} \cdot \mathfrak{R}^{-b} \quad (3.8.46)$$

Где је  $E_{SL}$  модул тла на врху (tip) шипа  $E_{SL} = E_{SD} \sqrt{\mathcal{L}}$

Ови изрази су за профил тла са једноликом расподелом  $E_s$  и дају веће вертикалне крутости, а за линеарну расподелу дају мање вредности. Метод за процену вертикалне крутости у профилу тла са произвољном променом  $E_s$  по дубини дали су (према Пендеру) Randolph и Wroth.

### „Стојећи“ шип

Према Пендеру, Kulhawy и Carter, адаптирали су израз за аксијалну крутост притиснутог шипа који су дали Randolph и Wroth (1978) за случај када је испод шипа

крући материјал. На слици 4.1 приказана је ситуација модела. Преформулисане су ознаке (терм) па једначина гласи:

$$K_v \text{ end bearing} = \left( \frac{E_s D}{1 + \nu_s} \right) \cdot \frac{\Omega + \frac{\mathcal{L} \Xi}{\zeta}}{1 + \frac{4 \Omega \mathcal{L} \Xi}{\pi K (1 + \nu_s)}} \quad (3.8.47)$$

Где су:  $\Omega = \xi (1 + \nu_s) / (1 - \nu_B^2)$

$\xi$  однос Јангових модула за носећи слој и тло  $\xi = E_B / E_{SD}$

$\nu_s$  је Поасонов коефицијент за тло

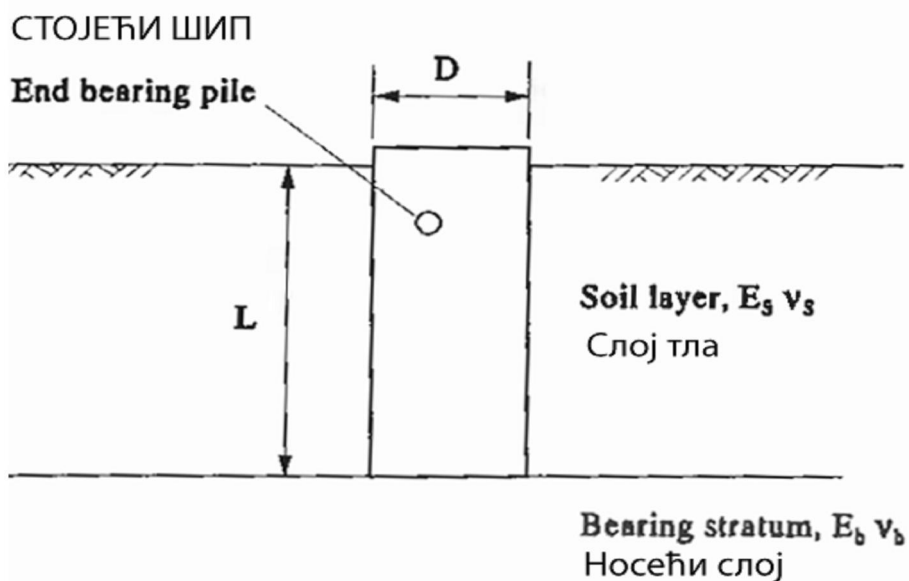
$\nu_B$  је Поасонов коефицијент за носећи стратум (слој у којем је база )

$\Xi = \text{tgh}(T) / T$

$T = 2 \mathcal{L} \cdot [\zeta (1 + \nu_s) K]^{-0.5}$

и  $\zeta = \ln[5(1 - \nu_s) \mathcal{L}]$

Ова једначина примењују се када је модул тла константан са дужином.

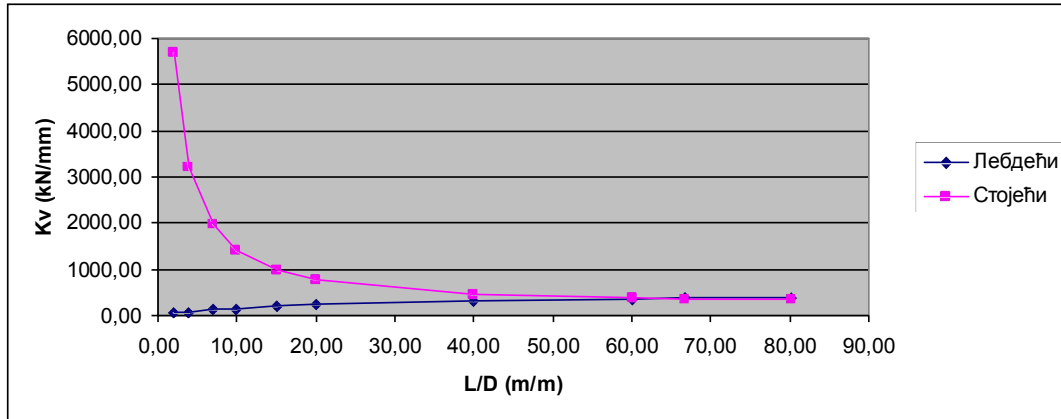


Слика 3.8.7 Стојећи шип у двослојном профилу

Користећи једначину (3.8.44) и (3.8.45) може се илустровати ефекат различитих односа на вертикалну крутост „лебдећег“ и „стојећег“ шипа. Уз претпоставку да карактеристике тла и шипова утичу више него дужина. Узевши за модул носећег стратума да је 1000 пута већи од тла и Поасонов однос за тло и носећи стратум ће бити 0.5. Ово је илустровано **нумеричким примерима**, а резултати анализе су приказани графички или табеларно.

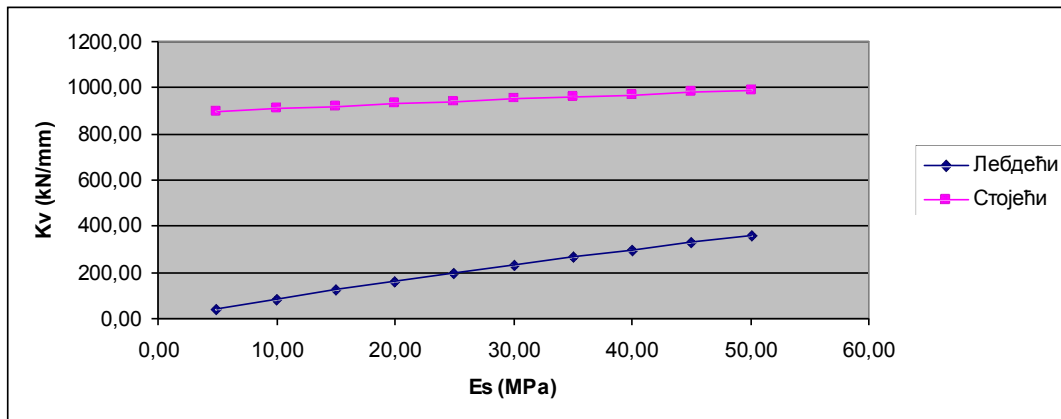
Промена вертикалне крутости лебдећег и стојећег шипа у зависности од промене модула горњег слоја тла, и нумеричке анализе, приказана је на слици 3.8.8. У овој анализи усвојено је да је модел горњег слоја тла је са константном крутошћу. Вариран је однос дужине према пречнику шипа у интервалу од 2,5 до 80. Шип је

пречника  $D = 0,75(\text{m})$ ; дужине  $L = 1,5(\text{m})$ ; Модул тла  $E_s = 25(\text{MPa})$ ; Поасонов број тла  $\nu_s = 0,5$  и базе  $\nu_b = 0,5$ ; Модул шипа  $E_p = 25000(\text{MPa})$ ; Модул тла у којем је база  $E_b = 25000(\text{MPa})$ ;



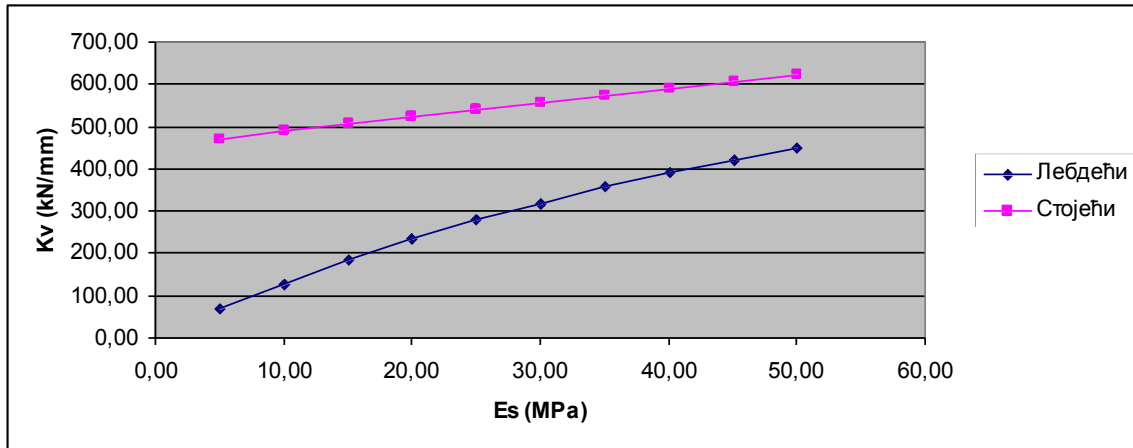
Слика 3.8.8 Промена вертикалне крутости лебдећег и стојећег шипа у зависности од промене модула горњег слоја тла.

Промена вертикалне крутости лебдећег и стојећег шипа у зависности од промене модула. Модул тла  $E_s$  је вариран у интервалу од 5 до 55 (MPa). Шип је пречника  $D = 0,75(\text{m})$ ; дужине  $L = 12(\text{m})$ ; Поасонов број тла  $\nu_s = 0,5$  и базе  $\nu_b = 0,5$ ;  $E_p = 20000(\text{MPa})$ ;  $E_b = 25000(\text{MPa})$



Слика 3.8.9 Промена вертикалне крутости лебдећег и стојећег шипа у зависности од промене модула.

Промена вертикалне крутости лебдећег и стојећег шипа у зависности од промене модула је проучена са следећим параметрима: Модул тла  $E_s$  је вариран у интервалу од 5 до 55 (MPa). Шип је пречника  $D = 0,75 \text{ m}$ ; дужине  $L = 24 \text{ m}$ ; Поасонов број тла  $\nu_s = 0,5$  и базе  $\nu_b = 0,5$ ;  $E_p = 20000 \text{ MPa}$ ;  $E_b = 20000 \text{ MPa}$



Слика 3.8.10 Промена вертикалне крутости лебдећег и стојећег шипа у зависности од промене модула

Из резултати анализе евидентно је да са повећањем дужине шипа са 12 на 24 метара вертикална крутост лебдећег шипа расте. Насупрот томе повећањем дужине шипа са 12 на 24 метара вертикална крутост стојећег шипа опада. Објашњење за ово је чињеница што је модул тла у којем се налази база, истих или скоро истих карактеристика као и модул шипа. То заправо значи да је носећи слој ближе површини тла. Овај закључак важи и за дијаграм зависности  $K_v$  према  $L/D$ .

### 3.8.6 КРУТОСТ ГРУПЕ ШИПОВА

#### 3.8.6.1 Опште

Напред је наглашено да се овде разматрају два модела за представљање интеракције тло-шип. Пошто се Винклеровим моделом не може обухватити интеракција између суседних шипова, препоручује се коришћење модела еластичног континуума јер се њиме то може обухватити. Деформацијама шипа под оптерећењем придружују су деформације тла које их окружује и које опадају са повећањем растојања од шипа. На тај начин оптерећење које делује на један шип изазваће померање суседних шипова. Величина овог померања зависи од растојања између шипова и карактеристика шипова у односу на својства тла у које су шипови уграђени. Ефекти (утицај) суседних шипова се квантификује користећи фактор интеракције који су дефинисали Poulos и Davis (1980), као:

$$\alpha = \frac{\text{Померање изазвано јединичним дејством на суседни шип}}{\text{Померање шипа под јединичним дејством на глави}} \quad (3.8.48)$$

$\alpha$  = је количник померања изазваног јединичним дејством на суседни шип и померања шипа под јединичном дејством на главу шипа.

Вредност  $\alpha$  зависи од односа размака и пречника шипова и од релативне крутости шипа и тла. Када се растојање повећава  $\alpha$  тежи нули. Померање одређене групе шипова се добија коришћењем принципа суперпозиције. Poulos и Davis су предложили бројне шеме (chart) којима се фактори интеракције могу бити обухваћени чије алтернативе су изнете доле (у даљем тексту).

Различите конфигурације за групе шипова представљене су на слици 3.8.11. Специјалан случај је укљештене главе шипова у наглавницу. За случај слободно стојећих шипова и



наглавнице потребно је направити разлику група шипова које имају контакт са тлом испод њих и које немају.

Фактор интеракције потребан за интеракцију шип-шип под вертикалним, хоризонталним оптерећењем и моментом савијања. Надаље се третирају различити случајеви. Прорачунати су спроведени за групе од 2x2 и 3x3 шипа. Проширење на случајеве за групе које нису квадратни или који имају више шипова је објашњено. У нумеричким анализама претпостављено је да су наглавнице шипова круте, што је у пракси најчешћи случај. За овај случај потребно је одредити крутост групе шипова.

### 3.8.6.2 Вертикална крутост групе шипова

Вертикално слегање одређеног шипа у групи је дата изразом:

$$w_k = w_1 \left( \sum_{j=1}^n V_j \alpha_{vkj} \right) \quad (3.8.49)$$

где су  $w_1$  слегање шипа под јединичним оптерећењем =  $1/K_V$  (појединачног шипа),

$V_j$  је вертикална сила коју носи  $j$ -ти шип,

$\alpha_{vkj}$  – је фактор интеракције између шипова  $k$  и  $j$ , =1 када је  $k = j$ .

У раду (Randolf и Wroth, 1979) предложен је једноставан начин за процену фактора интеракције између крутих шипова. Они су развили изразе за вертикалну крутост појединачног шипа и групу од 2x1 шип. Одатле је вертикални интеракциони фактор једнак:

$$\alpha_V = \frac{1 - \frac{s}{(D/\pi + s)} + \pi(1-\nu)\rho \mathcal{L} \left( \frac{1}{Y} - \frac{1}{\Gamma} \right)}{1 + \pi(1-\nu)\rho \mathcal{L}/Y} \quad (3.8.50)$$

где су:  $s$  – растојања шипова од тежишта до тежишта,

$\rho$  - однос  $E_{SL/2}/E_{SL}$  (мера нехомогености профила тла подуж тела шипа који је =1 за константни модул профила, а =0.5 за линеарну расподелу модула по дубини,  $E_{SL}$  је модул тла на врху шипа, а  $E_{SL/2}$  је модул на дубини  $L/2$ ,

$$Y = \ln(2r_m/D) \quad \text{са} \quad r_m = 2.5(1-\nu)L$$

$$\Gamma = \ln(2r_m^2/Ds) \quad .$$

За илустрацију примене ове једначине биће развијен израз за вертикалну крутост групе од 2x2 шипа. Када се нанесу јединичне силе на све шипове слегање сваког од њих је :

$$w = w_1 (1 + \alpha_{v12} + \alpha_{v13} + \alpha_{v14})$$

ради симетрије  $\alpha_{v12} = \alpha_{v14}$  тако да је:

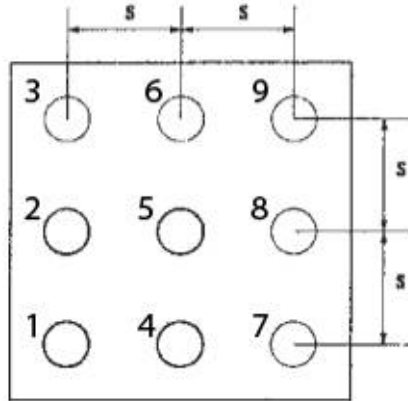
$$w = w_1 (1 + 2\alpha_{v12} + \alpha_{v13})$$

$$K_{VG \ 2 \times 2 \ group} = \frac{4K_{V \ isolated \ pile}}{(1 + 2\alpha_{v12} + \alpha_{v13})}$$

Резултат је лако уопштити и удовољити захтеву за групу са  $n$  шипова.

$$K_{VG \text{ n pile group}} = K_{V \text{ isolated pile}} \left( \sum_{i=1}^n \left( \frac{1}{\sum_{j=1}^n \alpha_{vij}} \right) \right) \quad (3.8.51)$$

### Анализа групе 3x3 шипа (пример 1, дат код Пендера)



Слика 3.8.11 Распоред шипова у основи (9 шипова); шипови 1,3,7 и 9 носе исто вертикално оптерећења  $V_a$ ; шипови 2, 4, 6 и 8 носе оптерећење  $V_b$ ; шип 5 носи  $V_c$

У овом случају је заступљена симетрија и јављају се само три групе сила, оптерећење које преносе угаони шипови  $V_a$ , шипови у срединама страница  $V_b$  и централни шип  $V_c$ . Разматране су 5 различитих коефицијената интеракција између шипова у групи:  $1 \Rightarrow 2; 1 \Rightarrow 3; 1 \Rightarrow 5; 1 \Rightarrow 6$  и  $1 \Rightarrow 9$  (остали коефицијенти следе из симетрије).

Пошто постоји три различите силе потребне су три једначине за решење система. Најпре из равнотеже вертикалних сила:

$$V_c + 4V_a + 4V_b = V$$

Како је наглавница шипова крута слагање свих шипова мора бити исто. Из  $w_a = w_c$ :

$$(1 + \alpha_{v13} + \alpha_{v19})V_a + 2(\alpha_{v12} + \alpha_{v16})V_b + \alpha_{v15}V_c = 4\alpha_{v15}V_a + 4\alpha_{v12}V_b + V_c$$

Из  $w_b = w_c$ :

$$2(\alpha_{v12} + \alpha_{v16})V_a + (1 + \alpha_{v13} + 2\alpha_{v16})V_b + \alpha_{v12}V_c = 4\alpha_{v15}V_a + 4\alpha_{v12}V_b + V_c$$

После одговарајућих замена и решења три једначине, добија се:

$$V_a = 130, V_b = 102 \text{ и } V_c = 72 \text{ kN}$$

Централни шип носи најмању силу, а угаони шипови највећу силу. Слагање групе (разматрано за тежишта шипа) биће:

$$K_{VG} = 1000/1,2 = 833 \text{ kN/mm}$$

Ефикасност крутости групе шипова је:  $(833/(9 \times 267,4)) \times 100 = 35\%$

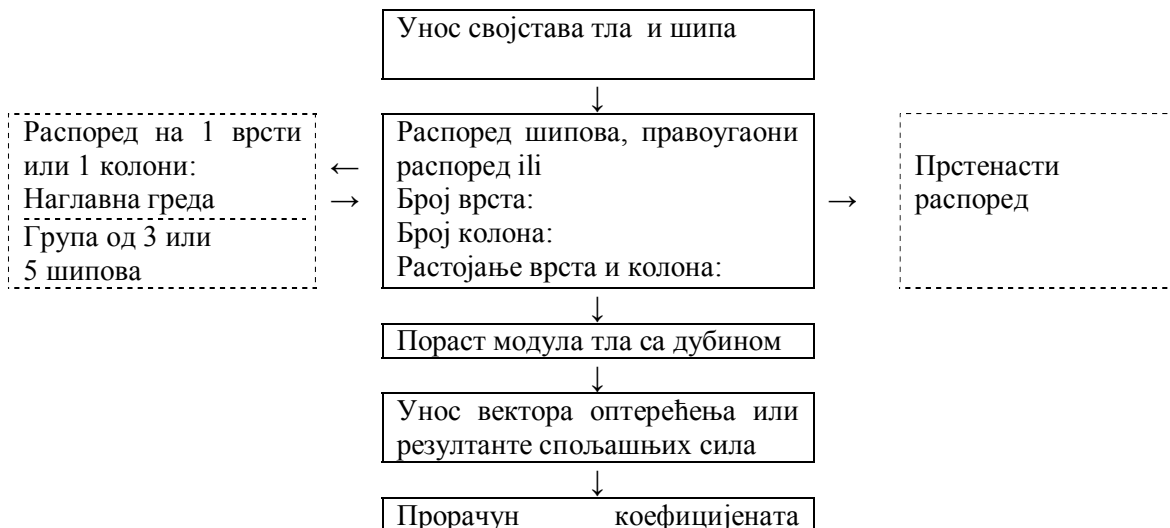
Ефикасност групе шипова на вертикалне силе је:

$$(4 \times 1 + 4 \times 0,7846 + 0,5538) = 7,69 / 9 = 85\%$$

У сврху овог прорачуна направљен је програм који садржи и прорачун прерасподеле вертикалних сила на поједине шипове зависно од њиховог положаја јер су сви они истих геометријских карактеристика (пречника и дужине) и уграђени су у тло истих карактеристика. При томе се претходно приказан принцип кондензације матрице ( $9 \times 9 \rightarrow 7 \times 7 \rightarrow 3 \times 3$ ) постављањем додатних услова једнакости одређених сила, може се избећи тако што се на основу формираних матрица срачунају коефицијенти утицаја вертикалне интеракције шипова. Затим се срачунава почетни вектор померања, уз претпоставку равномерне расподеле сила, за групу слободних шипова у групи (међусобно неповезаних наглавицом). Након тога се врши прерасподела сила, и тражи се оно решење које изједначава међусобне деформације шипова. Тиме се симулира утицај веома круте наглавне греде. Прерасподела сила се врши итеративно, све док се не постигне захтевана тачност. Код прерасподеле се врши поправка и контрола очувања суме вертикалних сила. Дијаграм тока – блок дијаграм програма за прорачун вертикалне интеракције групе шипова приказан је на слици 2.8.12.

Програми за прорачун интеракције шип – тло – шип су састављени у програмском пакету Basic и дати су у прилогу дисертације

У наставку су у табелама 3.8.1 до 3.8.4 приказани резултати прорачуна, у коме је коришћен поменути програм. Приказане су прерасподеле сила на наглавној греди, шипови распоређени у једном реду и група шипова распореда  $3 \times 3$ . За анализу чији су резултати презентирани 3.8.2, 3.8.3 и 3.8.4 параметри тла и карактеристике шипа су узети врло блиски вредностима из Прелиминарног геомеханичког елабората са неколико локација (Ковиљ, Инђија, Стара Пазова, Бешка ). У табели 3.8.1 смањен је модул тла на свега 10 МРа, како би се одредила осетљивост промена угиба и прерасподеле на ову промену модула. У реално изведеним објектима не постоји везна греда у нивоу наглавица, али се прерасподела може догодити јер је у врховима стубова греда, заправо монолитни део путне плоче. Дакле срачунате прерасподеле шипова за ове објекте неће бити 100% како је претпостављено, већ вероватно око 50%. За прорачунске моделе натпутњака који су прорачунати коришћењем пакета САП ова се прерасподела може увести замењујућим системом нормалних сила у нивоу глава шипова, које је могуће унети као посебно оптерећење. Овим се у коришћеним моделима САП-а неће повећати угиб, као у табелама, али ће се проценити промена нормалних сила на шипове. Оваква промена у појединим случајевима може бити веома значајна код редоследа формирања пластичних зглобова у шиповима, али се то оставља за правце даљих истраживања.





Слика 3.8.12 Дијаграм тока за програм анализе интеракције шип – тло – шип\*

У табелама од 3.8.1 до 3.8.4 варирани су параметри тла и карактеристике шипа (пример 2). Параметри у табели 3.8.1 су узети из Прелиминарног геомеханичког елабората.

Табела 3.8.1 Слегање групе шипова и прерасподела сила за веома круту наглавницу; Дужина шипа 20 m, Пречник  $D=1,50\text{m}$ ,  $E_s=10\text{ MPa}$ ,  $K_v=155,9911\text{ [kN/mm]}$ , међусобни размак  $s=4,15\text{m}$ ,  $s/D=2,77$ ,  $L/D=20/1,5=13,33$ ,

	Шип бр 1	Шип бр 2	Шип бр 3	Шип бр 4	$\Sigma$ [kN]	srw*
Координата x	0	4,155	8,31	12,465		
Почетне силе [kN]	2500	2500	2500	2500	10000,00	
Почетни угиб	26,67521	29,20121	29,20121	26,67521		27,93821
Силе након прерасподеле [kN]	2777,954	2222,047	2222,047	2777,954	10000,00	
Угиб након прерасподеле	27,79752	27,79806	27,79806	27,79752		27,79779
Промена силе	1,1112	0,8888	0,8888	1,1112	1,1112	

За  $D=1,50\text{m}$  и  $L=20\text{ m}$ , почетно оптерећење потиче само од интеракције шип тло и сопствене тежине стуба. За Бешку је  $g=(1,50/2)^2 \cdot 3,14(25-19,2)\text{ kN/m}^3=10,24\text{ kN/m}$ .

Табела 3.8.2 Слегање групе шипова и прерасподела сила за веома круту наглавницу Дужина шипа 20 m, Пречник  $D=1,50\text{m}$ ,  $E_s=20\text{ MPa}$ ,  $K_v=302,9367\text{ [kN/mm]}$ , међусобни размак  $s=4,15\text{ m}$ ,  $s/D=2,77$ ,  $L/D=20/1,5=13,33$ ,

	Шип бр 1	Шип бр 2	Шип бр 3	Шип бр 4	$\Sigma$ [kN]	srw*
Координата x	0	4,155	8,31	12,465		
Почетне силе [kN]	2500	2500	2500	2500	10000,00	
Почетни угиб	13,73586	15,03657	15,03657	13,73586		14,38622
Силе након прерасподеле [kN]	2777,953	2222,046	2222,047	2777,953	10000,00	
Угиб након прерасподеле	14,31377	14,31405	14,31405	14,31377		14,31391
Промена силе	1,1112	0,8888	0,8888	1,1112	1,1112	

\*srw - средњи угиб групе шипова

\*\* број итерација 513

Табела 3.8.3 Слегање групе шипова и прерасподела сила за веома круту наглавницу  
 Дужина шипа 20 m, Пречник  $D=1,50m$ ,  $E_s=25MPa$ ,  $K_v=373,4915 [kN/mm]$ ,  
 међусобни размак  $s=4,15 m$ ,  $s/D=2,77$ ,  $L/D=20/1,5=13,33$ ,

	Шип бр 1	Шип бр 2	Шип бр 3	Шип бр 4	$\Sigma [kN]$	srw*
Координата x	0	4,155	8,31	12,465		
Почетне силе [kN]	2500	2500	2500	2500	10000,00	
Почетни угиб	11,14108	12,19607	12,19607	11,14108		11,66857
Силе након прерасподеле [kN]**	2777,952	2222,047	2222,047	2777,952	10000,00	
Угиб након прерасподеле**	11,60981	11,61004	11,61004	11,60981		11,60992
Промена силе	1,1112	0,8888	0,8888	1,1112	1,1112	

\*srw - средњи угиб групе шипова

\*\* број итерација 512

Табела 3.8.4 Слегање групе шипова и прерасподела сила за веома круту наглавницу  
 Дужина шипа 32 m, Пречник  $D=1,2m$ ,  $E_s=25 MPa$ ,  $K_v=439,3875 [kN/mm]$ ,  
 међусобни размак  $s=4,15 m$ ,  $s/D=3,46$ ,  $L/D=32/1,2=26,67$

	Шип бр 1	Шип бр 2	Шип бр 3	Шип бр 4	$\Sigma [kN]$	srw*
Координата x	0	4,155	8,31	12,465		
Почетне силе [kN]	2500	2500	2500	2500	10000,00	
Почетни угиб	10,11643	10,8324	10,8324	10,11643		10,47442
Силе након прерасподеле [kN]**	2729,389	2270,613	2270,612	2729,389	10000,00	
Угиб након прерасподеле**	10,44147	10,44168	10,44168	10,44147		10,44158
Промена силе	1,091756	0,908245	0,908245	1,091756		

\*srw - средњи угиб групе шипова

Промена средњег угиба током итерација је последица интеракције и усвојене прецизности разлика угиба појединачног шипа и средњег угиба. Усвојена разлика је  $10^{-4}$ . Код интеракције се примењује закон очувања суме вертикалних сила,

### Прерасподела сила код групе од 9 шипова – крута наглавница (Пример 1б)

У овом примеру је приказана прерасподела сила код групе од 9 шипова распореда 3x3. Срачунат је и моменат у средини плоче диференцом методом, за плочу МБ30 и дебљине 1m. Укупна сила је 1000 kN. Пример сличан примеру 1, само је међуосовинско растојење 3Д. Овај пример је решен употребом програма.

У табели 3.8.4 приказано је стање пре итерација за веома флексибилну наглавницу (практично не постоји), а у табели 3.8.5 приказано је стање након прерасподеле за веома круту наглавницу. На крају сваке табеле срачунат је моменат савијања у средини распона плоче (наглавнице), према диференчној методи, дебљина плоче је 1 m, Поасонов број износи 0,20.

Табела 3.8.5 Слегање групе шипова и прерасподела сила за флексибилну наглавицу  
Дужина шипа 20 m,Пречник D=0,75 m,Es=25 МПа,међусобни размак s/D=3,0

i	wi	W sr - wi	$\Delta wi^2$	$\Delta wi$ (%)	V i	$\Delta Vi$ (%)	liter Vi
1	1,292721	0,041100	0,001689	3,0814	111,111	3,423784	114,5349
2	1,352901	-0,019080	0,000364	-1,4304	111,111	-1,589381	109,5217
3	1,292721	0,041100	0,001689	3,0814	111,111	3,423784	114,5349
4	1,352901	-0,019080	0,000364	-1,4304	111,111	-1,589381	109,5217
5	1,421905	-0,088084	0,007759	-6,6038	111,111	-7,33761	103,7735
6	1,352901	-0,019080	0,000364	-1,4304	111,111	-1,589381	109,5217
7	1,292721	0,041100	0,001689	3,0814	111,111	3,423784	114,5349
8	1,352901	-0,019080	0,000364	-1,4304	111,111	-1,589381	109,5217
9	1,292721	0,041100	0,001689	3,0814	111,111	3,423784	114,5349
$\Sigma$	12,004393		0,015972	-8,3E-14			
sr	1,3338214		0,042127				
M	70,99	(kNm)	vb=0,2				

Табела 3.8.6 Слегање групе шипова и прерасподела сила за веома круту наглавицу  
Дужина шипа 20 m,Пречник D=0,75 m,Es=25 МПа,међусобни размак s/D=3,0

i	wi	w sr - wi	$D wi^2$	$D wi$ (%)	V i	$D Vi$ (%)	liter Vi
1	1,327603	0,000012	0,000000	0,0009	127,174	0,001171	127,1751
2	1,327622	-0,000007	0,000000	-0,0005	103,514	-0,000528	103,5135
3	1,327603	0,000012	0,000000	0,0009	127,174	0,001171	127,1751
4	1,327622	-0,000007	0,000000	-0,0005	103,514	-0,000528	103,5135
5	1,327637	-0,000022	0,000000	-0,0016	77,2467	-0,001267	77,24546
6	1,327622	-0,000007	0,000000	-0,0005	103,514	-0,000528	103,5135
7	1,327603	0,000012	0,000000	0,0009	127,174	0,001171	127,1751
8	1,327622	-0,000007	0,000000	-0,0005	103,514	-0,000528	103,5135
9	1,327603	0,000012	0,000000	0,0009	127,174	0,001171	127,1751
$\Sigma$	11,948537		0,000000	-8,4E-14	999,998	-8,36E-13	999,9996
sr	1,3276152		0,000012				
M	0,015	(kNm)	Vb=0,2				

Табела 3.8.7 Нормализована прерасподела сила за групу шипова, за веома круту наглавицу,  
према табели 3.8.6

1,000	0,814	1,000
0,814	0,607	0,814
1,000	0,814	1,000

У табели 3,8,7 силе су нормализоване у односу на максималну нормалну силу. Па је коефицијент искоришћења по нормалним силама групе од 9 шипова у овом случају износи  $7,863/9=0,87$ . У табели се види да код кругих наглавица може доћи до битне прерасподеле сила на шиповима у групи, тако да је за стање лома неопходно проверити промену стања пластичних зглобова, и у односу на промену нормалних сила.

### 3.8.6.2 Латерална (бочна) крутост групе шипова

У књизи (Поулос и Дејвис, 1980) уведени су фактори интеракције за латерално оптерећене шипове:

$\alpha_u$  = количник померања изазван јединичним дејствима на суседни шип и померања од јединичног дејства нанетог на главу шипа, и

$\alpha_\theta$  = количник ротације изазване јединичним дејством на суседни шип и ротације од јединичног дејства на главу шипа.

Постоји више различитих типова фактора бочне интеракције:

$\alpha_{uH} \alpha_{\theta H}$  : вредности  $\alpha_u$  и  $\alpha_\theta$  за слободну главу шипа оптерећеног само хоризонталном силом,

$\alpha_{uM} \alpha_{\theta M}$  : вредности  $\alpha_u$  и  $\alpha_\theta$  за шип слободан у глави изложен само оптерећене моментом,

$\alpha_{uF}$  : вредност  $\alpha_u$  за групу шипова укљештену у глави-наглавници.

Вредности  $\alpha$  за различите услове дали су Поулос и Дејвис. За две групе шипова потребни су 17 дијаграма да се покрију сви могући случајеви. У наставку су дате једноставне формуле које се користе као алтернатива дијаграмима.

Хоризонтална померања за групу која садржи више од два шипа добијају се из једначине која је слична са једначином за вертикална померања вертикално оптерећене групе шипова. За групу од  $n$  шипова слободних у глави померање шипа  $k$  биће:

$$u_k = u_1 \left( \sum_{j=1}^n H_j \alpha_{uHkj} \right) \quad (3.8.52)$$

где су:  $u_1$  померање изолованог шипа слободне главе под јединичном хоризонталном силом ( $= f_{uH}$ ),

$H_j$ —хоризонтална сила коју носи шип  $j$ ,  $\alpha_{uHkj}$  је вредност  $\alpha_{uH}$  за шип  $k$  и  $j$  који одговарају размаку између њих и угао између правца оптерећења и линије која спаја тежишта шипова, слика 3.8.13,  $\alpha_{uHkj} = 1$  када је  $j = k$ .

Из услова равнотеже једначина за групу шипова ће бити:

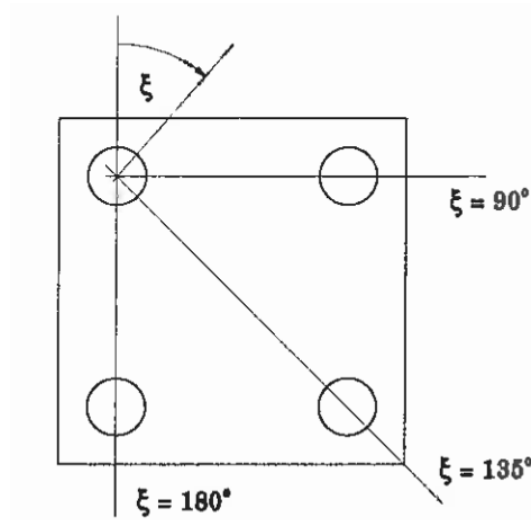
$$H = \sum_{j=1}^n H_j \quad (3.8.53)$$

За групи од  $n$  шипова слободних у глави, за све ситуације познатих сила, јавља се  $n$  непознатих померања шипова. За шипова у групи укљештене у глави јавља се  $n+1$  непозната:  $n$  сила у шиповима и померања. Симетрију у групи шипова користи се да би смањено број непознатих. Померања за групе укљештене у глави се добија из израза (3.8.52).

У раду (Рандолф, 1981) је предложен следећи израз за  $\alpha_{uF}$ :

$$\alpha_{uF} = 0.3 \left( \frac{D}{s} \right) [2(1+\nu)K]^{0.143} (1 + \cos^2 \xi) \quad (3.8.54)$$

Где је  $\xi$  дефинисан на слици 3.8.13.



Слика 3.8.13 Угаони односи између појединих шипова у групи 2×2.

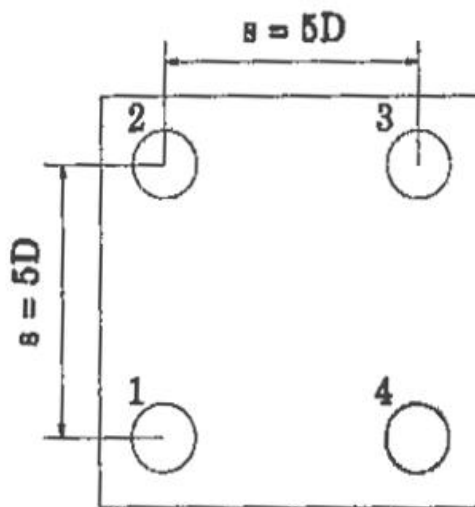
Ако се  $\alpha_{uF}$  срачуната са изразом (3.8.54) превазилази вредност 0.5 Рандолф предлаже замену са:

$$\alpha_{uF} = 1 - \frac{1}{4\alpha_{uF}} \quad (3.8.55)$$

Вредност  $\alpha_{uF}$  дата изразима (3.8.55) је применљива за профил тла са константним модулом по дубини. Рандолф сугерира да за профил тла са линеарном променом модула са дубином узме да је  $\alpha_{uF}$  половина вредности добијених из горњих једначина које су за тло са константним модулом.

#### Анализа групе 2x2 шипа. Пример 3 (дат је у раду Пендера, 1983).

Разматра се група 2x2 шипа укљештена у глави са осталим карактеристикама као у претходном примеру. За размак шипова усвојено је 5 пречника, ротација је нула на глави, а латерална (бочна) крутост је  $K_{HFG}$ .



Слика 3.8.14 Распоред групе шипова 2×2 у основи.



Из инверзије једначине 3.8.24 бочна крутост изолованог укљештеног у глави (шипа) у једноличном профилу тла (константан модул) следи:

$$K_{HF} = 25 \times 0.75 / 0.8 \times 1000^{0.18} = 81.3 \text{ MN/m ili (kN/mm)}$$

Константни члан фактора интеракције је:

$$C = 0.3 \times 0.75 \times (2 \times (1 + 0.5) \times 1000)^{0.143} = 0.707$$

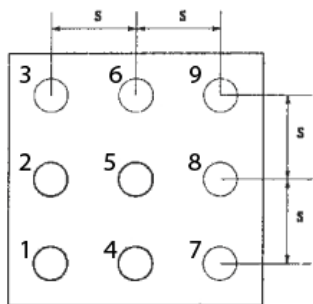
Кораци прорачуна фактора интеракције једначином 5.10 су дати у табели (интеракција, размак у  $m$ ,  $\xi$  и  $\alpha_{uF}$ ).

$$K_{HFG} = 4 \times 81.3 / (0 + 0.377 + 0.189 + 0.20) = 184.1 \text{ (kN/mm)}$$

Даље следе срачунавања неколико примера хоризонталне интеракције шипова у глини и песку. Постоји разлика за крутост фиксне главе шипа (инверзија коефицијената флексибилности) код глине (3.8.24) и код песка (3.8.21).

#### Пример 4 (Овај пример је дат у раду (Пендер, 1983))

Група шипова 3x3 повезана је наглавницом у коју су сви шипови укљештени. Распоред шипова је приказан на слици 3.8.15. Растојање оса шипова је  $5D$ , у оба правца. Тло је са **константним модулом** тла  $E_s = 25 \text{ MPa}$  (преконсолидоване глине). Шип је дуг, пречник шипа је  $D = 0.75 \text{ m}$ . Модул шипа је  $E_p = 25000 \text{ MPa} = 25 \text{ GPa}$ . Поасонов број  $\nu = 0.50$ . Вредности су дате уз слику



$E_s =$	25	$E_p =$	25000
$D =$	0,75		
$s/D =$	5	$K = E_p/E_s =$	1000
$L =$	20	$L/D =$	26,67
$\nu =$	0,5		
$K_{HF} =$	81,27	$C =$	0,707

Слика 3.8.15 Распоред шипова у основи 3 × 3 и подаци за прорачун крутости

За профил тла са **константним модулом тла по дубини**, померање и моменат савијања за шип са укљештеном главом се срачунавају према следећим једначинама:

$$M_F = I_{MH} DH \quad I_{MF} = 0.24K^{0.27} \quad (3.8.56)$$

$$u_F = f_{FH} H \quad f_{FH} = \frac{0.80K^{-0.18}}{E_s D} \quad (3.8.57)$$

Шипови су укљештени у наглавницу, те се за дејство хоризонталне силе крутост израчунава као инверзни коефицијент флексибилности:

$$K_{HF} = 25 \times 0.75 / 0.8 \times 1000^{0.18} = 81.3 \text{ MN/m ili (kN/mm)}$$

$$C = 0.3 \times 0.75 \times (2 \times (1 + 0.5) \times 1000)^{0.143} = 0.707$$

Крутост групе од 4 шипа на растојању од  $5D$ .

$$K_{\text{HFG}} = 4 \times 81.3 / (1 + 0.377 + 0.189 + 0.20) = 184.1 \text{ (kN/mm)}$$

Коефицијенти фактора интеракције за тло са константним модулом по дубини, срачунава се према Рандолфу:

$$\alpha_{uF} = 0.3 \left( \frac{D}{s} \right) [2(1 + \nu)K]^{0.143} (1 + \cos^2 \xi)$$

$$\alpha_{uF} = 1 - \frac{1}{4\alpha_{uF}}, \text{ за } \alpha_{uF} > 0,5$$

Формула за срачунавање коефицијента интеракције, зависи од угла у облику  $\cos^2 \xi$ , тако да се угао рачуна у односу на вертикалну осу. С обзиром да је функција косинуса подигнута на други степен (квадрат), није битан смер мерења угла у односу на вертикалу.

Матрица углова између оса шипова:

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0	0	0	90	45	26,57	90	63,44	45
2	180	0	0	135	90	45	116,57	90	63,44
3	180	180	0	153,44	135	90	135	116,57	90
4	-90	-45	-26,57	0	0	0	90	45	26,57
5	-135	-90	-45	180	0	0	135	90	45
6	153,43	225	270	180	180	0	153,44	135	90
7	270	296,57	-45	270	-45	-26,57	0	0	0
8	-116,57	-90	-63,435	-135	-90	-45	180	0	0
9	225	-116,565	-90	-153,44	-135	-90	180	180	0

Матрица осних растојања између шипова, за осни размак мреже 5D :

s/D	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0	5	10	5	7,07	11,18	10	11,18	14,14
2	5	0	5	7,07	5	7,07	11,18	10	11,18
3	10	5	0	11,18	7,07	5	14,14	11,18	10
4	5	7,07	11,18	0	5	10	5	7,07	11,18
5	7,07	5	7,07	5	0	5	7,07	5	7,07
6	11,18	7,07	5	10	5	0	11,18	7,07	5
7	10	11,18	14,14	5	7,07	11,18	0	5	10
8	11,18	10	11,18	7,07	5	7,07	5	0	5
9	14,14	11,18	10	11,18	7,07	5	10	5	0

Коефицијенти фактора интеракције за хоризонталну силу и константно тло.

$\alpha_{\text{HF}}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1	0,377	0,189	0,189	0,200	0,152	0,094	0,101	0,100
2	0,377	1	0,377	0,200	0,189	0,200	0,101	0,094	0,101
3	0,189	0,377	1	0,152	0,200	0,189	0,100	0,101	0,094
4	0,189	0,200	0,152	1	0,377	0,189	0,189	0,200	0,152
5	0,200	0,189	0,200	0,377	1	0,377	0,200	0,189	0,200
6	0,152	0,200	0,189	0,189	0,377	1	0,152	0,200	0,189
7	0,094	0,101	0,100	0,189	0,200	0,152	1	0,377	0,189
8	0,101	0,094	0,101	0,200	0,189	0,200	0,377	1	0,377
9	0,100	0,101	0,094	0,152	0,200	0,189	0,189	0,377	1

Коефицијенти матрице **C** **кондензовна** матрица коефицијената хоризонталне интеракције из услова једнакости померања у глави шипа (настаје одузимањем доње врсте од горње, крајња доња = 1) је:

C	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0,623	-0,623	-0,189	-0,011	0,011	-0,048	-0,007	0,007	-0,001
2	0,189	0,623	-0,623	0,048	-0,011	0,011	0,001	-0,007	0,007
3	0,000	0,177	0,848	-0,848	-0,177	0,000	-0,089	-0,099	-0,057
4	-0,011	0,011	-0,048	0,623	-0,623	-0,189	-0,011	0,011	-0,048
5	0,048	-0,011	0,011	0,189	0,623	-0,623	0,048	-0,011	0,011
6	0,057	0,099	0,089	0,000	0,177	0,848	-0,848	-0,177	0,000
7	-0,007	0,007	-0,001	-0,011	0,011	-0,048	0,623	-0,623	-0,189
8	0,001	-0,007	0,007	0,048	-0,011	0,011	0,189	0,623	-0,623
9	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Инверзна матрица Коефицијената матрице **C** :

C <sup>-1</sup>	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1,134	0,700	0,599	0,457	0,328	0,242	0,159	0,094	0,138
2	-0,434	0,883	0,449	0,309	0,282	0,142	0,077	0,065	0,086
3	-0,101	-0,535	0,599	0,514	0,384	0,242	0,148	0,083	0,138
4	-0,142	-0,283	-0,368	0,815	0,422	0,368	0,226	0,085	0,111
5	-0,129	-0,156	-0,285	-0,678	0,678	0,285	0,156	0,129	0,054
6	-0,085	-0,226	-0,368	-0,422	-0,815	0,368	0,283	0,142	0,111
7	-0,083	-0,148	-0,242	-0,384	-0,514	-0,599	0,535	0,101	0,138
8	-0,065	-0,077	-0,142	-0,282	-0,309	-0,449	-0,883	0,434	0,086
9	-0,094	-0,159	-0,242	-0,328	-0,457	-0,599	-0,700	-1,134	0,138

„1“ Вектор сила интеракције. Распоред сила за дејство  $H=1000\text{kN}$

L			
0	0,138093		138,09
0	0,085826		85,83
0	0,138092		138,09
0	0,110948		110,95
0	0,054081	Hi=	54,08
0	0,110948		110,95
0	0,138092		138,09
0	0,085826		85,83
1	0,138093		138,09

Suma  $H_i = 1000,00 \text{ kN}$

КОНТРОЛА

матрица  $\alpha_{hF} \times H_i = / 81,3 = u_i(\text{mm})$

Hi		Ui(mm)
138,09	280,5655	3,45
85,83	280,5655	3,45
138,09	280,5655	3,45
110,95	280,5655	3,45
54,08	280,5655	3,45
110,95	280,5655	3,45
138,09	280,5655	3,45
85,83	280,5655	3,45
138,09	280,5655	3,45

/ 81,3=

Померања су изједначена. Крутост групе износи:

$$K_{HFG} = 289,77 \text{ kN/mm}$$

$H_i$  (kN) Расподела хоризонталних сила након прерасподеле услед интеракције.

138,09	85,83	138,09
110,95	54,08	110,95
138,09	85,83	138,09

Glina 5D; 075

Max  $H_i$  = 138,09

min  $H_i$  = 54,08

□ extr  $H_i$  = 84,01

1	0,622	1	2,62		
0,803	0,392	0,803	2,00	7,24	0,80
1	0,622	1	2,62		

Уколико се ефикасност посматра у односу на максималну силу, онда овде износи 80%.

Померање групе шипова је 3,45 (mm)  
 Крутост групе шипова је 289,77 (kN/mm)  
 Ефикасност групе преко крутости је 39,62%

### Пример 5

Подаци као за 4, само је растојање шипова 4D

Крутост групе од 4 шипа на растојању од 4D.

$$K_{HFG} = 4 \times 81.3 / (1 + 0.471 + 0.250 + 0.236) = 166.17 \text{ (kN/mm)}$$

$H_i$  (kN) Расподела хоризонталних сила након прерасподеле услед интеракције.

151,34	66,13	151,34
118,04	26,32	118,04
151,34	66,13	151,34

Glina 4D; 075

Max  $H_i$  = 151,34

min  $H_i$  = 26,32

□ extr  $H_i$  = 125,02

1	0,437	1	2,44		
0,780	0,174	0,780	1,73	6,61	0,73
1	0,437	1	2,44		

Уколико се ефикасност посматра у односу на максималну силу, онда овде износи 73%.

Померање групе шипова је 3,94 (mm)  
 Крутост групе шипова је 254,01 (kN/mm)  
 Ефикасност групе преко крутости је 34,73 %

**Пример 6**

Подаци као за 4, само је растојање шипова 3.5 D  
Крутоост групе од 4 шипа на растојању од 3.5 D.

$$K_{\text{HFG}} = 4 \times 81.3 / (1 + 0.500 + 0.269 + 0.286) = 158.18 \text{ (kN/mm)}$$

$H_i$  (kN) Расподела хоризонталних сила након прерасподеле услед интеракције.

156,75	62,54	156,75
117,08	13,73	117,08
156,75	62,54	156,75

Glina 3D5; 075

Max  $H_i$  = 156,75

min  $H_i$  = 13,73

$\Delta$  extr  $H_i$  = 143,02

1	0,399	1	2,40	6,38	0,7088
0,747	0,088	0,747	1,58		
1	0,399	1	2,40		

Уколико се ефикасност посматра у односу на максималну силу, онда овде износи 70,88%.

Померање групе шипова је 4,23 (mm)  
Крутоост групе шипова је 236,60 (kN/mm)  
Ефикасност групе преко крутости је 32,35%

**Пример 7**

Подаци као за 4, само је растојање шипова 3 D  
Крутоост групе од 4 шипа на растојању од 3.5 D.

$$K_{\text{HFG}} = 4 \times 81.3 / (1 + 0.500 + 0.314 + 0.333) = 142.83 \text{ (kN/mm)}$$

$H_i$  (kN) Расподела хоризонталних сила након прерасподеле услед интеракције.

157,54	76,07	157,54
104,45	8,81	104,45
157,54	76,07	157,54

Glina 3D 075

max  $H_i$  = 157,54

min  $H_i$  = 8,81

$\square$  extr  $H_i$  = 148,73

1	0,483	1	2,48	6,35	0,7053
0,663	0,056	0,663	1,38		
1	0,483	1	2,48		

Уколико се ефикасност посматра у односу на максималну силу, онда овде износи 70,53%.

Померање групе шипова је 4,58 (mm)  
Крутоост групе шипова је 213,47 (kN/mm)  
Ефикасност групе преко крутости је 29,19%

Услед прерасподеле сила код сва 4 случаја растојања шипова, хоризонтална сила на шипу 2 није једнака сили на шипу 4, али је сила на шипу 4 једнака сили на шипу 6, такође и сила на шипу 2 и 8.

Напомена: Код растојања оса шипова од: 3.5 D и 3D, јавља се проблем са конвергенцијом коефицијената хоризонталне интеракције  $\alpha_{HF}$ , који уз главну дијагоналу прелазе вредност 0,5. Формула Рандолфа за корекцију, када  $\alpha_{HF} > 0.50$ , споро конвергира са предложеном поправком, тако да је потребно преко 100 чланова низа конвергенције, те се препоручује, да се проблем конвергенције програмски реши, на следећи начин:

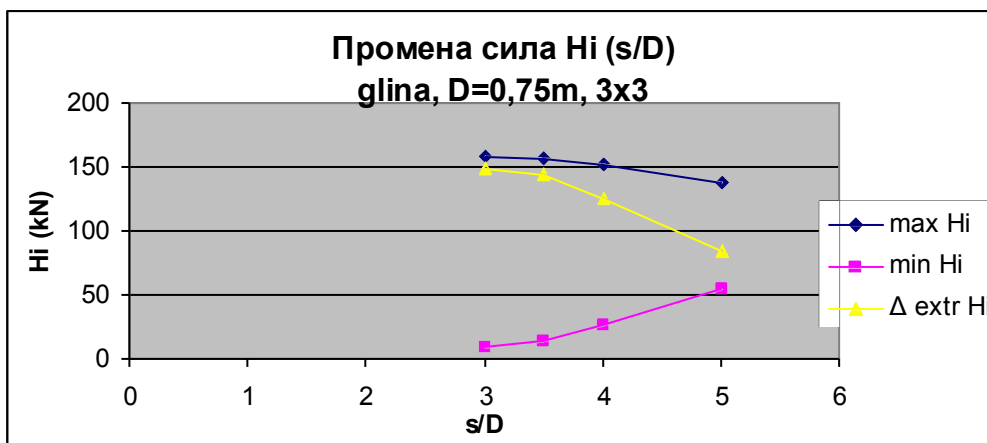
$$\alpha_{uF} = 0.50, \text{ за } \alpha_{uF} \text{ веће од } 0,5$$

Дакле вредност  $\alpha_{HF}$ , једноставно треба ограничити на 0,50. Тако су решена горња два случаја интеракције за растојање оса шипова од: 3.5 D и 3 D.

Ефикасност групе шипова распореда 3×3, пречника 0,75 m фундираних у преконсолидованој гини, изражена преко крутости износи свега 50% ефикасности изражене преко максималне силе. Ово важи за растојање оса шипова од 3, 3.5, 4 и 5 D.

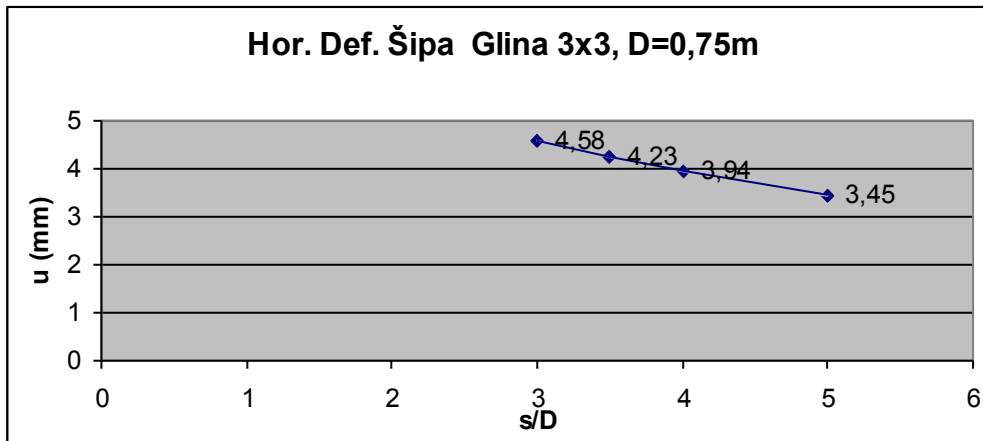
Табела 3.8.8 Промена  $H_i$  за групу шипова у глини, распореда 3x3. Пречник шипа 0,75 m

Растојања оса шипова:	3D	3.5 D	4D	5D
max $H_i$ (kN)	157,54	156,75	151,34	138,09
min $H_i$ (kN)	8,81	13,73	26,32	54,08
$\Delta$ extr $H_i$ (kN)	148,73	143,02	125,02	84,01
Угиб (mm)	4,58	4,23	3,94	3,45
Крутост (kN/mm)	213,47	236,60	254,01	289,77
Ефикасност крутости (%)	29,19	32,35	34,73	39,62
Ефикасност max силе (%)	70,53	70,88	73	80

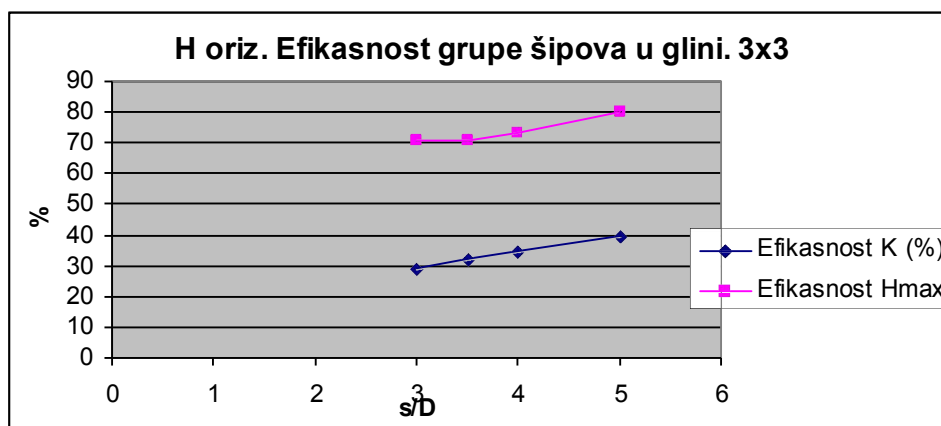


Слика 3.8.16 Дијаграм прерасподеле сила у глини услед хоризонталне интеракције. max  $H_i$ ; min  $H_i$ ;  $\Delta$  extr  $H_i$ . 3x3. D=0.75 m.

Са повећањем растојања групе од 3x3 шипова у глини смањује се интензитет максималне силе у углу наглавице, али (брже) расте минимална сила, тако да међусобна разлика сила опада.



Слика 3.8.17 Дијаграм хоризонталне деформација групе шипова услед хоризонталне интеракције. 3x3. Глина. D=0.75 m.



Слика 3.8.18 Дијаграм Ефикасност групе шипова услед хоризонталне интеракције. Према крутости и према максималној сили. 3x3. Глина. D=0.75 m.

Табела 3.8.9 Крутост групе у глини у зависности од растојања. Распоред 2x2. D=0.75 m

Растојања оса шипова:	3D	3.5 D	4D	5D	10 D
Крутост (kN/mm) 2x2	151,37	158,18	166,11	184,12	-
Крутост (kN/mm) 3x3	213,47	236,60	254,01	289,77	-

Овде се хоризонтална крутост значајно разликује за 4 и за 9 шипова у групи.

Крутост групе од 4 шипа у глини на растојању од 5D.

$$K_{\text{HFG}} = 4 \times 81.37 / (1 + 0,377 + 0,189 + 0,200) =$$

$$= (4 / 1.766) \cdot 81.37 = 184.12 \text{ (kN / mm)}$$

Крутост групе од 4 шипа на растојању од 4 D.

$$K_{\text{HFG}} = 4 \times 81,37 / (1 + 0,471 + 0,236 + 0,250) =$$

$$= (4 / 1,957) \cdot 81.73 = 166.11 \text{ (kN / mm)}$$

Крутост групе од 4 шипа на растојању од 3.5 D.

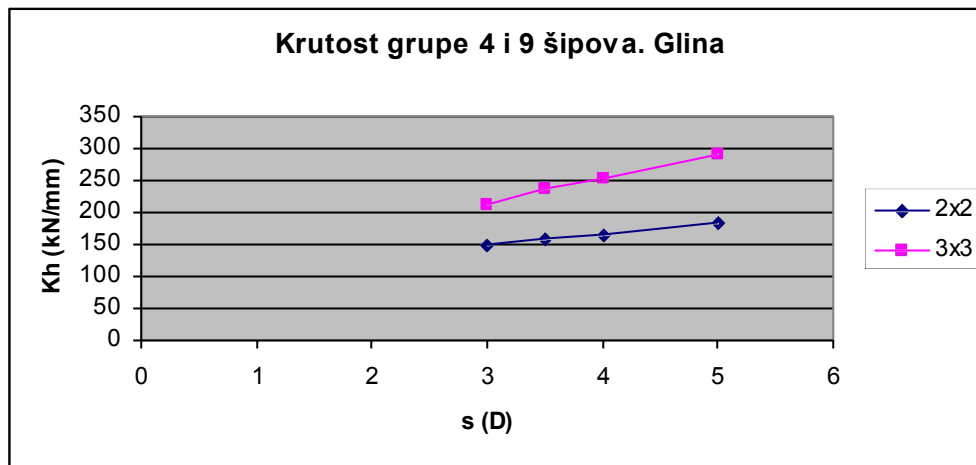
$$K_{\text{HFG}} = 4 \times 81.37 / (1 + 0,500 + 0,269 + 0,286) =$$

$$= (4 / 2,055) \times 81.37 = 158.18 \text{ (kN / mm)}$$

Крутост групе од 4 шипа на растојању од 3 D.

$$K_{\text{HFG}} = 4 \times 81.37 / (1 + 0,500 + 0,314 + 0,333) =$$

$$= (4/2.147) \times 81.37 = 151.37 \text{ (kN/mm)}$$



Слика 3.8.19 Дијаграм промене крутости за групу од 2x2 и 3x3 шипова у глини зависности од међусобног растојања  $D=0.75\text{m}$ .

**Пример 8** Са пречником шипа  $D=0.75\text{m}$  али је модификован пример из (Пендер, 1983), јер је профил тла линеаран по дубини (тло-песак). Модул тла је дат на дубини једног пречника шипа.  $s/D=10$ .  $m=16,3 \text{ MPa/m}$ ;  $E_S=m \cdot D=12,23 \text{ MPa}$ .

Овде је  $m = 16.3 \text{ MPa/m}$ ; што за овај шип даје модул тла  $E_S=m \cdot D=12,23 \text{ MPa}$ . Дакле тек на дубини песка од 1,53 м, модул песка је једнак 25 МПа.

Разликују се коефицијенти флексибилности, а тиме и крутости, код тла са линеарно променљивим модулом тла по дубини шипа, ознака  $m$ . За тло са линеарно променљивим модулом тла по дубини, померање и моменат за шип са укљештеном главом се срачунавају према следећим једначинама:

$$u^F = f_{FH} H \quad f_{FH} = \frac{1.35K^{-0.333}}{mD^2}$$

$$M^F = -I_{MF} HD \quad I_{MF} = 0.37K^{0.222}$$

$$K_{\text{HF}} = 16.3 \times 0.75^2 / 1.35 \times 2045^{-0.333} = 85,99 \text{ MN/m ili (kN/mm)}$$

Константан део

$$C = 0.3 \times 0.75 \times (2 \times (1 + 0.5) \times 2045)^{0.143} = 0.783$$

Ово је константан део код песка, јер је  $\frac{1}{2}$  ушла у матрицу код вандијагоналних елемената.

Промена  $H_1$  за групу шипова у песку, распореда 3x3. Пречник 0,75 м,  $s/D=10$

116,62	108,10	116,62
109,07	99,17	109,07
116,62	108,10	116,62



Pesak 10D 075

max  $H_i = 116,62$ min  $H_i = 99,17$  $\Delta \text{extr } H_i = 17,45$ 

1	0,927	1	2,93		
0,935	0,850	0,935	2,72	8,57	0,9527
1	0,927	1	2,93		

Уколико се ефикасност посматра у односу на максималну силу, онда овде износи 95%

Померање групе шипова је 1,85 (mm)

Кругост групе шипова је 540,56 (kN/mm)

Ефикасност групе преко кругости 69,85 %

**Пример 9** Са пречником шипа  $D=0,75$  m, али модификован пример, тј. профил тла је линеаран за песковито тло). Модул тла је дат на дубини једног пречника шипа. Као пример под 8, али је растојање:  $s/D=5$ .  $m=16,3$  МПа/м;  $E_S=m \cdot D=12,23$  МПа, лево Десно су подаци за песак које на нивоу шипа има модул тла  $E_S=25$  МПа. (за поређење).

PESAK				PESAK			
$E_S=m \cdot D=$	<b>12,23</b>	$E_p=$	25000	$E_S=m \cdot D=$	<b>25</b>	$E_p=$	25000
$D=$	<b>0,75</b>			$D=$	<b>0,75</b>		0
$s/D=$	<b>10</b>	$K=E_p/E_S=$	2044,99	$s/D=$	<b>5</b>	$K=E_p/E_S=$	1000
$L=$	20	$L/D=$	26,67	$L=$	20	$L/D=$	26,67
$v=$	<b>0,5</b>	$u^F = f_{FH} H$ $f_{FH} = \frac{1.35 K^{-0.333}}{m D^2}$		$v=$	<b>0,5</b>	$u^F = f_{FH} H$ $f_{FH} = \frac{1.35 K^{-0.333}}{m D^2}$	
$K_{HF}=$	86,99			$K_{HF}=$	103,93		
$C=$	0,783			$C=$	0,707		
$m=$	16,3			$m=$	33,34		

Промена  $H_i$  за групу шипов у песку, распореда 3x3. Пречник 0,75 m,  $s/D=5$ 

123,21	102,92	123,21
108,08	85,18	108,08
123,21	102,92	123,21

Pesak 5D 075

max  $H_i = 123,21$ min  $H_i = 85,18$  $\Delta \text{extr } H_i = 38,03$ 

1	0,835	1	2,84		
0,877	0,691	0,877	2,45	8,12	0,9018
1	0,835	1	2,84		

Уколико се ефикасност посматра у односу на максималну силу, онда овде износи 90%

Померање групе шипова је 2,40 (mm)

Кругост групе шипова је 416,62 (kN/mm)

Ефикасност групе преко кругости 53,83 %

**Пример 10**

Подаци као за 8, само је растојање шипова  $4D$ .  $m=16,3$  МПа/м;  $E_S=m \cdot D=12,23$  МПа

Промена  $H_i$  за групу шипов у песку, распореда  $3 \times 3$ . Пречник  $0,75$  м,  $s/D=4$

127,10	99,11	127,10
108,19	77,00	108,19
127,10	99,11	127,10

Pesak 4D 075

max  $H_i$  = 127,10

min  $H_i$  = 77,00

$\Delta$  extr  $H_i$  = 50,10

1	0,780	1	2,78		
0,851	0,606	0,851	2,31	7,87	0,8742
1	0,780	1	2,78		

Уколико се ефикасност посматра у односу на максималну силу, онда овде износи 87%

Померање групе шипова је 2,67 (mm)

Кругост групе шипова је 374,27 (kN/mm)

Ефикасност групе преко кругости 48,36 %

**Пример 11**

Подаци као за 8, само је растојање шипова  $3.5 D$ .

$m=16,3$  МПа/м;  $E_S=m \cdot D=12,23$  МПа.

Промена  $H_i$  за групу шипов у песку, распореда  $3 \times 3$ . Пречник  $0,75$  м,  $s/D=3,5$

130,22	95,69	130,22
108,63	70,49	108,63
130,22	95,69	130,22

Pesak 3D 075

max  $H_i$  = 130,22

min  $H_i$  = 70,49

$\Delta$  extr  $H_i$  = 59,73

1	0,735	1	2,73		
0,834	0,541	0,834	2,21	7,68	0,8533
1	0,735	1	2,73		

Уколико се ефикасност посматра у односу на максималну силу, онда овде износи 85%

Померање групе шипова је 2,86 (mm)

Кругост групе шипова је 349,17 (kN/mm)

Ефикасност групе преко кругости 45,12 %

**Пример 12**

Подаци као за 8, само је растојање шипова  $3D$ .  $m=16,3$  МПа/м;  $E_s=m \cdot S=12,23$  МПа

Промена  $H_i$  за групу шипов у песку, распореда  $3 \times 3$ . Пречник  $0,75$  м,  $s/D=3$

134,95	89,96	134,95
109,83	60,63	109,83
134,95	89,96	134,95

Pesak 3D 075

max  $H_i = 134,95$

min  $H_i = 60,63$

$\Delta$  extr  $H_i = 74,32$

1	0,667	1	2,67		
0,814	0,449	0,814	2,08	7,41	0,8234
1	0,667	1	2,67		

Уколико се ефикасност посматра у односу на максималну силу, онда овде износи 82%

Померање групе шипова је 3,12 (mm)  
 Крутост групе шипова је 320,81 (kN/mm)  
 Ефикасност групе преко крутости 41,45 %

Рекапитулација за песак, пречник шипа  $0,75$  м, распореда  $3 \times 3$ ,  $m=16,3$  МПа/м

Табела 3.8.10. Промена  $H_i$  за групу шипов у песку, распореда  $3 \times 3$ . Пречник шипа  $0,75$  м

Растојања оса шипова:	3D	3.5 D	4 D	5 D	10 D
max $H_i$ (kN)	134,95	130,22	127,10	123,21	116,62
min $H_i$ (kN)	60,63	70,49	77,00	85,18	99,17
$\Delta$ extr $H_i$ (kN)	74,32	59,73	50,10	38,03	17,45
Угиб (mm)	3,12	2,86	2,67	2,40	1,85
Крутост (kN/mm)	320,81	349,17	374,27	416,62	540,56
Ефикасност крутости (%)	41,45	45,12	48,36	53,83	69,85
Ефикасност max силе (%)	82,34	85,33	87,42	90,18	95,27

Срачунавање хоризонталног угиба групе шипова распореда  $2 \times 2$

Код срачунавања коефицијената хоризонталне интеракције, користе се коефицијенти из већ срачунатих матрица за распоред  $3 \times 3$ , али само они коефицијенти који се односе на интеракцију шипова 1, 2, 3 и 4, при чему су сви остали коефицијенти једнаки нули.

Матрица коефицијената интеракције, димензије  $4 \times 4$ , је само наизглед потребна ако се срачунава прерасподела сила на веома крутој наглавној греди. Међутим како из физичког тумачења проблема следи, матрица је двојно симетрична, и у односу на главну  $a_{i,i}$  и у односу на споредну дијагоналу  $a_{n+1-i,i}$   $i=1,2,\dots,n$  (што је овде случај) онда се прерасподела не мора рачунати, већ је довољно само укупну силу поделити са 4. Потребно је срачунавање само прве врсте од доле набројаних

$$\alpha_{hF}(1,1) = 1; \alpha_{hF}(1,2); \alpha_{hF}(1,4); \alpha_{hF}(1,5)$$

Ако се срачунава само померање једног шипа из групе повезане наглавном гредом или инверзно само крутост групе, довољна је само једна врста.

Крутост групе од 4 шипа на растојању од  $10 D$ .

$$K_{\text{HFG}} = 4 \times 85.99 / (1 + 0.104 + 0.052 + 0.055) = \\ = (4/1.212) \cdot 85.99 = 4 \cdot 0.825 \cdot 85.99 = 283.79 \text{ (kN/mm)}$$

Крутост групе од 4 шипа на растојању од 5 D.

$$K_{\text{HFG}} = 4 \times 85.99 / (1 + 0.209 + 0.104 + 0.111) = \\ = 4 \times 0.702 \cdot 85.99 = 241.54 \text{ (kN/mm)}$$

Крутост групе од 4 шипа на растојању од 4 D.

$$K_{\text{HFG}} = 4 \times 85.99 / (1 + 0.261 + 0.131 + 0.138) = \\ = 4 \times 0.654 \cdot 85.99 = 224.80 \text{ (kN/mm)}$$

Крутост групе од 4 шипа на растојању од 3.5 D.

$$K_{\text{HFG}} = 4 \times 85.99 / (1 + 0.298 + 0.149 + 0.158) = \\ = 4 \times 0.623 \times 85.99 = 214.20 \text{ (kN/mm)}$$

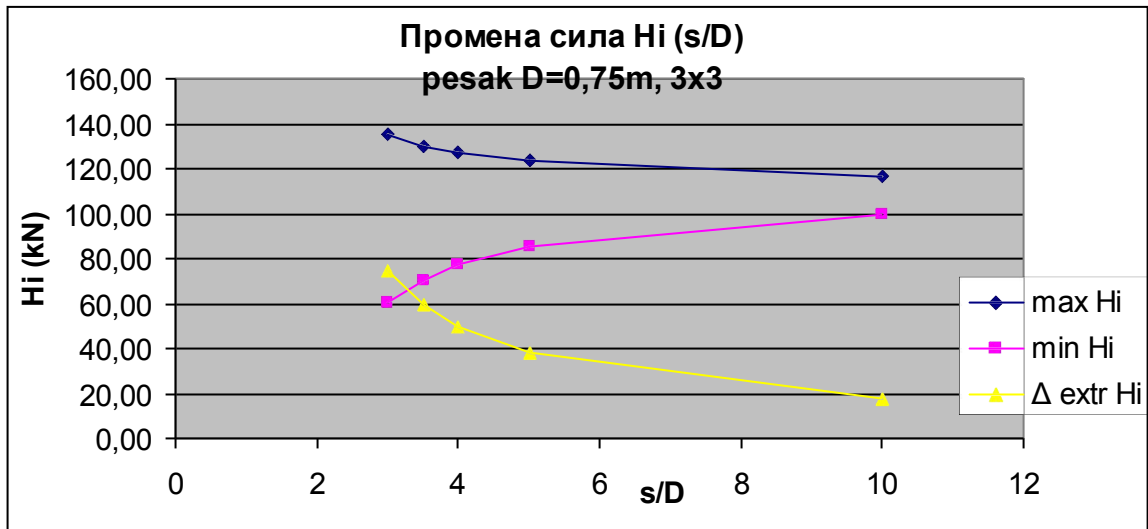
Крутост групе од 4 шипа на растојању од 3 D.

$$K_{\text{HFG}} = 4 \times 85.99 / (1 + 0.348 + 0.174 + 0.185) = \\ = 4 \times 0.586 \times 85.99 = 201.53 \text{ (kN/mm)}$$

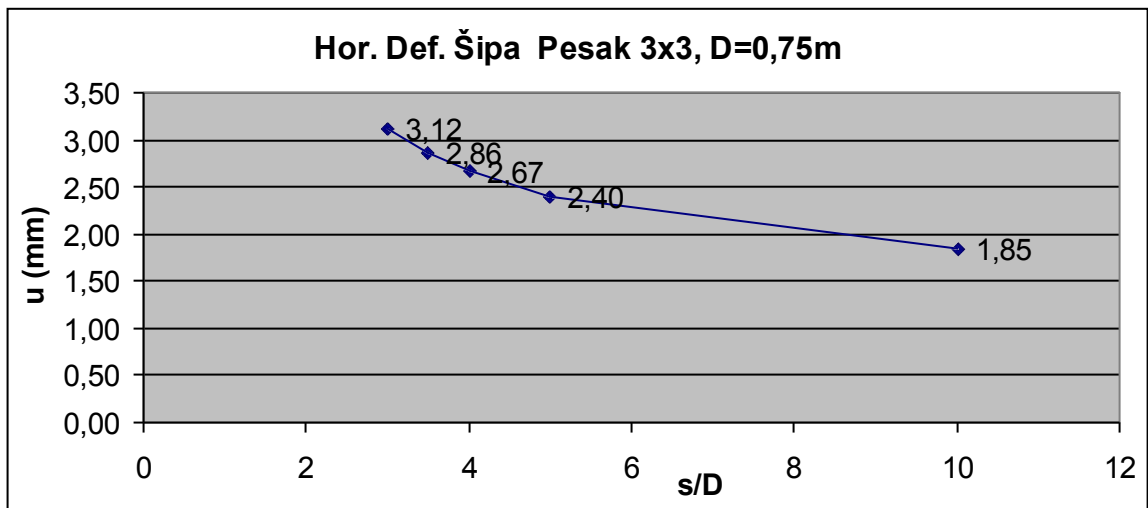
Табела 3.8.11 Дијаграм промене крутости за групу од 2x2 и 3x3 шипова у песку у зависности од међусобног растојања,  $m=16.3 \text{ MPa/m}$ ,  $D=0,75\text{m}$

Растојања осовина шипова:	3D	3.5 D	4 D	5 D	10 D
Крутост (kN/mm) 2x2	201,53	214,20	224,80	241,54	283,79
Крутост (kN/mm) 3x3	320,81	349,17	374,27	416,62	540,56
Ефикасност крутости 2x2	0,59	0,62	0,65	0,70	0,83
Ефикасност крутости 3x3	0,41	0,45	0,48	0,54	0,70
k 3x3/2x2	1,5918	1,6301	1,6649	1,7249	1,9048

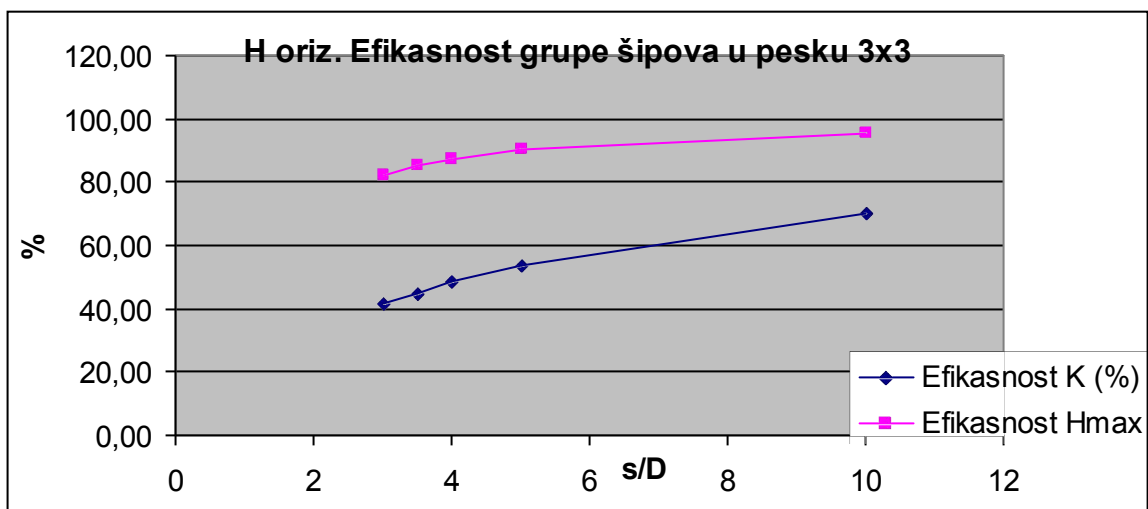
Код фундирања у песку ( $E_S=m \cdot D=25 \text{ MPa}$ ) хоризонтална крутост групе шипова пречника 0,75 m распореда 3x3 мање се разликује од хоризонталне крутости група распореда 2x2, ако је растојање шипова 3; 3.5 или 4 D. Разлика постаје значајнија тек при 5D. Према приложеној теорији прорачуна, ако је за димензионисање групе шипова доминантан услов хоризонталне крутости шипова (а не вертикална носивост) није толико исплативо повећање само броја шипова у групи са растојањем до 4 D, већ је боље повећати и међуосовинско растојање шипова на 5 D или одабрати веће (растојње и пречнике шипова). Када се за међуосовински размак од 3 D пређе са 2x2 на распоред 3x3 шипова крутост групе расте за 59%, за 5 D 72%, а за 10 D за 90%.



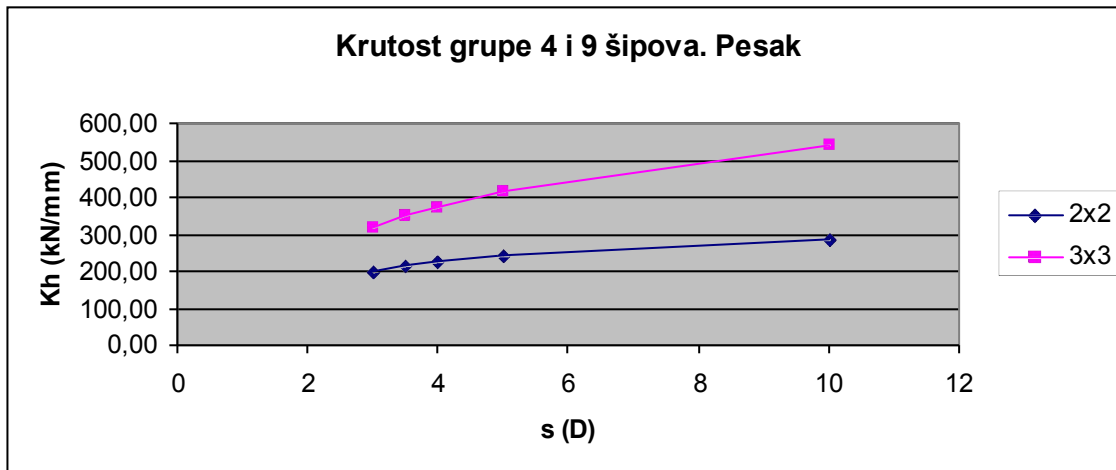
Слика 3.8.20 Дијаграм прерасподеле сила у песку услед хоризонталне интеракције. max  $H_i$ ; min  $H_i$ ;  $\Delta$  extr  $H_i$ .  $3 \times 3$ .  $m=16.3$  MPa/m,  $D=0.75$  m.



Слика 3.8.21 Дијаграм хоризонталне деформације групе шипова услед хоризонталне интеракције.  $3 \times 3$ . Песак.  $m=16.3$  MPa/m,  $D=0.75$  m



Слика 3.8.22 Дијаграм ефикасности групе шипова услед хоризонталне интеракције: према крутости и према максималној сили. Распоред  $3 \times 3$ . Песак. Крутост нагло пада након смањења растојања испод 5 пречника.  $m=16.3$  MPa/m,  $D=0.75$  m



Слика 3.8.23 Дијаграм промене крутости за групу од 2x2 и 3x3 шипова у песку зависности од међусобног растојања.  $m=16.3 \text{ MPa/m}$ ,  $D=0.75 \text{ m}$ .

Код усвајања броја и распореда шипова у групи ако хоризонтална крутост није доминантан фактор димензионисања, већ отпорност на хоризонталну силу (смицање) глава шипова, повећање броја шипова у групи је прихватљиво решење, чак и при растојањима мањим од 4 D. Ово је последица хоризонталне интеракције шипова у групи. Дакле ако код димензионисања шипова значајну улогу има хоризонтална крутост групе, повољније је користити осовинске размаке од 4 или 5 D. Наравно да код пречника већих од 5 D треба размислити о димензији и крутости наглавне греде, јер су код већих пречника шипова оне значајне за одлучивање.

**Пример 13** Модел тла је претстављен линеарно променљивим модулом, тј. тло је песковито, и са пречником шипа  $D=0,60 \text{ m}$ . Модул тла је дат на дубини једног пречника шипа, дакле овде се ради о крућем тлу него код шипа пречника  $0.75\text{m}$ , јер је модул пораста дат на дубини једног пречника шипа.  $E_s=m \cdot D$ ;  $m=16,3 \text{ MPa/m}$   
Разликују се коефицијенти флексибилности, а тиме и крутости, код тла са линеарно променљивим модулом тла по дубини шипа. За тло са линеарно променљивим модулом тла по дубини, померање и моменат за шип са укљештенном главом се срачунавају према следећим једначинама:

$$u^F = f_{FH} H \quad f_{FH} = \frac{1.35K^{-0.333}}{mD^2}$$

$$M^F = -I_{MF} HD \quad I_{MF} = 0.37K^{0.222}$$

$$K_{HF} = 16.3 \times 0.60^2 / 1.35 \times 1000^{-0.333} = 59,28 \text{ MN/m ili (kN/mm)}$$



$C^{-1}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0,996	0,739	0,613	0,486	0,370	0,269	0,177	0,096	0,124
2	-0,258	0,800	0,542	0,422	0,341	0,221	0,140	0,081	0,102
3	-0,125	-0,383	0,613	0,513	0,397	0,269	0,173	0,092	0,124
4	-0,127	-0,248	-0,349	0,676	0,446	0,349	0,221	0,101	0,108
5	-0,116	-0,197	-0,313	-0,543	0,543	0,313	0,197	0,116	0,084
6	-0,101	-0,221	-0,349	-0,446	-0,676	0,349	0,248	0,127	0,108
7	-0,092	-0,173	-0,269	-0,397	-0,513	-0,613	0,383	0,125	0,124
8	-0,081	-0,140	-0,221	-0,341	-0,422	-0,542	-0,800	0,258	0,102
9	-0,096	-0,177	-0,269	-0,370	-0,486	-0,613	-0,739	-0,996	0,124

L			
0		0,1237	123,69
0		0,1025	102,48
0		0,1237	123,69
0		0,1081	108,07
0		0,0842	Hi= 84,17
0		0,1081	108,07
0		0,1237	123,69
0		0,1025	102,48
1		0,1237	123,69

Suma Hi= 1000,00 kN

#### КОНТРОЛА

$$\alpha_{HF} \times H_i = \quad / 59,28 = u_i(\text{mm})$$

		ui(mm)	
209,43448	59,28	3,53	
209,43448	59,28	3,53	
209,43448	59,28	3,53	
209,43448	59,28	3,53	$K_{HFG} =$
209,43448	59,28	3,53	283,03 kN/mm
209,43448	59,28	3,53	
209,43448	59,28	3,53	
209,43448	59,28	3,53	
209,43448	59,28	3,53	

123,69	102,48	123,69
108,07	84,17	108,07
123,69	102,48	123,69

Pesak 5D 060

Max Hi = 123,69

min Hi = 84,17

$\Delta$  extr Hi= 39,52

1	0,829	1	2,83	
0,874	0,680	0,874	2,43	8,08 0,8983
1	0,829	1	2,83	

Usled preraspodele sila horizontalna sila na šipu 2 nije jednaka sili na šipu 4, ali je sila na šipu 4 jednaka sili na šipu 6, takode i sila na šipu 2 i 8

Ukoliko se efikasnost posmatra u odnosu na maksimalnu silu, onda ovde iznosi 89,8%

Pomeranje grupe šipova je 3,53 (mm)

Krutost grupe šipova je 283,03 (kN/mm)

Efikasnost grupe preko krutosti 53,05 %

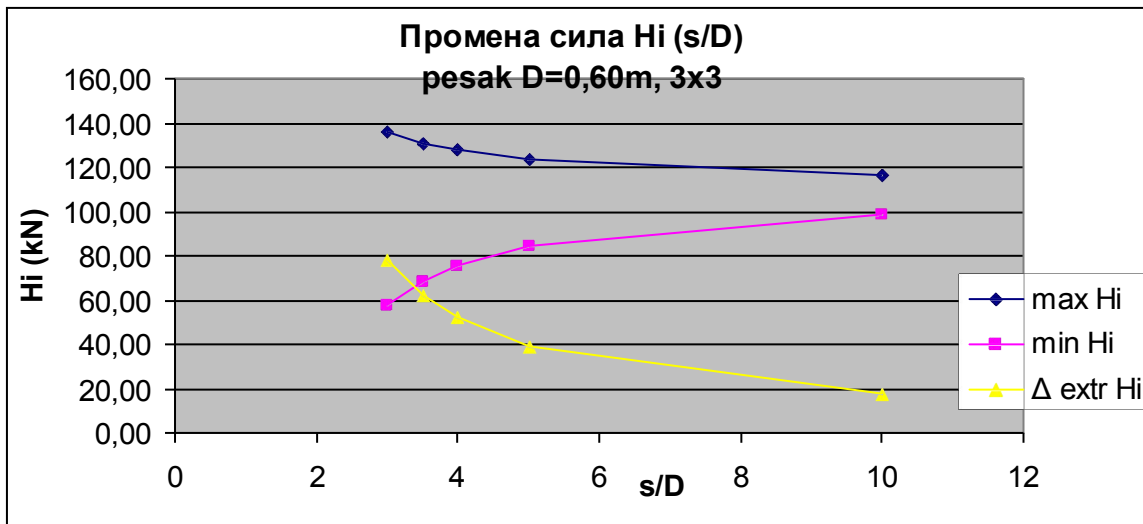
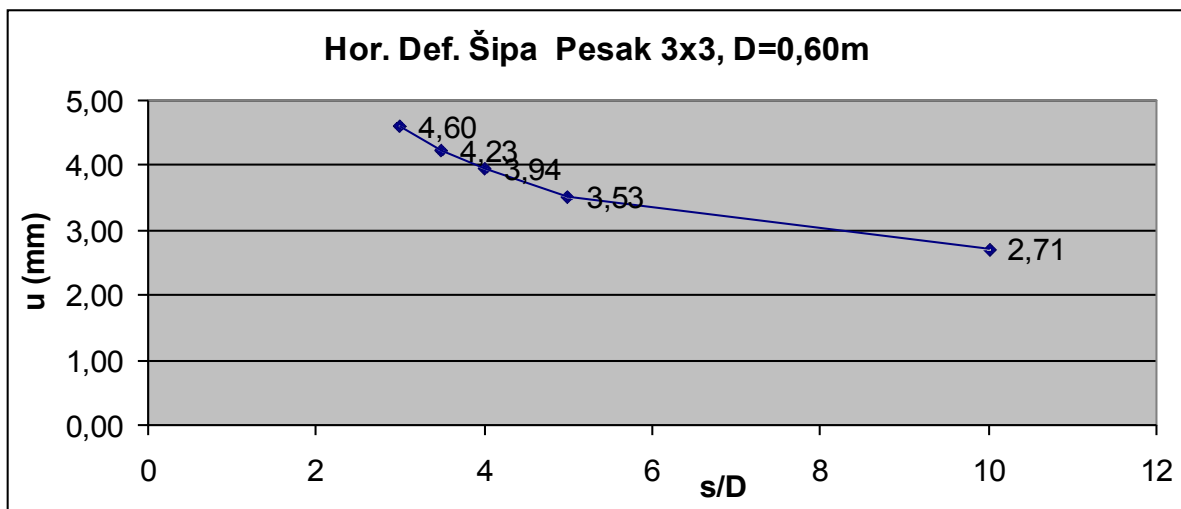


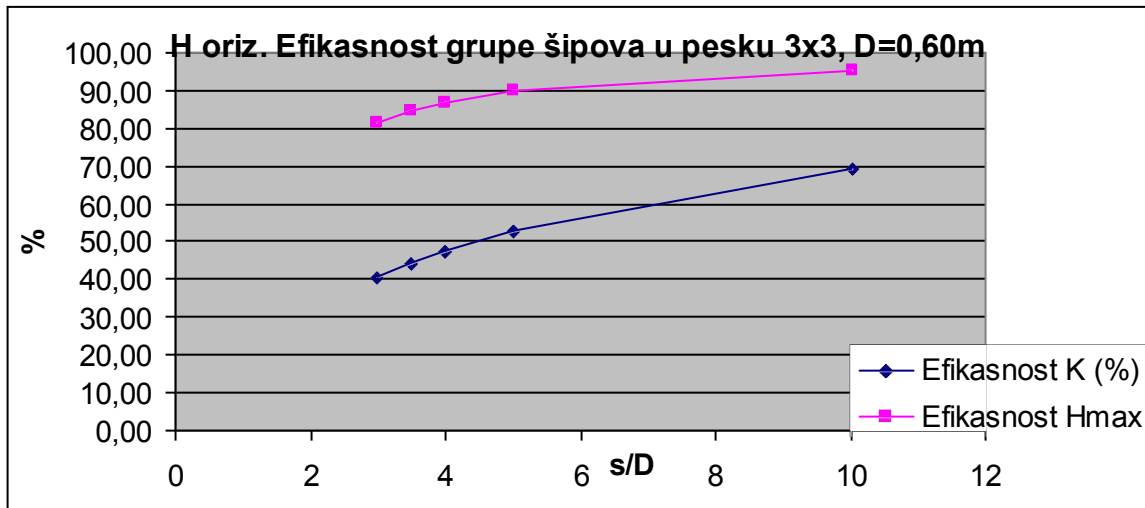
Табела 3.8.12. Промена  $H_i$  за групу шипова у песку, распореда 3x3. Пречник шипа 0,60 m

Растојања оса шипова:	3D	3.5D	4D	5D	10 D
max $H_i$ (kN)	136,13	131,08	127,78	123,69	116,82
min $H_i$ (kN)	58,16	68,69	75,58	84,17	98,76
$\Delta$ extr. $H_i$ (kN)	77,97	62,39	52,20	39,52	18,06
Угиб (mm)	4,60	4,23	3,94	3,53	2,71
Крутог (kN/m)	217,19	236,61	253,86	283,03	369,06
Ефикасност крутости (%)	40,71	44,35	47,58	53,05	69,18
Ефикасност max силе (%)	81,62	84,77	86,96	89,83	95,12

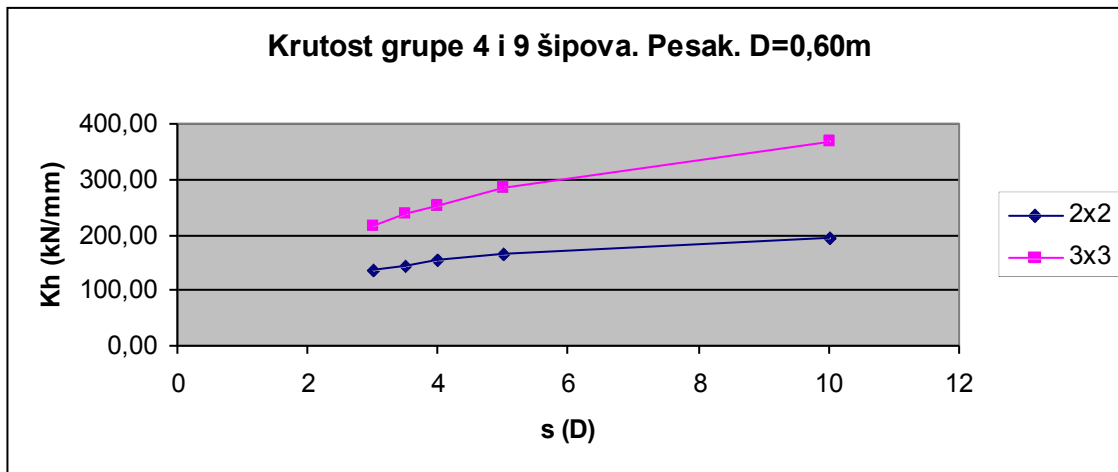
Табела 3.8.13 Дијаграм промене крутости за групу од 2x2 и 3x3 шипова у песку у зависности од међусобног растојања.  $m=16.3$  МПа/м,  $D=0,60$ m

Растојања шипова:	3D	3.5D	4D	5D	10 D
Крутог (kN/mm) 2x2	137,09	145,88	153,25	164,92	194,53
Крутог (kN/mm) 3x3	217,19	236,61	253,86	283,03	369,06
Ефикасност крутости 2x2	0,58	0,62	0,65	0,70	0,82
Ефикасност крутости 3x3	0,41	0,44	0,48	0,53	0,69
k 3x3/2x2	1,5843	1,6220	1,6565	1,7162	1,8972

Слика 3.8.24 Дијаграм прерасподеле сила у песку услед хоризонталне интеракције. max  $H_i$ ; min  $H_i$ ;  $\Delta$  extr  $H_i$ . 3x3.  $m=16,3$  МПа/м,  $D=0,60$  m.Слика 3.8.25 Дијаграм хоризонталне деформације групе шипова услед хоризонталне интеракције. 3x3. Песак.  $m=16,3$  МПа/м,  $D=0,60$  m.



Слика 3.8.26 Дијаграм ефикасности групе шипова услед хоризонталне интеракције: према крутости и према максималној сили. Распоред 3x3. Песак. Крутост нагло пада након смањења растојања испод 5 пречника.  $m=16,3$  МПа/м,  $D=0,60$  м.



Слика 3.8.27 Дијаграм промене крутости за групу од 2x2 и 3x3 шипова у песку зависности од међусобног растојања.  $m=16,3$  МПа/м,  $D=0,60$  м.

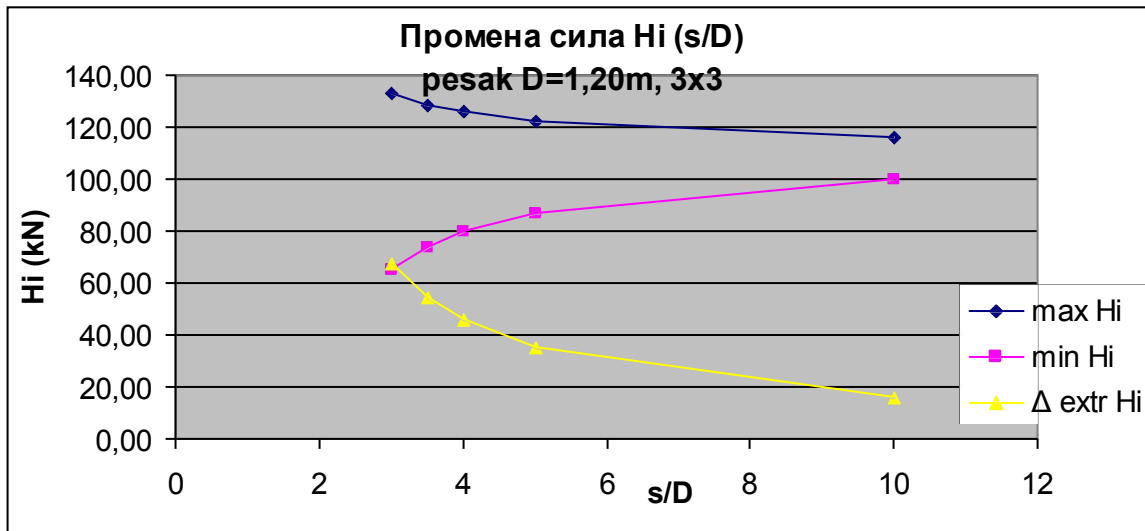
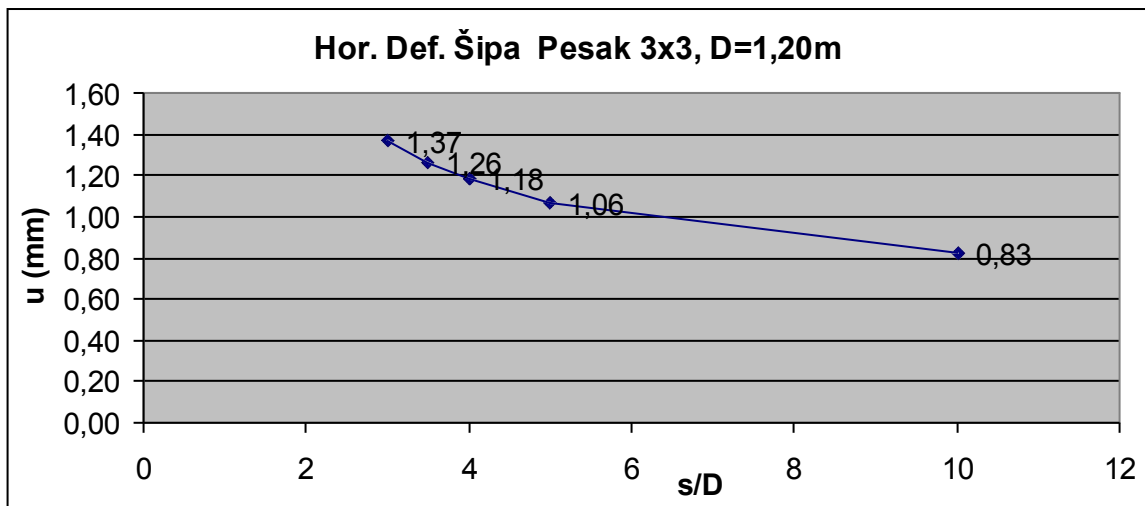
**Пример 14.** Исти подаци као за пример 13, али је  $D=1,20$ м. Дате су само карактеристичне таблице, и дијаграми, неопходни за примену интеракције.  $m=16,3$  МПа/м,  $K_{HF}=188,24$ ;  $E_S=19,56$  МПа.

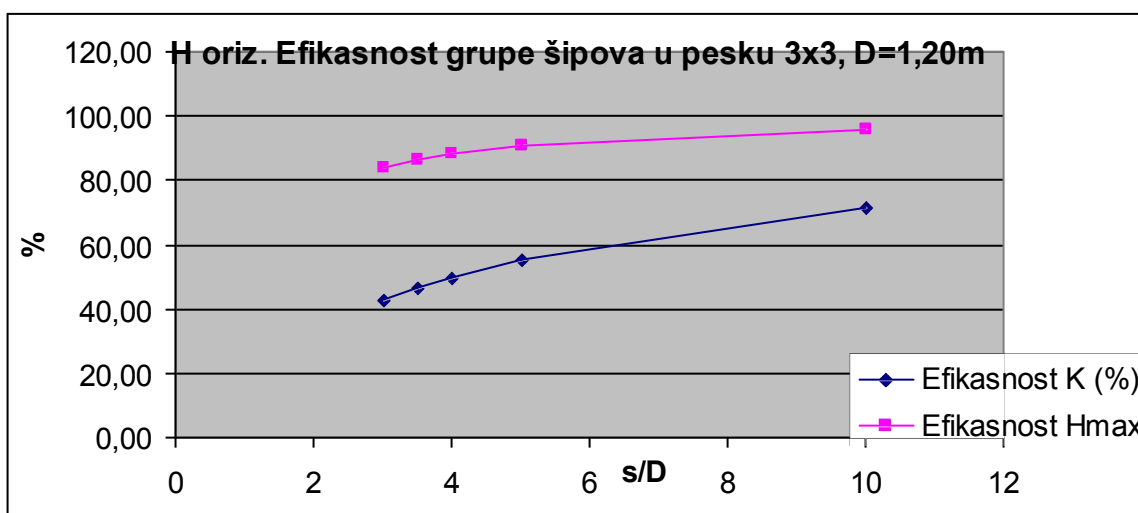
Табела 3.8.14. Промена  $H_i$  за групу шипова у песку, распореда 3x3. Пречник шипа 1,20 м

Растојања оса шипова:	3D	3.5D	4D	5D	10 D
max $H_i$ (кН)	132,70	128,56	125,78	122,27	116,24
min $H_i$ (кН)	65,31	73,96	79,77	87,15	100,00
$\Delta$ extr. $H_i$ (кН)	67,40	54,60	46,01	35,12	16,23
Угиб (мм)	1,37	1,26	1,18	1,06	0,83
Крутост (кН/мм)	729,12	791,93	847,22	939,85	1206,87
Ефикасност крутости (%)	43,04	46,75	50,01	55,48	71,24
Ефикасност max силе (%)	83,73	86,43	88,34	90,87	95,59

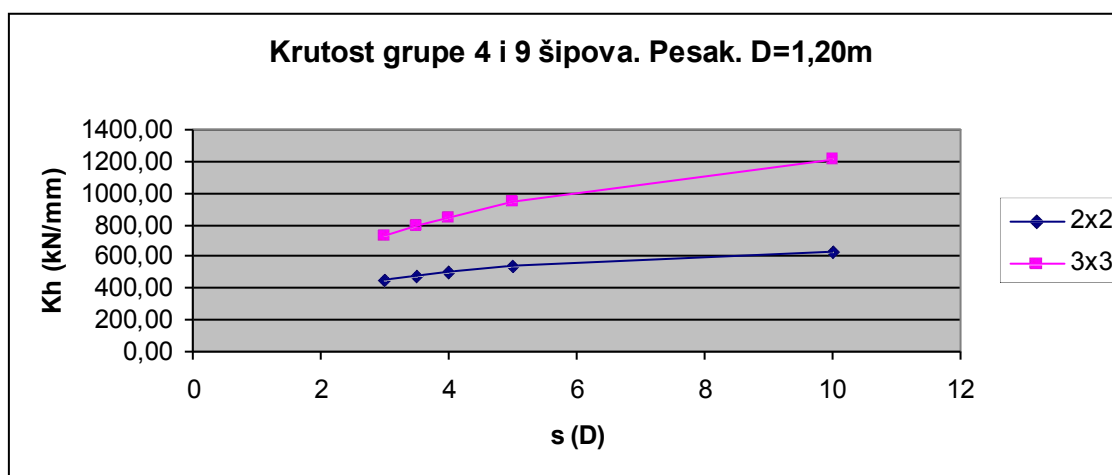
Табела 3.8.15 Дијаграм промене крутости за групу од 2x2 и 3x3 шипова у песку у зависности од међусобног растојања.  $m=16,3 \text{ MPa/m}$ .  $D=1,20\text{m}$ 

Растојања шипова:	3D	3.5D	4D	5D	10 D
Кругост (kN/mm) 2x2	453,38	480,70	503,46	539,19	628,39
Кругост (kN/mm) 3x3	729,12	791,93	847,22	939,85	1206,87
Ефикасност крутости 2x2	0,60	0,64	0,67	0,72	0,83
Ефикасност крутости 3x3	0,43	0,47	0,50	0,55	0,71
к 3x3/2x2	1,6082	1,6475	1,6828	1,7431	1,9206

Слика 3.8.28 Дијаграм прерасподеле сила у песку услед хоризонталне интеракције. max  $H_i$ ; min  $H_i$ ;  $\Delta \text{ extr } H_i$ . 3x3.  $m=16,3 \text{ MPa/m}$ ,  $D=1,20 \text{ m}$ .Слика 3.8.29 Дијаграм хоризонталне деформације групе шипова услед хоризонталне интеракције. 3x3. Песак.  $m=16,3 \text{ MPa/m}$ ,  $D=1,20 \text{ m}$ .



Слика 3.8.30 Дијаграм ефикасности групе шипова услед хоризонталне интеракције: према крутости и према максималној сили. Распоред 3x3. Песак. Крутост нагло пада након смањења растојања испод 5 пречника.  $m=16,3 \text{ MPa/m}$ ,  $D=1,20 \text{ m}$ .



Слика 3.8.31 Дијаграм промене крутости за групу од 2x2 и 3x3 шипова у песку зависности од међусобног растојања.  $m=16,3 \text{ MPa/m}$ ,  $D=1,20 \text{ m}$

**Пример 15.** Горње табеле се користе за симулацију хоризонталне интеракције групе шипова, распореда 3x3 и 2x2, уграђених у средње збијеном песку. Коefицијент ефикасности групе користи се за корекцију хоризонталне крутости групе шипова, тако да параметре крутости  $p/u$  криве које су дате за појединачни шип, треба у групи „оборити“ да укупна крутост одговара прорачунатој ефикасности. Међусобни однос крутости појединачних шипова у групи зависи од положаја шипа у односу на групу и оптерећење, а одређује се пропорционално прерасподели хоризонталних сила.

Корекција параметра крутости  $p/u$  криве, односи се пре свега на линеарни део као почетну (иницијалну) крутост, и граничну носивост тла за нелинеарни део. На пример ако се група састоји од **4 шипа**, на међусобном растојању **3D**, пречника **D=0.60m**, из табеле 3.8.12, очита се ефикасност групе, која за средње збијен песак износи 58%. Почетну крутост сва четири шипа на дубини до 10 D, треба оборити на 58%.

Код граничне носивости за нелинеарни део  $p/u$  криве, овде се и даље користи линеарна статичка хоризонтална интеракција. Технички коректније би било увести нелинеарну анализу. Приказ нелинеарне анализе дат је у делу 3.8.6.6, али се овде неће користити, јер би то превазишло оквира овог рада.

**Пример 16.** За исти пример, али за **групу од 9 шипова**, корекција крутости се срачунава из два дела. Први део је сличан као код групе од 4 шипа, дакле ефикасност крутости је у овом случају 40,71% (из табеле 3.8.12). У другом делу коригује се крутост појединачног шипа у односу на положај у групи, а у складу са прерасподелом сила.

Растојања оса шипова:	3D
max $H_i$ (kN)	136,13
min $H_i$ (kN)	58,16
$\Delta$ extr. $H_i$ (kN)	77,97
Угиб (mm)	4,60
Крутост (kN/mm)	217,19
Ефикасност крутости (%)	40,71
Ефикасност max силе (%)	81,62

Максимална сила (угаона) је 136,13 kN, а минимална (унутрашња у центру групе) 58,16 kN. Укупна сила је 1000 kN. Рачунамо недостајућу „средњу“ силу (то није средња вредност силе, зато је под наводницима), односно силу на средини ивице групе. „Средња“ сила је:

$$H^{sr} = (1000 - 4 * 136,13 - 58,16) / 4 = 250 - 136,13 - 58,16 / 4 = 99,33 \text{ kN.}$$

Сада тражимо однос крутости појединачног шипа у групи:

$$\text{Угаони шип у односу на средњу вредност силе (1000/9): } 136,13 / 111,11 = 1,22518$$

$$\text{Ивични шип „средњи“ у односу на средњу вредност силе: } 99,33 / 111,11 = 0,89398$$

$$\text{Унутрашњи шип у односу на средњу вредност силе: } 58,16 / 111,11 = 0,52345$$

$$\text{Сума односа коефицијената крутости је 9, што је број шипова у групи: } 4 * 1,22518 + 4 * 0,89398 + 0,52345 = 9$$

Коефицијент ефикасности крутости угаоног шипа је:

$$(40,71/100) * (1,22519) = 0,49877$$

Коефицијент ефикасности крутости „средњег“ шипа (на средини ивице стране) је:

$$(40,71/100) * (0,89398) = 0,36394$$

Коефицијент ефикасности крутости унутрашњег шипа је:

$$(40,71/100) * (0,52345) = 0,21309$$

$$\text{Контрола } 4 * 0,49877 + 4 * 0,36394 + 0,21309 = 3,66394$$

$$\text{Крутост групе: } 3,66394 / 9 = 0,4071$$

што је и циљана вредност крутости групе од 40,71%.

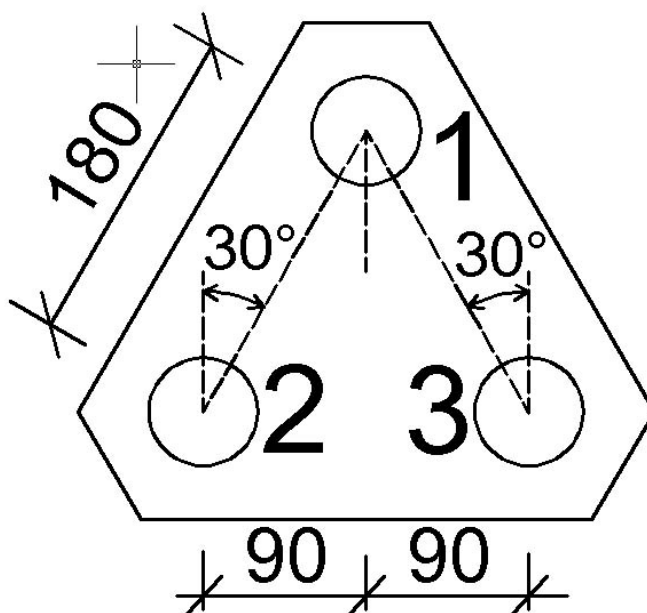
Уколико је заиста потребно у неком специфичном случају може се обавити поправка коришћењем 6 (или више) децимала за прорачун коефицијента ефикасности крутости сваког појединачног шипа.

**Пример 17.** 2Д рам се састоји од групе од 3 и 4 шипа. Потребно је размотрити утицај хоризонталне интеракције када хоризонтална сила дејствује у равни рама. Срачунати коефицијенте корекције крутости  $p$ -у кривих за шипове у групи, занемарујући интеракцију између група. Шипови су на међусобном растојању  $3D$ , а пречника су  $D=0,60m$ .

Применићемо горе наведену процедуру на групу од 4 шипа, на међусобном растојању  $3D$ , пречника  $D=0,60m$ , из табеле 3.8.12, очита се ефикасност групе, која за средње збијен песак износи 58%. Почетну крутост сва четири шипа на дубини до  $10 D$ , треба оборити на 58%.

Линеарни део крутости је  $k_0=16307*z$ , тј са корекцијом  $k_0=16307*0,58*z=9458*z$ . Ова формула се примењује до дубине од око  $10 D$ , у овом случају то је  $9,17 D$  односно до дубине од  $5,5m$ .

Коефицијент ефикасности крутости групе од 3 шипа се посебно срачунава. Срачинавамо утицајне коефицијенте интеракције у групи (флексибилности и крутости), за 3 шипа, на међусобном растојању  $3D$ , пречника  $D=0,60m$ .



Слика 3.8.32 Распоред групе од 3 шипа. Пречника 60 cm.

За угао  $\alpha=30$ ; међуосовинско растојање  $3D$ , сила делује у вертикалном правцу.

Проблем интеракције  $1 \rightarrow 2$  и  $1 \rightarrow 3$  су симетрични

$$\alpha uF(1,1)=1; \alpha uF(1,2)=0,31443; \alpha uF(1,3)=0,31443.$$

$$\alpha uF(2,1)=0,31443; \alpha uF(2,2)=1; \alpha uF(2,3)=0,000.$$

$$\alpha uF(3,1)=0,31443; \alpha uF(3,2)=0,000; \alpha uF(3,3)=1$$

Међутим када сила делује од 2 и 3 ка шипу 1, тада имамо преплитање “сенке” (клина лома) ова два шипа на шип 1.

$$m= 16,3$$

$$E_s=m*D= 9,78$$

$$K=E_p/E_s= 2556,237$$

$$K_{HF}= 59,28$$

углови	1	2	3
1	0	30	30
2	30	0	0
3	30	0	0

s/D	1	2	3
1	0	3	3
2	3	0	3
3	3	3	0

$\alpha_{hF}$	1	2	3
1	1	<b>0,314</b>	<b>0,314</b>
2	0,314	1	<b>0,359</b>
3	0,314	0,359	1

Решавањем система једначина услед интеракције добија се мала разлика сила за групу од 3 шипа.

H1=	347,58	x0,6031	1,042747	62,89	64
H2=	326,21		0,978628	59,02	58
H3=	326,21		0,978628	59,02	58

Ова разлика је мала, па ће се претпоставити иста крутост код групе од 4 шипа и 2 шипа из групе 3, иста износи 0,58. За крајњи шип групе од 3 коефицијент крутости је 0,64.

Контрола

$\alpha_{uF}$	1	2	3	$H_i$
1	1	0,31443	0,31443	347,58
2	0,31443	1	0,359348	326,21
3	0,31443	0,359348	1	326,21

$u_i(\text{mm})$		
552,7216	59,28	9,32
552,7216	/59,28	9,32
552,7216	59,28	9,32

Померање групе шипова је 9,32 (mm)  
 Крутост групе шипова је 107,25 (kN/mm)  
 Ефикасност групе преко крутости 60,31 %

Табела 3.8.16 Почетни модули  $p$ -у кривих, за кондензовану групу од 1 и 2 шипа.

z(m)	2 D60	1D60
1	32614	16307
2	65228	32614
3	97842	48921
4	130456	65228
5	163070	81535

Табела 3.8.17 Кориговани почетни модули  $p$ -у кривих, за кондензовану групу од 1 и 2 шипа.

	0,58	0,64
z(m)	2 D60	1D60
1	18916,12	10436,48
2	37832,24	20872,96
3	56748,36	31309,44
4	75664,48	41745,92
5	94580,60	52182,40

Табела 3.8.18 Коэффицијенти корекције крутости р-у кривих. За спољни шип групе од 3 шипа.

z(m)= 1		z(m)= 2		z(m)= 3		z(m)= 4		z(m)= 5	
1D60	0,64*D60		0,64*D60		0,64*D60		0,64*D60		0,64*D60
-1	-0,64	-1	-0,64	-1	-0,64	-1	-0,64	-1	-0,64
0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00
17,41	11,14	35,48	22,71	53,69	34,36	71,92	46,03	90,13	57,68
30,61	19,59	65,25	41,76	100,97	64,62	136,94	87,64	172,73	110,55
31,26	20,01	66,85	42,78	103,62	66,32	140,65	90,02	177,5	113,60
31,55	20,19	67,59	43,26	104,84	67,10	142,37	91,12	179,72	115,02
33,32	21,32	72,03	46,10	112,28	71,86	152,92	97,87	193,34	123,74
49,72	31,82	127,88	81,84	225,24	144,15	333,28	213,30	443,13	283,60
51,49	32,95	141,26	90,41	269,97	172,78	433,53	277,46	614,72	393,42
51,58	33,01	143,05	91,55	281,48	180,15	476,18	304,76	719,4	460,42
51,58	33,01	143,05	91,55	281,58	180,21	477,21	305,41	724,6	463,74
51,58	33,01	143,05	91,55	281,58	180,21	477,21	305,41	724,6	463,74

Табела 3.8.19 Коэффицијенти корекције крутости р-у кривих. За двоструки шип групе од 3 шипа.

z(m)= 1		z(m)= 2		z(m)= 3		z(m)= 4		z(m)= 5	
2D60	0,58*2D60		0,58*2D60		0,58*2D60		0,58*2D60		0,58*2D60
-1	-0,58	-1	-0,58	-1	-0,58	-1	-0,58	-1	-0,58
0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00
34,82	20,20	70,96	41,16	107,38	62,28	143,85	83,43	180,25	104,55
61,21	35,50	130,51	75,70	201,95	117,13	273,87	158,84	345,46	200,37
62,51	36,26	133,7	77,55	207,23	120,19	281,3	163,15	355,01	205,91
63,11	36,60	135,17	78,40	209,67	121,61	284,74	165,15	359,43	208,47
66,63	38,65	144,06	83,55	224,57	130,25	305,84	177,39	386,67	224,27
99,44	57,68	255,77	148,35	450,49	261,28	666,56	386,60	886,27	514,04
102,98	59,73	282,52	163,86	539,94	313,17	867,07	502,90	1229,44	713,08
103,16	59,83	286,09	165,93	562,97	326,52	952,37	552,37	1438,8	834,50
103,16	59,83	286,1	165,94	563,16	326,63	954,42	553,56	1449,2	840,54
103,16	59,83	286,1	165,94	563,16	326,63	954,42	553,56	1449,2	840,54

Коэффицијенти из горње 4 табеле искоришћени су за формирање р-у кривих 2D рама на страни 172. поглавље 4.8.1.4. и 4.8.1.5.

### 3.8.6.3 Крутост наглавнице-плоче (raft) шипова

Шипови-наглавница (плоча) имају контакт између доње стране стопе и тла у којем су шипови уграђени. Може бити и контакт између стране плоче и слојева тла. Механизам расподеле сила су дискутовани напред, као заједничка равна између тла и плоче могуће је формирање отпорности на смицање и моменат. Захтеви компатибилности са претпоставком да је конструкција која се ослања на шипове, изједначењем ротације и померања користи се за изналажење колико од оптерећења и момента носи темељна плоча (raft). За прорачун је потребно познавати ротациону и латералну крутост плоче. Ове крутости је дао (Газетас, 1991). Овај аспект није предмет разматрања овог чланка.

Напомена: Raft је темељна плоча а (cap) је наглавница. Понекад raft замењује cap.

### 3.8.6.4 Ефекти нелинеарног понашања тла

Горње поглавља заснована су на претпоставци да је тло у који су шипови уграђени понашају еластично. Последњих година постигнут је консензус да је и за мање нивое оптерећења понашање тла нелинеарно. Тај проблем за групу шипова су проучавали (Jardine и др., 1985) и (Caputo и Viggiani, 1984). Ефекти нелинеарности се локализују у



околини тела шипа. Вредност  $\alpha$  која је напред срачунавана даје горњу границу интеракције између шипова.

Једначином (3.8.55) се може предвидети да фактор интеракције за латерално оптерећење је исто за  $\xi=0$  или  $180^\circ$ . Међутим, добро је познато из мерења расподеле нанетих сила између шипова у групи тако да главни шип носи већи део нанетих дејстава него шипови иза/са стране. Ово указује да идеализација са моделом еластичног понашања није потпуно применљива (могућа) са актуелном крутошћу групе шипова. Тестови на терену и на прототипу могу дати ближе податке. Два случаја су дата надале.

### 3.8.6.5 Својства подлоге (постељице) и пенетрациона отпорност

Дате су информације о односу пенетрационе отпорности депозита тла и Јунговог модула или модула постељице. Како је пенетрациона отпорност стандардни метод испитивања на терену може се користити за прелиминарну процену крутости тла коју није лако одредити. Најчешће се успоставља веза пенетрационе отпорности и чврстоће тла (тло са већом чврстоћом већа крутост). Велике су разлике у доступној литератури, па је квантитативна процена комплексна. Корисна је кратка дискусија о динамичком модулу деформације тла у (Газетас, 1991).

У току земљотреса деформације тла се одвијају у недренираним условима па се тло моделира са еластичним недренираним условима и са Поиссоновим односом  $\nu=0.5$ . За дрениране услове  $\nu$  је мање од 0.5. За мале дилатације (С и П таласи)  $\nu$  ближе вредности  $\nu=0.4$ .

Може се успоставити веза између пенетрационе отпорности и модула тла. За мале дилатације крутост ће бити знатно већа него за велике дилатације. (Seed, 1986) је за мале дилатације предложио везу смичуће отпорности и пенетрационе отпорности (ПО) у зависности од броја удараца ( $N_1$ )60 која је коригована вредност СПТ, и  $\sigma'$  која представља главни ефективни напон у кРа. Сличан је и предлог (Балди, 1989) за ЦПТ отпорност кварцног песка:

### 3.8.6.6 Нелинеарна бочна интеракција шип-тло

Претходна поглавља заснивају се на претпоставци еластичног понашања тла око шипова. Овде се разматра ефекат нелинеарне бочне интеракције и локални „отказ“-лом између тела-омотача шипа и тла у који су шипови уграђени. Davies и Budhu су предложили поступак еластичне анализе уводећи локални отказ-лом (failure) између тла и шипа што следи у поглављу које се односи на нелинеарну интеракцију коришћењем Винклеровог модела као базе за програм методе коначних елемената.

#### Локални отказ-лом

Прорачун граничним елементима који су користили (Давиес и Будху, 1986) и (Будху и Давиес, 1987 и 1988) су извели изразе за еластично померање главе шипа и прорачун контактних напона између омотача шипа и тла. Ови напони се узимају у обзир само ако не прекораче напоне попуштања (течења) који изазивају локални лом тла око омотача шипа. Будху и Давиес су модификовали еластичну анализу када контактни напони буду неприхватљиви па се користи инкрементални процес водећи рачуна о томе колики је део заједничке површине оштећен. Они су модификовали прорачун (када напон у тлу достигне границу течења тај део се искључује из прорачуна-оштећен је) конзоле под специфичним дејствима, а еластични прорачун за део испод ове тачке тада се контролишу померања и ротације око тачке ослањања конзоле. Активна дужина шипа

одређује се испод доње тачке у којој је контакт тла и шипа нарушен. Нажалост не постоји израз за одређивање ове дубине.

Једначину Давиеса и Будху-а репрезентује нарочито корисан развој анализи латерално оптерећених темеља на шиповима. Пре тога све истраживање нелинеарних ефеката захтевале су употребу методе коначних елемената или сличних софтвера. Једначине које следе на знатно једноставнији и прикладнији начин анализе нелинеарног понашања и латералног одговора нарочито шипова.

### Константни модул тла по дубини

(Davies и Budhu , 1986) процењивали су ефекат (утицај) локалног оштећења-отказа шип-тло додирне површине помоћу модификационог фактора за еластичну предикцију понашања шипова. За шип са слободном главом они дају следећу једначину за померање главе шипа и максимални моменат:

$$\begin{aligned} u_y &= I_{uy} \cdot u_E \\ \theta_y &= I_{\theta y} \cdot \theta_E \\ M_{My} &= I_{My} M_{ME} \end{aligned} \quad (3.8.58)$$

Где су:  $I_{uy}, I_{\theta y}, I_{My}$  су утицајни фактори течења (yield),

$u_E$  – еластично померање главе шипа,

$\theta_E$  – еластична ротација главе шипа,

$M_{ME}$  - максимални еластични моменат шипа,

Утицајни коефицијенти течење су дати изразима:

$$\begin{aligned} I_{uy} &= 1 + \frac{h - 2.9k^{0.2}}{10.5k^{0.45}} \\ I_{\theta y} &= 1 + \frac{h - 2.9k^{0.2}}{12.5k^{0.33}} \\ I_{My} &= 1 + \frac{h - 2.9k^{0.2}}{20k^{0.29}} \\ h &= \frac{H}{S_u D^2} \end{aligned} \quad (3.8.59)$$

$$k = K / 1000$$

Горњи израз за  $x$  укључује нането хоризонтално оптерећење али не и моменат. Међутим моменат главе шипа се не може занемарити јер се користи за срачунавање еластичних померања у којима се  $I_{uy}, I_{\theta y}$  наносе. За мало оптерећење шипова утицајни фактори прорачунати на основу горњих једначина могу бити мањи од јединице у ком случају се узима јединица.

У развоју горње једначине за шип уграђен у глиновито тло са константним модулом тла Daviesа и Budhu сматрају да није вероватно да тло близу површине земљишта потпуно доприноси отпорности шипа и такође је подложна сезонским променама карактеристика. Консеквентно игнорише (изоставља) се првих 600 мм профила тла као

што је то показано на слици 3.8.24 и где је то означено са  $e_0$ . То доприноси повећању ексцентритета оптерећења за  $e_0$ , па се користи вредност:

Занемарењем првих (горњих) 600 *mm* профила тла

Овај ефекат повећава ексцентрицитет оптерећења преко  $\varphi$

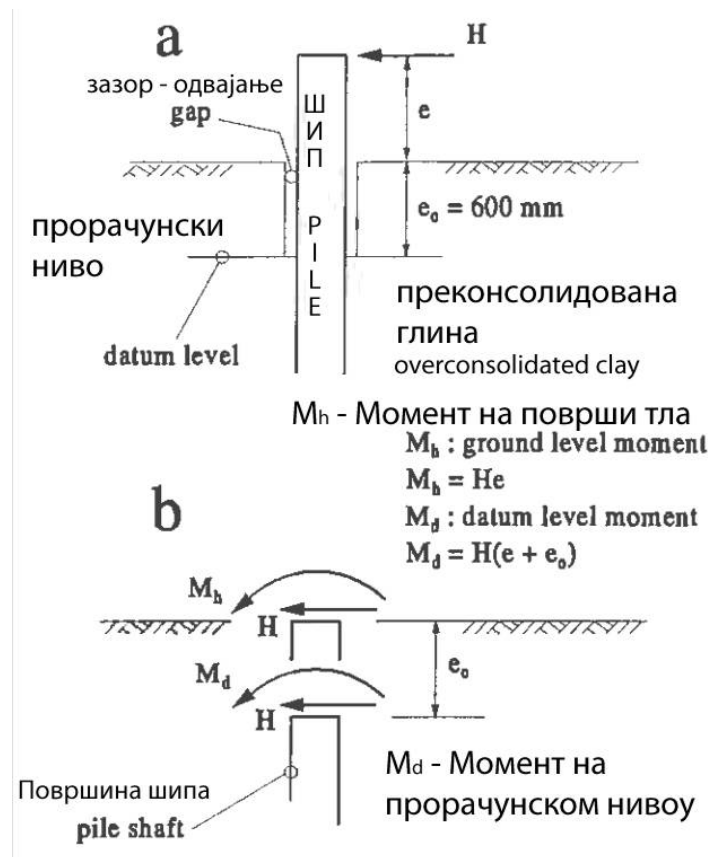
Тако да је ексцентрицитет оптерећења које делује у глави шипа је:

$$e = \frac{M}{H} + e_0 \quad (3.8.60)$$

Како је померање главе шипа срачунато на дубини од 600 од површине тла, померање и ротација укључују следеће додатне услове:

$$u_{pilehead} = u_d + e_0 \theta_d + \frac{H \cdot e_0^3}{3E_p I_p} + \frac{M_h \cdot e_0^2}{2E_p I_p}$$

$$\theta_{pilehead} = \theta_d + \frac{H \cdot e_0^2}{2E_p I_p} + \frac{M_h \cdot e_0}{E_p I_p} \quad (3.8.61)$$



Слика 3.8.33 Нелинеарни одговор слободне главе шипа у тлу са константним модулом са дубином (а) геометрија, (б) прорачунски ниво (datum level)

На слици је уписано преконсолидована глина;

$M_h$  - моменат на површини терена:  $M_h = H \cdot e$ ;

$M_d$  - моменат за прорачунски ниво (datum level):  $M_d = H(e + e_0)$ ; \*

Pile shaft- омотач или површ шипа

где је  $M$  у  $\text{kNm}$  а  $H$  у  $\text{kN}$ .

Где су:  $e_0$  – дистанца прорачунског нивоа од површине терена (600 мм),

$u_d$  - дефлексија - „угиб“ шипа на прорачунском нивоу,

$\theta_d$  - ротација тачке шипа на прорачунском нивоу,

$M_h$  – моменат у шипу на прорачунском нивоу.

Последња два члана у изразу (7.4) се обично могу занемарити нарочито ако је пречник шипа већи од  $e_0$ . Као што латералне силе повећавају дужину локалног оштећења контактне зоне шипа и тла то се одражава на повећање  $I_{\omega y}$  и  $I_{\theta y}$  са повећањем бочног оптерећења.

Моменат на прорачунском нивоу је увећан за крак 60 см, колико и износи растојање прорачунског нивоа од површина терена (слика 3.8.24).

Да би било конзистентно са слободном главом приступ Davies-а и Budhu-а 600 mm уводи се губитак контакта тла и тела шипа. У овом случају услови укљештења се захтевају тако да је ротација главе шипа буде једнака нули.

### 3.8.6.7 Гранично стање употребљивости

Гранично стање употребљивости може се везује за допуштено дејство на главу шипа које изазива максимални моменат у шипу, моменат течења или веома близу њега. Гранични бочни капацитет шипа јавља се када се у телу шипа појави течење а све чврстоће околног тла буду мобилизоване. За једнолику глину гранични капацитет јавља се за дејства већа од оних која изазивају течење у шипу. За песак и нормално консолидоване глине нађено је да гранични капацитет и дејства која иницирају течење у шипу су понекад веома близу, а у неким случајевима чак и обрнуто. Дејства на главу шипа изазивају почетак течења у телу шипа и потребно је проверити капацитет носивости на латерална оптерећења.

### 3.8.6.8 Нелинеарне реакција тла и слојевити профил тла

У ову анализу се уводи слојевити профил тла и нелинеарне реакције тла на шип је разматрана. Нелинеарно понашање је моделирано увођењем Винкеловог модела, за померање при притиску, са нелинеарним односима. Нелинеарни одговор се контролише иницијалном крутошћу Винклерових опруга и латералног притиска при коме тло достиже максимални притисак којем може да поднесе. Између те две границе однос померања услед притиска се претпоставља у облику хиперболе.

Уобичајени начин третмана нелинеарног одговора тла подуж омотача шипа је коришћење тзв.  $p$ - $z$  криве за опруге. То су први предложили (McCalland и Focht, 1956). Касније су развијене различите форме, а неке новије су комплексније али боље моделирају понашања шипа. (Reese, 1974) је развио тип лома пасивног клина за одређивање максималног дозвољеног бочног притиска, близу површине терена, у песку. Захтева се и информација као што је дилатација у триаксијалном узорку за 50% напона лома  $\epsilon_{50}$ .

Метод предложен у овом одељку је развијен са покушајем примене једне једноставне методе увођења интеракције преко корекције  $p$ -у кривих (или еластичних опруга).

### Анализа хоризонталне интеракције групе шипова 3x3 пречника 120 и 60 см

За исто песковито тло (исти линеарни модул повећања крутости по дубини) обављена је анализа хоризонталне интеракције шипова у групи распореда 3x3 пречника 120 и 60 см.

Код песковитог тла за шипове у групи пречника 120 цм, при растојању 3Д долази до прерасподеле сила тако што максимална расте за 19,43%, а минимална пада за 41,22% у односу на почетну средњу вредност. Код растојања од 5Д максимална расте за 10,05%, а минимална пада за 21,56%. Код пречника шипа 120 цм, и растојању од 10 Д максимална сила расте за 4,61%, а минимална пада за 10,00%, у односу на средњу почетну вредност. Угиб за 5 Д се смањује за 22,42 %, а за 10 Д 39,58%, у односу на угиб код растојања од 3Д.

Код пречника шипа 60 цм, и растојању од 10 Д максимална сила расте за 5,14%, а минимална пада за 11,12% у односу на средњу почетну вредност. Угиб за 5Д се смањује за 23,26 %, а код 10Д за 41,15%, у односу на угиб код растојања од 3Д.

Дакле повећање међусобног растојања код песковитог тла има тек нешто више ефекта на угиб групе код мањих пречника, него код већих.

### 3.9 ЗАКЉУЧАК

Напред приказана анализа је значајна јер зависно од геометрије групе шипова (карактеристике шипова, њиховог распореда, тј. положаја) и квалитета тла у које су уграђени, утичу на вредност сила које се јављају у њима. То има изузетан значај када се у шиповима појаве нерегуларности – дефекти и/или оштећења. Тада је нужно упоређење стварних сила у шиповима и њихове носивости појединих шипова и групе шипова. У том смислу је потребно користити стварне геотехничке податке локације и обима дефекта/оштећења и његов утицај на носивост шипа и групе шипова. У том смислу се може користити и програм за анализу групе шипова под вертикалним и хоризонталним оптерећењем. Исход таквих анализа може доказати носивост појединачног и групе шипова или је потребна интервенција санација/појачавање неког од шипова. У случају веће нарушености носивости потребно је спровести тачније анализе, укључиво и анализу временске историје.

Код групе шипова распореда 3x3, на малим међусобним растојањима (3-4 D) показано је да код мањих пречника 0,60 и 0,75 m, и тла слабијих карактеристика, услед интеракције (вертикалне и хоризонталне), у сеизмички активним подручјима није увек нужно поставити и централни шип. Исти не учествује значајно у носивости, код например цевастог (шупљег) стуба, који се не ослања на централни шип већ је по својим димензијама ближи спољним шиповима. Овај централни шип тада практично само дисипира сеизмичку енергију и није довољно ефикасно искоришћен.

Уколико се ради о пуном стубу који се директно ослања на централни шип, овај елемент може да се током прерасподеле МПП активира и сагласно томе поправи својства током стања лома, услед земљотреса. Међутим уз анализу интеракције, и односа крутости наглавне плоче и шипова у групи може се пронаћи и повољнији и економичнији распоред шипова од уобичајених.

Код већег броја шипова у групи може се одговарајућим променама димензија наглаве плоче, омогућити повољнија прерасподела у складу са интеракцијом шип-тло-шип, када свакако треба водити рачуна и о дозвољеним напонима/слегањима сваког појединачног шипа.

---

---

## **4. СЕИЗМИЧКА АНАЛИЗА КОНСТРУКЦИЈА БЕТОНСКИХ ЗГРАДА**

---



---

## 4 СЕИЗМИЧКА АНАЛИЗА КОНСТРУКЦИЈА БЕТОНСКИХ ЗГРАДА

---

### 4.1 УВОДНЕ НАПОМЕНЕ

Понашање конструкција грађевинских објеката у земљотресима је тешко поуздано предвидети, што потврђују искуства из анализе последица земљотреса у недавној прошлости, као и резултати теоријских и експерименталних истраживања. Како је већ наглашено, разлози за то су стохастичка природа земљотреса, недовољно познати параметри локације и не-детерминистичка својства конструкције. Првенствено искуства из догођених земљотреса су истакла значај концептуалног пројектовања што је уткано и у ЕН 1998:2004 (Еврокод 8).

То је разлог што се у општим захтевима ЕЦ 8 препоручује да се пројектују једноставне зграде симетричне и сажете основе, регуларног облика у основи и по висини, уједначене отпорности и крутости у два ортогонална правца, са таваницама као крутим дијафрагмама, адекватно темељене, без наглих промена у масама облику и крутости и торзионо отпорне и круте. Због тога је у овом поглављу нагласак управо на концептуалном аспекту пројектовања. Теоријске основе метода анализе су последњих година усавршаване и могу се наћи у стручној литератури, па је тај део овде приказан у сажетој форми, а коришћен је у нумеричким анализама конструкција објеката.

### 4.2 КОНЦЕПТУАЛНО ПРОЈЕКТОВАЊЕ

Веома актуелно је увођење Еврокодова (Норми) и у нашу регулативу. У овој области је значајно, поред ЕН 1992, за бетонске конструкције (БК), нарочито сет норми ЕН 1998 и других ЕН повезаних са њима. Предвиђено је да се Еврокод 8 примењује за пројектовање и извођење зграда и других грађевинских објеката у сеизмичким областима са циљем да се, у случају земљотреса, обезбеди да: људски животи буду заштићени; оштећења ограничена; објекти значајни за заштиту људи остану у стању употребљивости и након земљотреса. Степен заштите, тј. прихватљиви сеизмички ризик, зависи од економске моћи земље и добија се комбинујући параметре сеизмичком хазарда (вероватноће појаве земљотреса на одређеном подручју у одређеном временском интервалу) и параметара понашања конструкције и тла и значаја објекта.

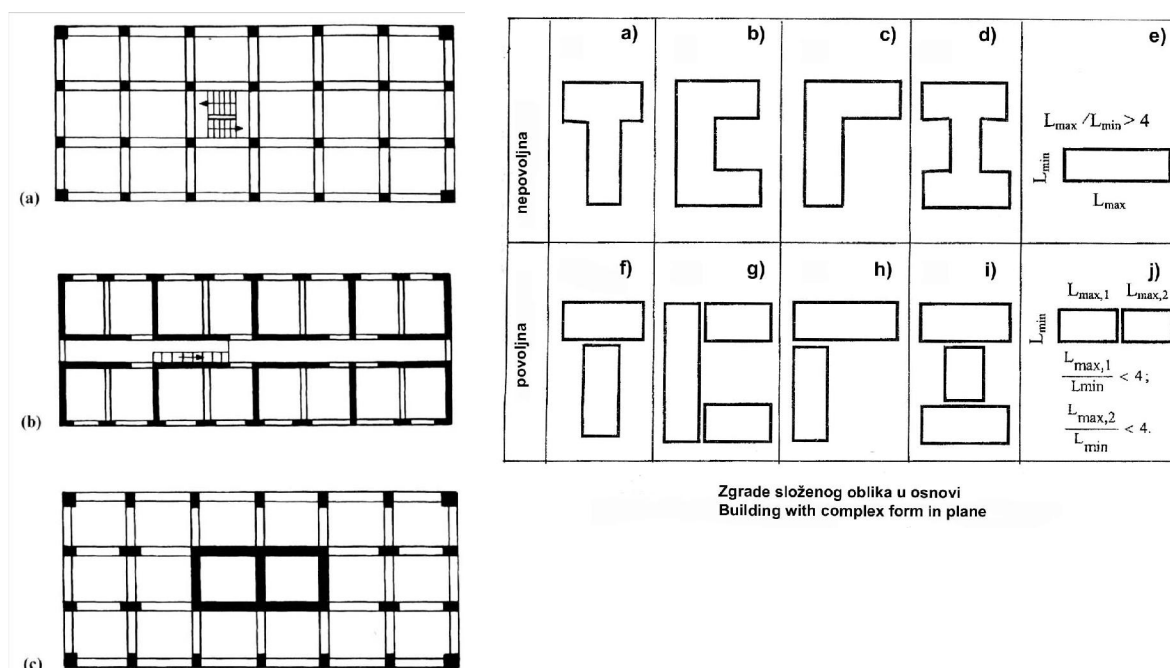
Од користи су и класификација конструкцијских система према: геометријским карактеристикама (облику конструкције); димензијама и распореду вертикалних носећих елемената; њиховог понашања под различитим дејствима. Код зграда се, углавном, користе скелетни системи, скелети укрућени зидовима и системи са носећим зидовима. Различито се, под дејством земљотреса, понашају зграде различитих конструктивних система. Због тога се оне деле на скелетне (оквирне), зграде са носећим зидовима и оквири укрућени зидовима (у ЕН 1998 названи дуални системи) слика 4.1. Избор конструкцијског система у првом реду зависи од функције зграде и њених делова, укупних услова локације, а и од естетике.

Уопштавањем захтева, за различите намене зграде, у раду (Дражић и Фолић, 2006) предложен је модел, који повезује функционалне и конструкцијске карактеристике зграда, и омогућује брз и рационалан избор конструкцијског система у сеизмички активним подручјима. При томе се уважава низ противуречности за добијање поузданих и естетски вредних објеката. Ипак, пројектовање конструкције је процес истраживања мноштва информација о понашању система, са циљем да се пројектује систем са јасном одређеношћу, а да истовремено буде довољно флексибилан за формирање функционалног простора. Значајна ограничења за организовања простора јављају се код система АБ зидовима у два управна правца, иако је овај систем веома погодан за примену у сеизмички активним подручјима. Ипак, са аспекта функције значајну предност имају скелетни конструкцијски системи

Поред усвајања конструкцијског система (КС) са адекватним распоредом носећих елемената у основи и пресеку битно је пре прорачуна конструкције (у фази димензионисања) потребно оријентационо усвојити димензије попречних пресека елемената. У ту сврху, као што је познато, користе се приближне-искуствене формуле. Висина попречног пресека елемента усваја се зависно од њеном распона и граничних услова, а ширина греда, због торзионе крутости, да буде  $1/3$  до  $1/2$  висине. За плоче је повољније ослањање у два него у једном правцу. Димензије стубова се одређују према припадајућем оптерећењу, зависно од растера стубова у основи и броја спратова, али тако да не дође до појаве лома стуба нити до њиховог извијања.

Адекватан је избор конструкције ако се може сагледати јасан пут преноса сеизмичких сила од врха зграде до темеља, уз обезбеђење да сви делови имају одговарајућу носивост, крутост и дуктилност. Када се усвоји конструкција њени елементи се проверавају приближним прорачунима на упрошћеним моделима. После тога се уводе и сложенији модели прорачуна. Резултати приближних прорачуна се користе и за проверу резултата тачнијих анализа који се најчешће обављају коришћењем софтверских пакета и рачунара.

Регуларне конструкције захтевају уједначеност крутости конструкције зграда у два управна правца. Тежи се да разлика између центра маса и центра крутости у основи буде што мање, да би се смањили неповољни ефекти торзије у основи. Крутост утиче не само на деформације, него и на вибрационе карактеристике конструкције. Уједначеност крутости и маса треба постићи не само у основи (слика 4.2) уписани пожељним односима) него и по висини зграде (слика 4.5). Критеријуми регуларности су дефинисани у ЕН 1998 (ЕЦ8): 2004. Они се односе на регуларност и по висини и у основи.



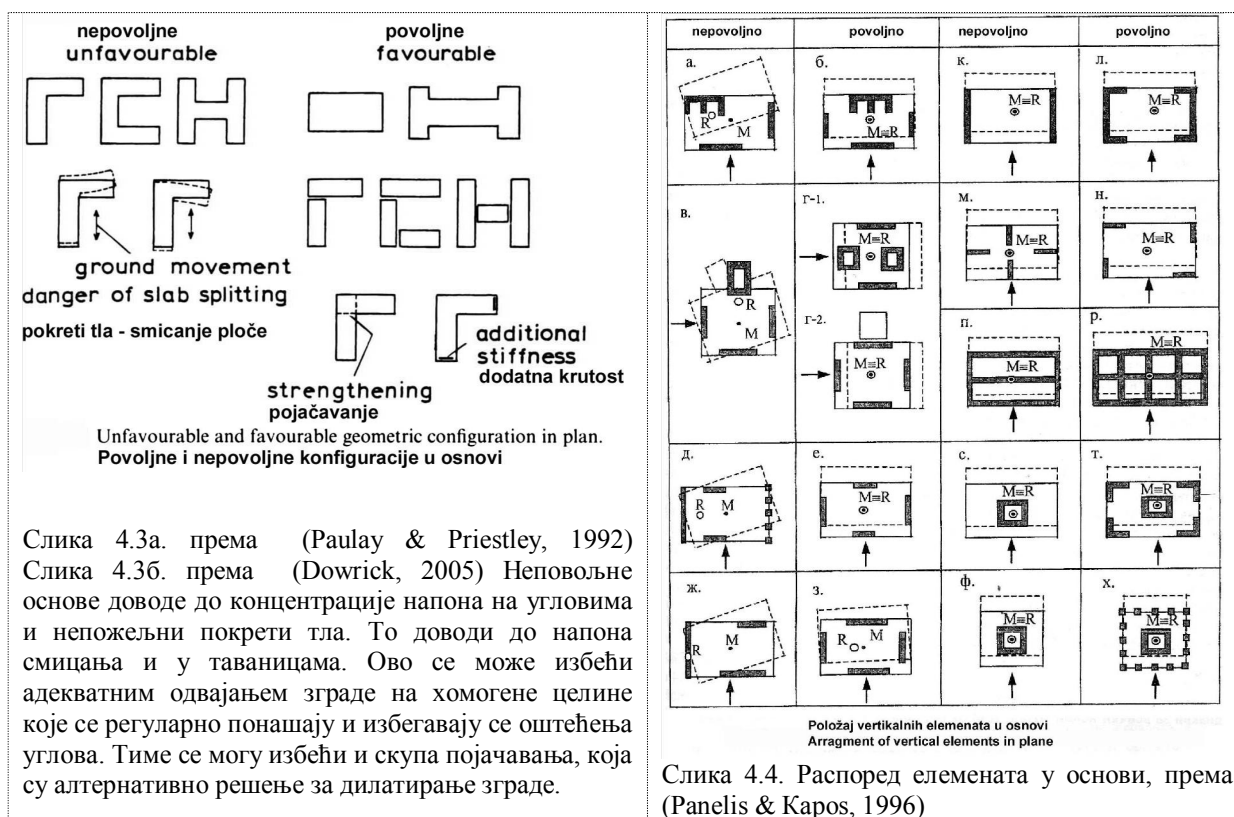
Слика 4.1. Типови конструкцијских система: а) оквирни системи; б) систем смичућих зидова; ц) оквир са језгром (Panelis & Karos, 1997)

Слика 4.2. Зграде сложене основе (Фолић, и др. 2008)

Дугачке зграде изложене су несинхронном вибрирању појединих делова, па долази до великих хоризонталних напрезања таваница и оштећења. Озбиљна оштећења се првенствено јављају на местима наглих промена конфигурације (слика 4.3). Са повећањем висине зграде мењају се њене сопствене вибрације, а промена периода изазива промену величине сила и одговора конструкције на сеизмичка дејства. Однос димензија зграда у основи и однос висине и димензије у основи чине конструкцију регуларном или нерегуларном. При избору материјала предност се даје дуктилним (жилавим) и лаким материјалима. Као најповољнији облик који се користи за пројектовање основе је правоугаоник, или квадрат. Код правоугаоник треба настојати да однос страна не пређе 4. Иста вредност важи за однос висине објекта и мање димензије у основи. Уједначеност крутости конструкције зграда у два управна правца је од посебног значаја.

Поред ЕН 1998, и у осталим препорукама за асеизмичко пројектовање условљава се изградња зграда симетричне и сажете основе. За несиметричне и разуђене зграде (код зграда које су L, T или сличне конфигурације) треба предузети одговарајуће конструктивне мере, па их сеизмичким дилатацијама поделити на симетричне делове (најчешће правоугаоне) (слика 4.2). Увођењем дилатација може се постићи да одвојени делови буду блиски регуларним конструкцијама. У угловима се јавља концентрација напона и оштећења, што се може сагледати из упоредног приказа повољних и неповољних геометријских комбинација конфигурација у основи (слика 4.3а). Од значаја је и расподела маса и крутости елемената у основи што се може сагледати на слици 4.3б. Из схематском приказа деформација конструкције у основи види се неповољно понашање под сеизмичким дејством при непоклапању центра маса **M** и центра крутости **C**. Назначене су и ситуације са различитим положајима степенишних/лифтовских језгара и зидова за укрућење. Слична је и илустрација повољног и неповољног понашања приказана на слици 4.4, са различитим врстама и положајем вертикалних носећих елемената. Такође и за зграде са различитим висинама појединих делова, захтева се одвајање тих делова (сеизмичким дилатацијама), да би се

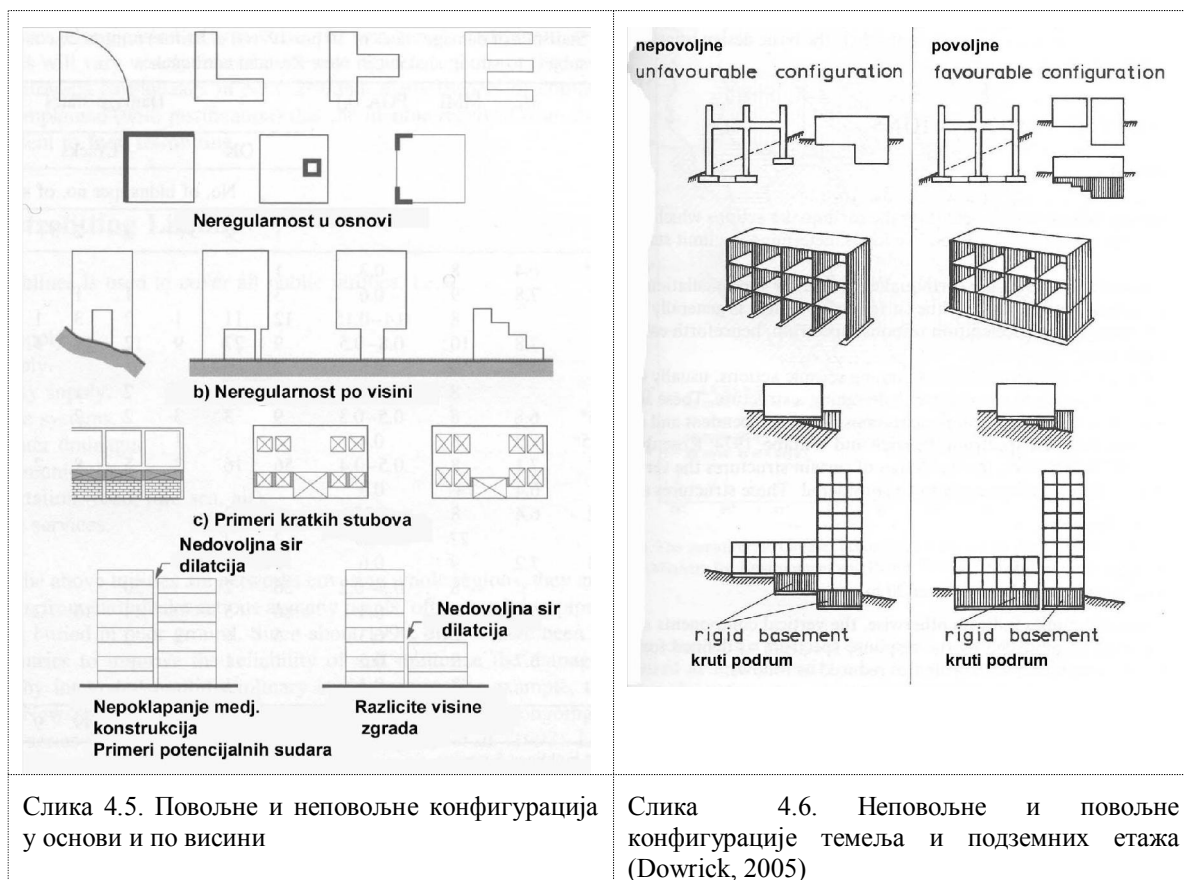
избегли неповољни утицаји неједнаког слегања и избегла, поменута, торзија у основи (слика 4.2 и слика 4.3б).



Посебну пажњу изискује постављање зидова за укрућење, јер њихова ефикасност битно зависи од њиховом положаја. За пријем торзионих момената најефикаснији су зидови постављени по обиму основе (слика 4.4). Правилним избором положаја зидова за укрућење, могуће је редуковати хоризонталну померљивост зграде. Користе се и зидови око степеништа, лифтова и око инсталационих канала. Ови крути елементи ближе центру зграде мање утичу на торзиону отпорност. Неопходно је укрућења поставити симетрично у основи објекта. Код несиметричних зграда, распоред носећих елемената бира се тако да је растојање између центра маса и крутости буде што мање чиме се смањује дејство торзије у основи. Торзиони ефекти зависе и од квалитета тла испод темеља, па се због тога код важних и високих објеката проучава и интеракција конструкција-темељ-тло.

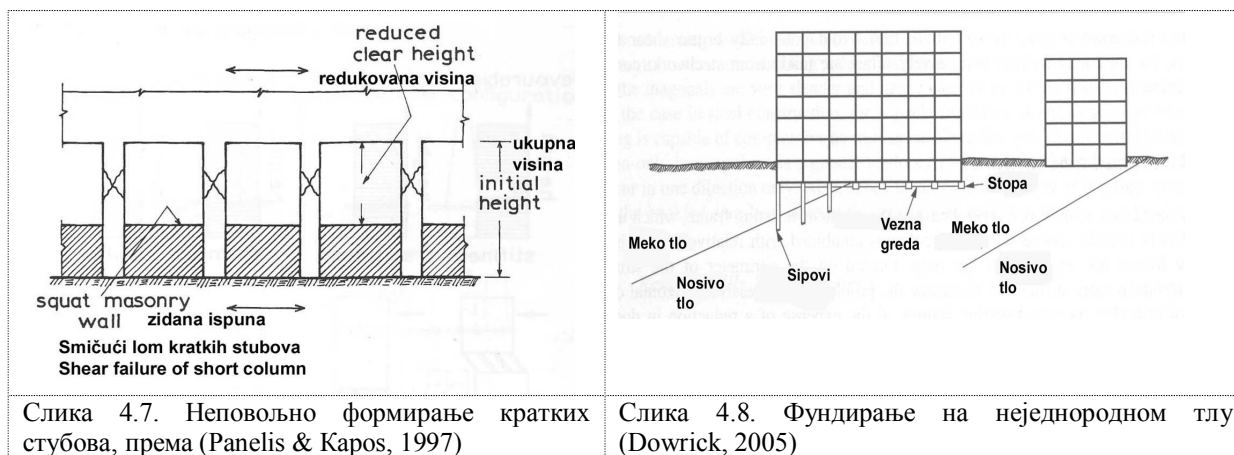
Значај уједначене расподеле крутости по висини илустрован је на слици 4.5. Упоредно су дати дијаграми за неповољне и повољне конфигурације конструкције зграде по висини. Иако неуједначеност по висини не доводи до битног смањења перформанси КС, ипак разделнице се убацују и када је различита спратност и неуједначена крутост или распоред маса по висини зграде (слика 4.5). Шири приказ повољних и неповољних конфигурација према Препорукама Н. Зеланда дат је на слици 4.6. На слици 4.6а. приказане су различите нерегуларности по висини условљене топографијом терена и архитектонским решењима. Такође, приказани су примери кратких стубова и недовољна ширина дилатација као извор проблема при сеизмичком дејству. Случај формирања кратких стубова илустрован је на слици 4.7. Из слика 4.4, 4.5, и 4.6 може се сагледати да се резерва носивости може обезбедити избором статички неодређених носача КС, који могу обезбедити прераспodelу пресечних сила све до формирања механизма лома. То претпоставља и формирање не само једног пута преноса сила до

темеља и тла. Тиме се повећава поузданост система. У том смислу потребно је решити проблем фундарања и подрумских просторија.



Слика 4.5. Повољне и неповољне конфигурација у основи и по висини

Слика 4.6. Неповољне и повољне конфигурације темеља и подземних етажа (Dowrick, 2005)



Слика 4.7. Неповољно формирање кратких стубова, према (Panelis & Karos, 1997)

Слика 4.8. Фундирање на неједнородном тлу (Dowrick, 2005)

Пожељно је постављање темеља на истој дубини или се морају применити одговарајуће каскаде темеља или крутих подрума. Када конструкција лежи на тлу различитих својстава то условљава плитко и дубоко фундарање, (слика 4.8) према (Dowrick, 2005). У тим случајевима посебно важну улогу имају везне греде или плоча. Њихова улога је спречавања релативних померања између вертикалних елемената и да расподеле сеизмичке силе између њих.

Регуларност се везује за методе анализе с тим да се за нерегуларне конструкције захтевају знатно комплексније анализе него за регуларне. У ЕН 1998-део 1 посебно се инсистира на вези конструкцијске регуларности и начина сеизмичке анализе, што је

показано у Табели 4.1. При томе анализа обухвата избор модела и методе анализе. Модел може бити равни и просторни, а метода упрошћена или модална (мулти-модал). Вредност фактора понашања  $q$  може опадати са повећањем нерегуларности конструкције (геометријске и крутости по висини).

Табела 4.1. Утицај конструкцијске регуларности на сеизмичко пројектовање (одредба 4.2.3)

Регуларност		Дозвољена упрошћења		Фактор
у основи	по висини	модела	Анализе	Понашања
Да	Да	равански	Бочне силе	Референтна вредн.
Да	Не	равански	Модална	Умањена вредност
Не	Да	просторни	Бочне силе	Референтна вредн.
Не	Не	просторни	Модална	Смањена вредност

Модел зграде треба да адекватно репрезентује расподелу крутости и маса тако да сви битни облици и инерцијалне силе могу бити обухваћени са одговарајућом вероватноћом. Елементи за преузимање вертикалних и хоризонталних оптерећења се повезују хоризонталним таваницама-дијафрагмама. Пожељно је да су таванице круте у својој равни. Оне делују као затеге, спречавајући прекомерне деформације између вертикалних елемената и доприносе повољној расподели сеизмичких сила међу њима. Неносећи елементи, ако могу утицати на одговор конструкције, такође морају бити узети у обзир. Деформабилност темеља се уводи када неповољно делује на одговор конструкције.

Као резиме изложеног о концептуалном пројектовању истичу се основни принципи за пројектовање регуларних конструкција зграда. Њиховим уважавањем се обезбеђује сеизмичка отпорности конструкције зграда, а то су:

- 1) Једноставност конструкцијског система (КС);
- 2) Уједначеност, симетрија и могућност прерасподеле-статичка неодређеност;
- 3) Носивост и крутост за оба правца;
- 4) Торзиона отпорност и крутост;
- 5) Понашање таваница као круте дијафрагме;
- 6) Адекватно фундаирање.

За понашање објеката у земљотресима велики значај има правилан избор локације објекта и начин фундаирања, што је напред илустровано (слика 4.8). Због тога су врста и обим геотехничких испитивања на локацијама у сеизмички активним подручјима озбиљнији него у несеизмичким подручјима. Темеље треба поставити на исту дубину, као и подруме. У случају промене висине, њена промена треба да буде степенаста као на слици 4.6.

Искуства са проучавањем оштећења током јаких земљотреса показала су да поред адекватног концепта конструкције и њене анализе од посебном значаја је и обликовање елемената и арматуре у њима.

### 4.3 ПРИБЛИЖНЕ И УОБИЧАЈЕНЕ АНАЛИЗЕ КОНСТРУКЦИЈЕ ЗГРАДА

Садашња пракса пројектовања представља традиционални приступ, заснован на силама и одређивању потребне носивости. Према ЕН 1998:2004 упрошћена линеарна статичка анализа, тј. коришћење статичких замењујућих сила допуштена је ако доприноси виших тонова нису значајни. То је случај, ако је у оба хоризонтална правца основни период  $T_I$  мањи од  $2s_{es}$  или  $4 T_C$  и ако није изражена нерегуларност конструкције по

висини зграде. Ова метода се може применити само код прорачуна регуларних конструкција или конструкција са незнатном нерегуларношћу.

У спектралној анализи резултати за поједине облике добијају се правилом комбинација модалних максимума - комплетна квадратна комбинација (CQC) или средња квадратна вредност - корен збира квадрата (SRSS), за ефекте сеизмичком дејства (померања, силе у пресецима). За разлику од тога у САД се примењује модално спектрална анализа тако да личи на линеарну статичку анализу, где се за спратове попречне силе срачунавају за сваки облик из модалне акцелерације спрата и комбинују према CQC или SRSS правилу. Након тога, конструкција се анализира под резултујућим хоризонталним оптерећењем као у *линеарној статичкој методи*. Поред модалне и спектралне методе користи се и динамичка анализа за расподелу сеизмичких еквивалентних сила на конструкцију зграде пропорционално облицима вибрација и комбинацијама са резултатима других облика да би проценили максимални одговор зграде под земљотресом.

Према EC8 сеизмичка смичућа сила у основи  $F_b$ , за сваки главни правац, се одређује према:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (4.1)$$

где је:

$S_d(T_1)$  - ордината пројектног (прорачунског) хоризонталног спектра за еластичну анализу (дате у ЕЦ 8, тачка 3.2.2.5) за период  $T_1$ , врсту тла А, В, С, D, Е и тип спектра 1 или 2

$T_1$  - основни својствени период осцилација зграде за бочни облик у разматраном правцу,

$m$  - укупна маса зграде изнад темеља или изнад врха крутог подрума,

$\lambda$  - корекциони фактор чије вредности су:  $\lambda = 0,85$  ако је  $T_1 \leq 2T_c$  и за зграде са више од две етаже или  $\lambda = 1,0$  за остале случајеве. Овим фактором урачунава се чињеница да код зграда са најмање три етаже и трансляторним степенима слободу у сваком хоризонталном правцу, ефективна модална маса првог-основног тона је мања од укупне масе просечно за 15%.

За анализу утицаја земљотреса на грађевинске конструкције, потребно је усвојити одговарајући динамички модел и дефинисати побуду у зависности од начина приказа сеизмичком дејства. Сеизмичка анализа, **заснована на силама**, састоји се из прорачуна динамичких карактеристика конструкције, одређивања сеизмичких сила на основу механичких својстава конструкције објекта и задатог померања тла. Иза тога се прорачунавају утицаји у конструкцији услед дејства индукованих сеизмичких сила. Када се одреде утицаји у конструкцији услед дејства сеизмичких сила, спроводи се димензионисање свих критичних пресека за релевантну комбинацију сеизмичког дејства и осталих оптерећења. Након тога, уз примену адекватних конструкцијских решења и разраду детаља специфичних за асеизмичко пројектовање, обезбеђује се потребна носивост и довољан капацитет деформисања разматране конструкције.

#### 4.4 ПРОРАЧУН ДИНАМИЧКИХ КАРАКТЕРИСТИКА

За спровођење анализа, стандардних објеката постоје разрађене формуле помоћу којих се одређују периоде вибрација и сеизмичке силе на карактеристичним местима конструкције, па приближни прорачун отпорности и стабилности објеката не представља посебну тешкоћу. У прелиминарној фази асеизмичког пројектовања веома је битна процена динамичких карактеристика конструкције. Довољан параметар за ову оцену је основни период вибрација  $T_1$ . Процена основног периода вибрација према ЕН 1998-1:2004 обавља се на следећи начин: Величина својствене периоде  $T_1 = T$  користи се као критеријум класификације зграде са аспекта крутости:

- Круте  $T < 0.3c$
  - Средње крутости  $T = 0.3 - 0.7c$
  - Витке конструкције  $T = 0.7 - 1.5c$
  - Веома витке  $T > 1.5c$
- (4.2)

Зграде са периодом већим од 2–3с треба избегавати.

За зграде висине до 40 m вредност основног периода  $T_1$  (у с) апроксимативно се срачунава према изразу (Фолић, 2007):

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (4.3)$$

где се за  $C_t$  узимају следеће вредности:

- 0,085 за просторне челичне оквири отпорне на савијање;
- 0,075 за просторне бетонске оквири отпорна на савијање и за челичне оквири ексцентрично укрупњене;
- 0,050 за све остале конструкције.

вредност  $H$  је висина зграде у  $m$ , мерено од темеља или од врха круте подземне етаже.

Вредност  $C_t$  за конструкције са бетонским смичућим зидовима може се срачунати из:

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \quad (4.4)$$

где је  $A_c = \sum [A_i(0,2 + (\ell_{wi} / H)^2)]$ ; при чему је:

$A_c$  - комбинована ефективна површина пресека смичућих зидова у првој етажи зграде у  $m^2$ ,

$A_i$  - ефективна површина попречног пресека смичућег зида "i" у првој етажи у  $m^2$ ,

$H$  - као раније уз изразу (4.4),

$\ell_{wi}$  - дужина смичућег зида "i" у првој етажи у правцу паралелном са нанетим силама, изражена у  $m$ , уз услов да вредност  $\ell_{wi}/H$  не сме бити веће од 0,9.

Алтернативно, за процену вредности  $T_1$  (у с) може се користити:

$$T_1 = 2\sqrt{d} \quad (4.5)$$

где је:  $d$ -еластично хоризонтално померање врха зграде, у  $m$ , услед гравитационог оптерећења нанетог у хоризонталном правцу.



У неким техничким прописима за АБ зграде период се прорачунава према:  $(0,07 - 0,09)H$ , за круте оквири  $0,1H$ , а код просторних оквири према:  $0,5\sqrt{N} - 0,4$  где је  $H$  укупан број спратова. За зграде са смичућим зидовима  $T = 0,05 \cdot x^{3/4}$  или  $T = 0,05 \cdot h^{3/4} \cdot L^{-1/2}$ , где је  $L$  димензија зграде паралелно са нанетом осом у  $m$ .

Због повећања крутости конструкције које изазива додавање испуне, долази до редукације сопственог периода, па се код оквири са испуном морају модификовати прорачунски сеизмички утицаји у односу на одговор конструкције без испуне. Модификација се спроводи тако што се, осим за прорачун померања, сви утицаји од сеизмичких дејстава који су одређени на моделу конструкције без увођења садејства испуне, множе са односом  $C_d(T_1')/C_d(T_{1b})$ , где  $C_d(T_1')$  и  $C_d(T_{1b})$  представљају ординате пројектног спектра за основне периоде вибрација  $T_1'$  и  $T_{1b}$ . Период вибрација  $T_1'$  представља просечну вредност основног периода вибрација конструкције са и без испуне:  $T_1' = (T_{1b} + T_{1u})/2$ , где је  $T_{1b}$  период првог тона осциловања конструкције без узимања у обзир крутости испуне, а  $T_{1i}$  период првог тона осциловања конструкције са узимањем у обзир испуне као конструкцијског елемента.

Период првог тона  $T_{1i}$  може се проценити на основу израза:

$$T_{1i} = \frac{T_{1b}}{\sqrt{1 + \frac{T_{1b}^2 \cdot A_w \cdot G \cdot g}{16 \cdot H \cdot W}}} \quad (4.6)$$

где је  $A_w$  - просечна хоризонтална површина попречног пресека зида испуне по спрату у одговарајућем правцу,  $G$  - модул смицања зида испуне (одређује се према ЕН 1996),  $g$  - убрзање земљине теже,  $H$  - висина зграде, а  $W$  - тежина зграде која се узима у сеизмичком прорачуну. Алтернативно, може се користити и израз:

$$T_{1i} = \min \begin{cases} 0,065 \cdot n \\ 0,080 \cdot (H / \sqrt{B}) \cdot (H / (H + B)) \\ 0,075 \cdot H^{3/4} \end{cases} \quad (4.7)$$

где је  $n$  број спратова,  $H$  висина зграде у  $m$ , а  $B$  ширина зграде у  $m$  у правцу дејства сила.

Апроксимативни изрази за срачунавање периоде вибрација зграда са  $N$  спратова (Scarlet, 1997):

За армиранобетонске (АВ) зграде  $T = (0,07 - 0,09) N$

За круте оквири са  $N > 5$  користи се израз  $T = 0,1 N$ , а за равне оквири са  $N \leq 5$  користи се израз

$$T = 0,3 + 0,05 N$$

За оквири укрупњене зидом са  $N \leq 10$  користи се  $T = 0,05 N$ , а за  $N > 10$  израз  $T = 0,07 \frac{H}{\sqrt{B}}$

За просторне оквири  $T = 0,5 \sqrt{N} - 0,4$  (4.8)

За ниске и средње високе зграде  $T \sim 0,1$

За високе зграде  $T = 1 - 10 \text{ c}$

$$\text{Својствени период } T_0 = 0.09 \frac{h}{\sqrt{L}} \text{ за АВ оквире} \quad (4.9)$$

Посебно је анализирана обрада делова и детаља армирања, где је предвиђена дисипација енергије унете земљотресом. То су дуктилне зоне елемената и код оквирних конструкција налазе се на крајевима греда и стубова, а код зидова за укрућење у њиховом дну. У њима је посебно важно утезање пресека ради спречавања извијања подужних шипки.

#### 4.5 ОСВРТ НА МЕТОДЕ АНАЛИЗЕ КОНСТРУКЦИЈА ЗГРАДА НА СЕИЗМИЧКА ДЕЈСТВА И ПРОЈЕКТОВАЊЕ СЕИЗМИЧКИ ОТПОРНИХ КОНСТРУКЦИЈА.

Зграде, сложене у основи и по висини се класификују у нерегуларне и тешко их је довољно тачно анализирати јер је њихово понашање за време земљотреса сложено и често непредвидљиво (Р. Фолић, 2005). Због тога је од посебне важности у фази конципирања конструкције уважавати препоруке за пројектовање конструкције које су усмерене на добијање што веће регуларности, а тиме и повољнијег понашања зграде.

За конструкције зграда поред сеизмичности подручја и динамичких карактеристика уводи се коефицијент значаја објекта. У неким нормама повезује се са осетљивошћу објекта на вибрације, тј. потребу уважавања прописа за пројектовање (укључиво прецизније динамичке методе и просторне моделе). При томе се испитују сви критеријуми и разматрају два правца за која се могу очекивати неповољно дејство. То је у EN 1998 означено као регуларност у смислу конфигурацији у основи и по висини. Регуларне у основи су са односом дужине и ширине, а по висини однос висине и ширине, мањом од 4, средња осетљивост 4 до 6 и велика осетљивост више од 6. За регуларност се разматрају и испади по висини, неравномерност крутости и неуједначене масе (до 1,5 мала; 1,5 до 2,0 средња и већа осетљивост од 2,0) према (Фолић и Лађиновић, 2010).

Потребна носивост према актуелно концепту сеизмичке заштите, одређује се за утицаје у конструкцији услед сеизмичких сила које одговарају тзв. пројектном нивоу (повратни период  $T_p \approx 500$  год.). Ове силе одређују се применом фактора редукције (у EN 1998, фактора понашања  $q$ ) који се усваја у зависности од капацитета постеластичног деформисања конструкције. Конструкција која је пројектована на овакав начин по правилу може без рушења да издржи земљотресно дејство, под условом да стварне карактеристике догођеног земљотреса одговарају усвојеном сеизмичком хазарду. Недостатак овог концепта огледа се у томе што се на основу спроведеног прорачуна нема увид у величину оштећења носеће конструкције. Искуства из догођених земљотреса указују да овакво пројектовање не обезбеђује униформни ризик јер различите конструкције могу имати различито понашање и веома различит степен оштећења у току истог земљотреса (Лађиновић, 2001).

Пројектом конструкције и адекватним грађењем потребно је спречити превелика оштећења носеће конструкције и повреде људи за дејство пројектног земљотреса. Истовремено се мора обезбедити и адекватан степен заштите на појаву оштећења и ограничења у функционисању објекта за земљотресе који се могу догодити више пута у експлоатационом веку зграде, али и довољну сигурност од рушења за земљотресе са мањом вероватноћом појаве од пројектног.

Пројектовање сеизмички отпорних конструкција заснива се на контролисаном смањењу носивости конструкције, чиме се за очекивано сеизмичко дејство допушта њен

нелинеарни одговор. Смањење носивости генерално има повољне ефекте на величину финансијских улагања при изградњи објеката, али то доводи до повећаних захтева за нееластичним деформацијама, а самим тим је могућ и одређени степен оштећења носеће конструкције и објекта у целини. Конструкцији је потребно обезбедити минималну носивост да би се ограничила величина оштећења за дејство умерених земљотреса и спречило рушење објекта за очекиване земљотресе максималног интензитета.

Понашање конструкција за време земљотреса не може се довољно добро проценити ако се њихова отпорност одређује, како је то уобичајено, само за један ниво сеизмичког дејства и на основу критеријума сигурности исказаних по силама. Последњих година развија се нови приступ који се, уместо на силама, заснива на деформацијама и контроли оштећења. Његова битна предност у односу на актуелни концепт пројектовања је могућност процене сеизмичких перформанси објеката, као комбинације понашања носеће конструкције и неносећих елемената, којима се формира комплетан опис укупног степена оштећења објекта за више нивоа сеизмичког хазарда. Потребне сеизмичке перформансе конструкција могу се одредити само ако се задовоље вишеструки пројектни критеријуми сигурности (по померањима, деформацијама и оштећењима). Провера се мора спровести за сеизмичка дејства са различитом вероватноћом појаве. Тиме се може обезбедити да сви циљеви и захтеви сеизмичке заштите (сигурност, функционалност и економичност) буду у потпуности задовољени (Лађиновић, 2001).

Лом услед савијања мора да претходи лому услед смицања. Извијање притиснуте арматуре у пределу потенцијалног пластичног зглоба треба да је спречено. Бетон треба добро утегнути узенгијама да би се остварило тродимензионално стање. Чворови споја "стуб-греда" треба да су јачи од крајева греда, односно стубова.

Циљ ових мера је добијање повољних механизма понашања и спречавање кртог лома са задовољавајућом поузданошћу. Дисипација енергије, кроз хистерезисно понашање, мора бити стабилна. Да би се ово постигло уведене су три класе дуктилности: висока DC"Н", средња DC"М" и ниска DC"L" (пројектовање према EN 1992). И у [4] је уведено три степена дуктилности, као и фактори значаја и понашања који су нешто друкчије вредновани.

При прорачуну граничне носивости критичних места треба узети у обзир стварне чврстоће материјала. Неконструктивни елементи, на пр. испуна скелета, могу учествовати у дисипацији енергије под условом да су равномерно распоређени по целој конструкцији и да не производе негативне ефекте на самој конструкцији.

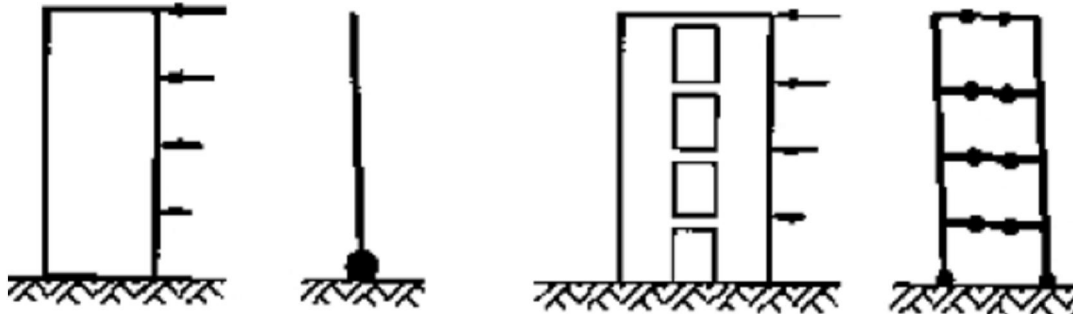
#### 4.6 МЕХАНИЗМИ ЗА ДИСИПАЦИЈУ ЕНЕРГИЈЕ

Механизми за дисипацију енергије појавом пластичних зглобова код зграда могу бити веома неповољни ако се зглобови појаве у стубовима. Због тога се код оквирних система тежи конструисању и армирању греда и стубова тако да се пластични зглобови прво формирају у гредама, а тек касније у стубовима. Тај приступ пројектовању се назива „слабе греде-јаки стубови“ и сматра се повољним механизмом у конструкцији зграда. Филозофија оваквог пројектовања заснива се на тежњи да се механизам лома услед појаве пластичних зглобова одложи чиме се може спасити од рушења конструкције. Наиме, најчешће се већ после формирања неколико пластичних зглобова конструкција умири јер сеизмички удар ослаби пригушење у конструкцији и тлу доприносе смиривању земљотреса и ублажавању његовог дејства.

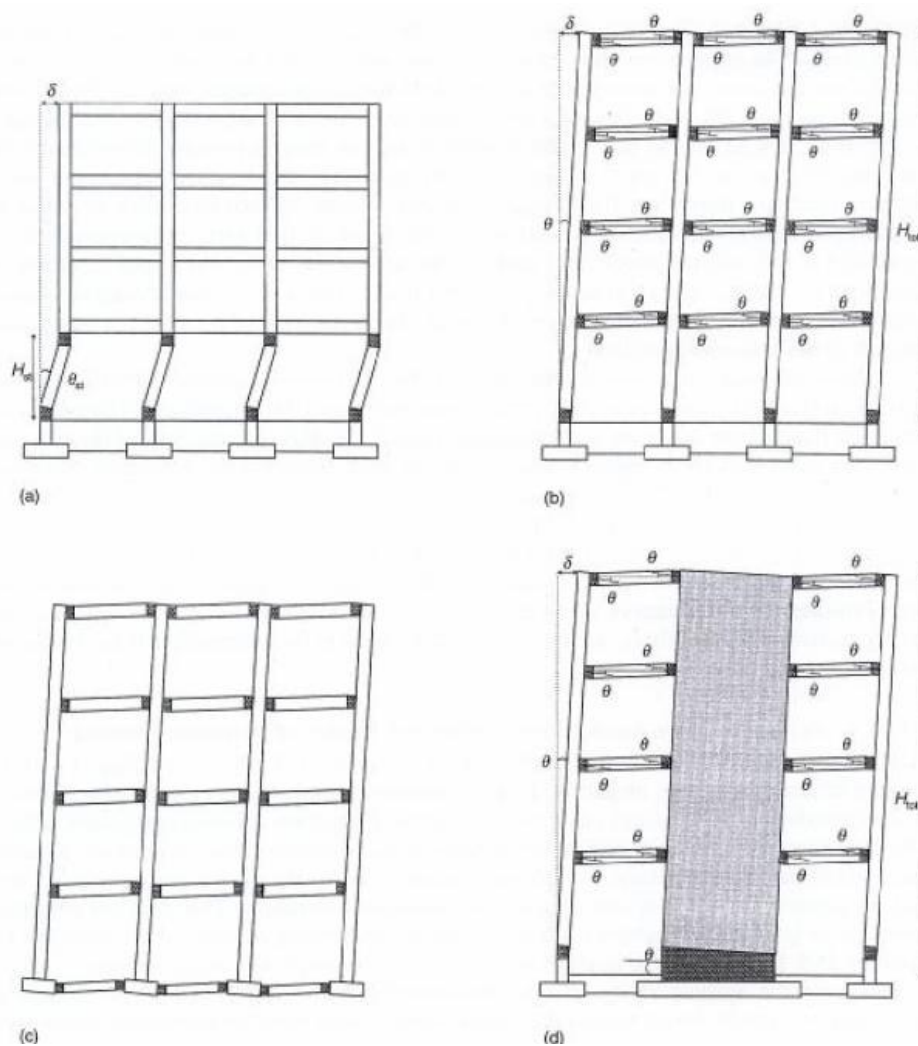
Од значаја је са конструкторског аспекта нагласити да на супрот изложеном, које се односи на зграде, код мостова се допушта формирање пластичних зглобова у стубовима чак и у темељима али не и у распонској конструкцији која је у горе поменутом смислу „греда“. Она је најчешће сложена конструкција од подужних и попречних греда и коловозне табле - плоче, а ређе само плоче. Пошто се код оквирних конструкција зграда користе и зидови за укрућење и/или зидови са отворима од интереса је и у овим елементима обезбедити дисипацију енергије повољним механизмима.

На схематским приказима, тј. на сликама су неки повољни и неповољни механизми лома конструкције зграда. На слици 4.9а приказан је АБ конзолни зид са отворима и модел за пластификацију, а на слици 4.9б зид са отворима и механизам за дисипацију енергије унете земљотресом. Од особите је важности дисипација енергије код оквирних (рамовских) система. На слици 4.10а, је приказан веома неповољан механизам назван „меки спрат“ (флексибилно приземље) у коме су слаби стубови, а греде „јаке“. На слици 4.10б); и 4.10ц, су повољни механизми са нагињањем система у којем су, најпре, на крајевима греда формирани пластични зглобови, а затим у дну стубова најниже етаж. На 4.10д приказана је пластификација у гредама и систему са зидовима за укрућење, а затим у дну стубова приземља.

У EN 1998, дате су вредности фактора понашања, за средњу класу DCM и високу класу DCH, за различите системе за рагуларне конструкције по висини. Класу DCH је тешко остварити код зграда са сеизмичким зидовима, па се тада примењује фактор понашања 3,9. Класу DCH је релативно лако остварити код чистих скелетних зграда регуларних у основи и по висини, те се може по избору применити и фактор понашања 5,85 за DCH, или за DCM 3,9.



Слика 4.9. а) АБ конзолни зид и модел пластификације; б) зид са отворима и механизам за дисипацију



Слика 4.10. Механизми и хијерархија формирања пластичних зглобова: а) „меки“ спрат; б) пластификација у гредама и у дну стубова приземља (неповољно) ц) пластификација у гредама (јаки стубови – слабе греде); д) пластификација у гредама и систему са зидовима за укрућење и као треће по реду у дну стубова приземља

Метода N2 која је од интереса за пушовер и временску историју (ТН) анализу је дата у додатку.

#### 4.7 СПЕКТРАЛНА-МОДАЛНА АНАЛИЗА И ДИМЕНЗИОНИСАЊЕ 3Д МОДЕЛА ЗГРАДЕ

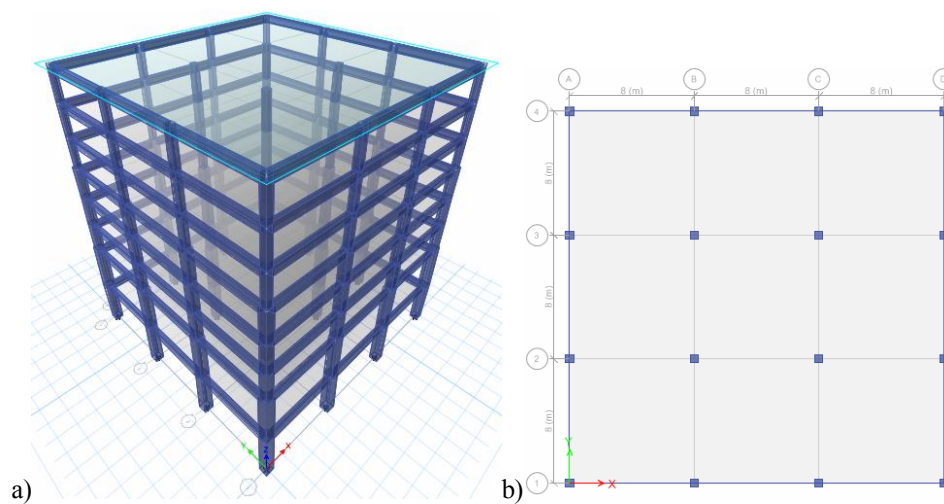
За сеизмичку анализу зграде као почетни модел изабран је делимично модификован пример из књиге (Чаушевић, 2010). Избачене су круте унутрашње греде, и замењене са пуном равном плочом са обимним фасадним гредама, а повећано је и оптерећење. Ово има за последицу незнатну разлику у флексибилности унутрашњег и фасадног стуба, али је ово пропраћено и разликом у оптерећењу спољашњих и унутрашњих стубова. Спектрална-модална анализа и димензионисање 3Д модела зграде је спроведено применом софтвера ETABS. Одређени параметри за димензионисање и динамичку анализу су контролисани у програмском пакету SAP 2000 и Tower.

Карактеристике 3Д модела зграде су (слика 4.11):

- вишеспратни модел зграде је само са ивичним гредама,
- полисиметричан у основи, регуларан по висини, без дисконтинуитета крутости,

торзионо неосетљив  $C_M=C_P$ ,

- димензије поља у основи 3Д модела зграде су 8x8m, док је спратна висина 3,1m, а у приземљу 5m,
- анализа оптерећења 3Д модела зграде:
  - сопствена тежина конструкције (аутоматски се узима при прорачуну):  $g$  (стубови: прва два спрата 85x85cm, од трећег до петог спрата 70x70cm, од шестог до осмог спрата 50x50cm, фасадне греде: први спрат 40x80cm, остали спратови 40x70 cm и плоче дебљине 23cm),
  - додатно стално оптерећење (цементна кошуљица, под и сопствена тежина преградних зидова):  $\Delta g=2,5\text{kN/m}^2$ ,
  - фасадни зидови (висина спрата 5m) са 15% отвора:  $\Delta g_z=27,4\text{kN/m}^2$ ,
  - фасадни зидови (висина спрата 3.1m) са 15% отвора:  $\Delta g_z=15,5\text{kN/m}^2$ ,
- корисно оптерећење:  $p=2\text{kN/m}^2$ ,
- сеизмичко дејство према ЕЦ8: параметри су приказани у наставку текста,
- стубови и греде су моделиране применом линијских коначних елемената, док су плоче моделиране применом површинских коначних елемената,
- плоче су разматране као круте дијафрагме,
- дискретизација плоче је спроведена на коначне елементе максималне дужине 1m, такође и греде како би се активирало поклапање чворова мреже коначних елемената греда и плоча.



Слика 4.11. а) 3Д модел, б) основа вишеспратне зграде

У табели 4.2 је приказана анализа оптерећења 3Д модела зграде.

Прорачуни 3Д модела зграде је спроведен применом линеарне статичке анализе, док су сеизмичке силе одређене спектрално-модалном анализом према ЕС8, а димензионисање спроведено према ЕС2 прописима. Кључни параметри који партиципирају у прелиминарној спектрално-модалној анализи су:

$P_{NCR,10\%/50}$  референтна вероватноћа прекорачења једном у 50 година референтног сеизмичког дејства за захтев да се објекат не сруши, са дозвољеним мањим оштећењима,

Табела 4.2. Анализа оптерећења 3Д модела зграде

Сопствена тежина конструкције			
спрат	стубови (kN)	греде (kN)	плоча (kN)
1	$0.85 \cdot 0.85 \cdot 25 \cdot 5 \cdot 16 = 1445$	$0.4 \cdot 0.8 \cdot 25 \cdot 8 \cdot 12 = 768$	$(24+0.3) \cdot (24+0.3) \cdot 0.23 \cdot 25 = 3395.3$
2	$0.85 \cdot 0.85 \cdot 25 \cdot 5 \cdot 16 = 1445$	$0.4 \cdot 0.7 \cdot 25 \cdot 8 \cdot 12 = 672$	$(24+0.3) \cdot (24+0.3) \cdot 0.23 \cdot 25 = 3395.3$
3	$0.7 \cdot 0.7 \cdot 25 \cdot 3.1 \cdot 16 = 607.6$	$0.4 \cdot 0.7 \cdot 25 \cdot 8 \cdot 12 = 672$	$(24+0.3) \cdot (24+0.3) \cdot 0.23 \cdot 25 = 3395.3$
4	$0.7 \cdot 0.7 \cdot 25 \cdot 3.1 \cdot 16 = 607.6$	$0.4 \cdot 0.7 \cdot 25 \cdot 8 \cdot 12 = 672$	$(24+0.3) \cdot (24+0.3) \cdot 0.23 \cdot 25 = 3395.3$
5	$0.7 \cdot 0.7 \cdot 25 \cdot 3.1 \cdot 16 = 607.6$	$0.4 \cdot 0.7 \cdot 25 \cdot 8 \cdot 12 = 672$	$(24+0.3) \cdot (24+0.3) \cdot 0.23 \cdot 25 = 3395.3$
6	$0.5 \cdot 0.5 \cdot 25 \cdot 3.1 \cdot 16 = 310$	$0.4 \cdot 0.7 \cdot 25 \cdot 8 \cdot 12 = 672$	$(24+0.3) \cdot (24+0.3) \cdot 0.23 \cdot 25 = 3395.3$
7	$0.5 \cdot 0.5 \cdot 25 \cdot 3.1 \cdot 16 = 310$	$0.4 \cdot 0.7 \cdot 25 \cdot 8 \cdot 12 = 672$	$(24+0.3) \cdot (24+0.3) \cdot 0.23 \cdot 25 = 3395.3$
8	$0.5 \cdot 0.5 \cdot 25 \cdot 3.1 \cdot 16 = 310$	$0.4 \cdot 0.7 \cdot 25 \cdot 8 \cdot 12 = 672$	$(24+0.3) \cdot (24+0.3) \cdot 0.23 \cdot 25 = 3395.3$
$\Sigma(kN)$	5642.8	5472	27162.4
$\Sigma g(kN)$	38277.1		
Додатно стално оптерећење			
спрат	Фасадне греде (kN)	плоча (kN)	
1	$27.4 \cdot 8 \cdot 12 = 2630.4$	$2.5 \cdot (24+0.3) \cdot (24+0.3) = 1476.2$	
2	$15.5 \cdot 8 \cdot 12 = 1488$	$2.5 \cdot (24+0.3) \cdot (24+0.3) = 1476.2$	
3	$15.5 \cdot 8 \cdot 12 = 1488$	$2.5 \cdot (24+0.3) \cdot (24+0.3) = 1476.2$	
4	$15.5 \cdot 8 \cdot 12 = 1488$	$2.5 \cdot (24+0.3) \cdot (24+0.3) = 1476.2$	
5	$15.5 \cdot 8 \cdot 12 = 1488$	$2.5 \cdot (24+0.3) \cdot (24+0.3) = 1476.2$	
6	$15.5 \cdot 8 \cdot 12 = 1488$	$2.5 \cdot (24+0.3) \cdot (24+0.3) = 1476.2$	
7	$15.5 \cdot 8 \cdot 12 = 1488$	$2.5 \cdot (24+0.3) \cdot (24+0.3) = 1476.2$	
8	-	$2.5 \cdot (24+0.3) \cdot (24+0.3) = 1476.2$	
$\Sigma(kN)$	11558.4	11809.6	
$\Sigma \Delta g(kN)$	23368		
корисно оптерећење			
спрат	плоча (kN)		
1	$2 \cdot (24+0.3) \cdot (24+0.3) = 1181$		
2	$2 \cdot (24+0.3) \cdot (24+0.3) = 1181$		
3	$2 \cdot (24+0.3) \cdot (24+0.3) = 1181$		
4	$2 \cdot (24+0.3) \cdot (24+0.3) = 1181$		
5	$2 \cdot (24+0.3) \cdot (24+0.3) = 1181$		
6	$2 \cdot (24+0.3) \cdot (24+0.3) = 1181$		
7	$2 \cdot (24+0.3) \cdot (24+0.3) = 1181$		
8	$2 \cdot (24+0.3) \cdot (24+0.3) = 1181$		
$\Sigma p(kN)$	9447.8		
Сопствена тежина конструкције + додатно стално оптерећење + корисно оптерећење			
$\Sigma g + \Delta g + p$ (kN)	38277.1 + 23368 + 9447.8 = 71093		

$T_{NCR} = 475g$  (500g) референтни повратни период референтног сеизмичког дејства за захтев да се објекат не сруши, иако може бити значајно оштећен

$a_g = 0,25g$  пројектно убрзање тла, категорија тла В,

класа значаја зграде II,  $\gamma_I = 1$  фактор значаја, висока класа дуктилности DCH.

Фактор понашања је  $q = 5,85$ , при чему је основна вредност фактора понашања зависна од типа конструкцијског система  $q_0 = 5,85$  и фактор који узима у обзир преовлађујућу врсту лома конструкцијских система  $k_w = 1$  ( $q_c = 4,5$ ,  $\alpha_w / \alpha_I = 1,3$ ). (Код оваквог конструктивног система може се применити и DCM  $q_0 = 3,9$ )

Додатне специфичности спектрално-модалне анализе према EC8 су:

- спроводи се конверзија оптерећења у масе,
- масе за модалну анализу су одређене из укупног сталног (нанетих случајева оптерећења и као сопствене тежине елемената конструкције) и променљивог оптерећења, при чему је променљиво оптерећење мултиплицирано коефицијентима комбинације  $\Psi_E = 0,3$ ,
- минималан број својствених облика који је узет при просторној анализи зграда:

$$k_{so} \geq 3\sqrt{n}, T_k \leq 0.2s, \quad (4.10)$$

где је  $k_{so}$  број својствених облика који се узима у анализи,  
 $n$  број спратова,

$T_k$  период вибрација  $k$ -тог својственог облика (усвојено је 30 својствених облика),

- збир ефективних модалних маса за разматране својствене облике вибрација износи најмање 90% од укупне масе конструкције,
- узимају се у обзир  $P$ - $\Delta$  ефекти (неитеративно—према масама),
- узимају се у обзир торзиони ефекти преко коефицијента ексцентрицитета од 5%, тако да се добијају ситуације:
  - $EQX_{+y}$  (сеизмичко дејство за  $X$  правац и ексцентрицитет од 5% за  $Y$  правац),
  - $EQX_{-y}$  (сеизмичко дејство за  $X$  правац и ексцентрицитет од -5% за  $Y$  правац),
  - $EQY_{+x}$  (сеизмичко дејство за  $Y$  правац и ексцентрицитет од 5% за  $X$  правац),
  - $EQY_{-x}$  (сеизмичко дејство за  $Y$  правац и ексцентрицитет од -5% за  $X$  правац).

Комбинације оптерећења за димензионисање су:

-гранично стање носивости (стална прорачунска ситуација):

1.  $1,35 \cdot DL$ ,
2.  $1,35 \cdot DL + 1,5 \cdot LL$ ,

-гранично стање носивости (сеизмичке прорачунске ситуације):

3.  $1 \cdot DL + 0,3 \cdot LL + 1 \cdot EQX_{+y} + 0,3 \cdot EQY_{+x}$
4.  $1 \cdot DL + 0,3 \cdot LL + 1 \cdot EQX_{+y} - 0,3 \cdot EQY_{+x}$
5.  $1 \cdot DL + 0,3 \cdot LL - 1 \cdot EQX_{+y} + 0,3 \cdot EQY_{+x}$
6.  $1 \cdot DL + 0,3 \cdot LL - 1 \cdot EQX_{+y} - 0,3 \cdot EQY_{+x}$
7.  $1 \cdot DL + 0,3 \cdot LL + 1 \cdot EQY_{+x} + 0,3 \cdot EQX_{+y}$
8.  $1 \cdot DL + 0,3 \cdot LL + 1 \cdot EQY_{+x} - 0,3 \cdot EQX_{+y}$
9.  $1 \cdot DL + 0,3 \cdot LL - 1 \cdot EQY_{+x} + 0,3 \cdot EQX_{+y}$
10.  $1 \cdot DL + 0,3 \cdot LL - 1 \cdot EQY_{+x} - 0,3 \cdot EQX_{+y}$
11.  $1 \cdot DL + 0,3 \cdot LL + 1 \cdot EQX_{-y} + 0,3 \cdot EQY_{-x}$
12.  $1 \cdot DL + 0,3 \cdot LL + 1 \cdot EQX_{-y} - 0,3 \cdot EQY_{-x}$
13.  $1 \cdot DL + 0,3 \cdot LL - 1 \cdot EQX_{-y} + 0,3 \cdot EQY_{-x}$
14.  $1 \cdot DL + 0,3 \cdot LL - 1 \cdot EQX_{-y} - 0,3 \cdot EQY_{-x}$
15.  $1 \cdot DL + 0,3 \cdot LL + 1 \cdot EQY_{-x} + 0,3 \cdot EQX_{-y}$
16.  $1 \cdot DL + 0,3 \cdot LL + 1 \cdot EQY_{-x} - 0,3 \cdot EQX_{-y}$
17.  $1 \cdot DL + 0,3 \cdot LL - 1 \cdot EQY_{-x} + 0,3 \cdot EQX_{-y}$
18.  $1 \cdot DL + 0,3 \cdot LL - 1 \cdot EQY_{-x} - 0,3 \cdot EQX_{-y}$

-гранично стање употребљивости (карактеристична комбинација):

19.  $1 \cdot DL + 1 \cdot LL$ ,

-гранично стање употребљивости (квази-стална комбинација):

20.  $1 \cdot DL + 0,3 \cdot LL$ .

У табели 2 су приказани прорачунати периоди вибрација, тежина и укупне смичуће силе у основи 3Д модела зграде.

Табела 4.3. Периоди вибрација, тежине и укупне смичуће силе у основи 3Д модела зграде

$T_1$ (s)	$T_2$ (s)	$T_3$ (s)	$W$ (kN) (DL+LL)	$V_x$ (kN)	$V_y$ (kN)	$V/W$ (%)
2,04	2,04	1,47	71093	5316	5316	7,48



Код уобичајених распона таваница-греда од око 5-5.5m, и спратих висина приземља од око 3 -3,5 m, добија се први својствени тон од око 1 sec. Међутим овде се ради о објекту значајних распона 8 m, те се први тон разликује у односу на приближне формуле око 2x. Приближно, први тон АБ скелетне зграде, висине 28,6 m, је:

$$T_1 = 0.075 \cdot H^{3/4} = 0.075 \cdot 28.6^{3/4} = 0.93 \text{ sec}$$

У табели 4.4. су приказане димензије и арматуре попречних пресека 3Д модела зграде. Моделирање арматуре код стубова (за нелинеарну анализу) се спроводи тако што се арматура води константно дуж целог штапа, док се код греда посебно постављају арматурне шипке дуж средине распона, а посебно на крајевима. Арматура  $A_1$  се поставља у доњу зону попречног пресека греде, док се арматура  $A_2$  поставља у горњу зону попречног пресека греде.

Табела 4.4. Димензије и арматура попречних пресека 3Д модела зграде

спрат	тип	Димензије п.п.	Арматура			
1	Стуб	85x85	28RØ25(угао), 24RØ25(ивица), 16RØ25(средина)			
2	Стуб	85x85	16RØ25(угао), 20RØ25(ивица), 16RØ25(средина)			
3	Стуб	70x70	12RØ25(угао), 12RØ25(ивица), 12RØ25(средина)			
4	Стуб	70x70	12RØ25(угао), 12RØ25(ивица), 12RØ25(средина)			
5	Стуб	70x70	12RØ25(угао), 12RØ25(ивица), 12RØ25(средина)			
6	Стуб	50x50	16RØ20(угао), 20RØ20(ивица), 8RØ20(средина)			
7	Стуб	50x50	16RØ20(угао), 16RØ20(ивица), 8RØ20(средина)			
8	Стуб	50x50	16RØ20(угао), 8RØ20(ивица), 8RØ20(средина)			
1	Греда	40x80	$A_2$	11RØ25(крајеви)	$A_2$	3RØ25(половина)
			$A_1$	8RØ25(крајеви)	$A_1$	5RØ25(половина)
2	Греда	40x70	$A_2$	11RØ25(крајеви)	$A_2$	3RØ25(половина)
			$A_1$	8RØ25(крајеви)	$A_1$	5RØ25(половина)
3	Греда	40x70	$A_2$	10RØ25(крајеви)	$A_2$	3RØ25(половина)
			$A_1$	7RØ25(крајеви)	$A_1$	4RØ25(половина)
4	Греда	40x70	$A_2$	10RØ25(крајеви)	$A_2$	3RØ25(половина)
			$A_1$	6RØ25(крајеви)	$A_1$	4RØ25(половина)
5	Греда	40x70	$A_2$	8RØ25(крајеви)	$A_2$	2RØ25(половина)
			$A_1$	5RØ25(крајеви)	$A_1$	3RØ25(половина)
6	Греда	40x70	$A_2$	6RØ25(крајеви)	$A_2$	2RØ25(половина)
			$A_1$	3RØ25(крајеви)	$A_1$	3RØ25(половина)
7	Греда	40x70	$A_2$	5RØ25(крајеви)	$A_2$	2RØ25(половина)
			$A_1$	3RØ25(крајеви)	$A_1$	2RØ25(половина)
8	Греда	40x70	$A_2$	3RØ25(крајеви)	$A_2$	2RØ25(половина)
			$A_1$	2RØ25(крајеви)	$A_1$	2RØ25(половина)

Код свих зграда прорачун је спроведен на основу критеријума граничних стања носивости GSN и граничних стања употребљивости GSU. Код стубова се појављивала ситуација да је, у одређеном броју пресека, била потребна минимална количина арматуре, према EC2, осим код стубова нижих спратова. Према EC2 се димензионисање разматра преко методе програмираног понашања CDM (Средња Класа Дуктилности, са прерасподелом момената савијања) и узима се у обзир да је сума момената стубова повезаних у једном чвору већа за 30% од суме момената греде повезаних у том чвору. При пројектовању зграда према EC2 и ЕЦ8 разматрани су и глобални дрифтови и приказани су у % према (слика 4.12):

- ограничење релативног спратног померања је дефинисано према EC8:

$$d_r v \leq (0.005 \div 0.01)h, \quad (4.11)$$

где је

$h$  - висина спрата,

$\nu$  - фактор редукције којим се узима у обзир нижи повратни период сеизмичког догађаја који се односи на гранично стање употребљивости ( $\nu = 0.5$ ),

$d_r$  - прорачунско међуспратно релативно хоризонтално померање, израчунато као разлика између осредњених хоризонталних померања  $d_s$  на врху и на дну посматраног спрата, при чему је  $d_s$  :

$$d_s = q_d d_e, \quad (4.12)$$

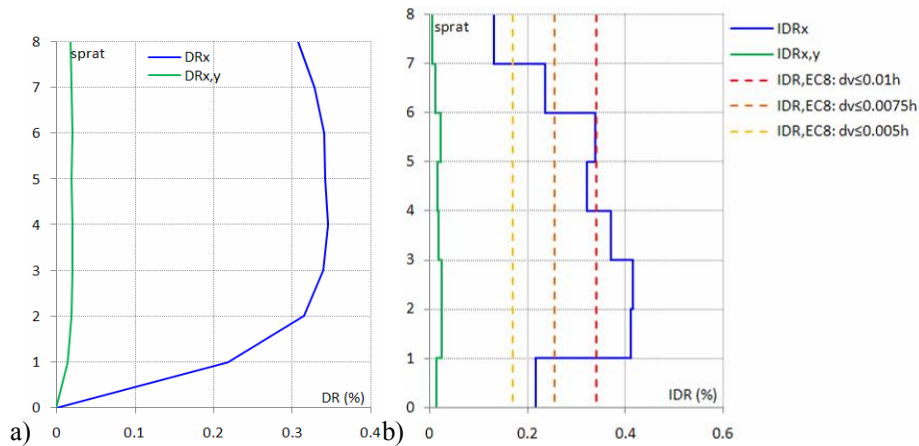
где је

$d_s$  померање тачке конструкцијског система услед пројектног сеизмичког дејства,

$q_d$  фактор понашања за померања (може се усвојити да је једнак  $q$ ),

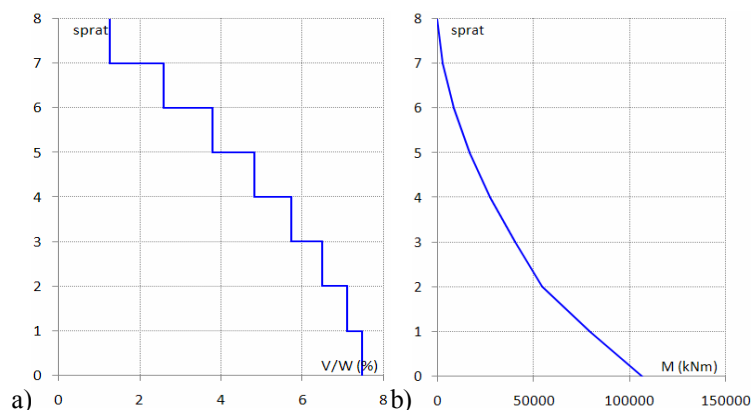
$d_e$  померање исте тачке конструкцијског система које је одређено према линеарној анализи заснованој на пројектном спектру одговора.

Максимална вредност глобалних дрифтота је до  $DR \approx 0.35\%$  (слика 4.12а), док су вредности међуспратног дрифта  $IDR$  (слика 4.12б) веће код нижих спратова, у односу на граничне вредности међуспратних дрифтота према EC8 прописима.



Слика 4.12 а) глобални дрифт  $DR$ , б) међуспратни дрифт  $IDR$  3D модела зграде

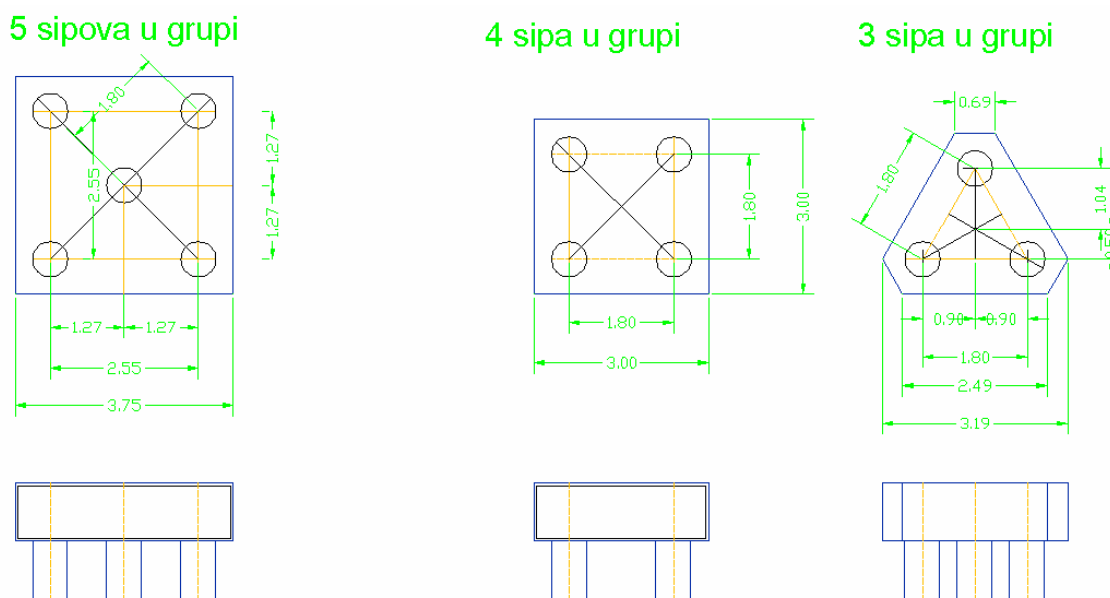
На слици 4.13а су приказане релативне вредности смичуће силе по спратовима  $V/W$ , док су на слици 4.13б приказани моменти савијања по спратовима. Смичуће силе су редукване укупном тежином зграде и приказане у процентима. Максимална релативна вредност укупне смичуће силе је до  $V/W \approx 7,5\%$ .



Слика 4.13а. Релативне вредности смичуће силе по спратовима  $V/W$ , б) моменти савијања по спратовима 3D модела зграде

#### 4.8.1 АНАЛИЗА РЕЗУЛТАТА НА РАМОВИМА СА И БЕЗ УВОЂЕЊА ИНТЕРАКЦИЈЕ КОНСТРУКЦИЈА – ТЛО

Прелиминарно су димензије стубова одређене према Правилнику за грађење објеката високоградње у сеизмички активним подручјима. За осмоетажну зграду одређене су три врсте квадратних пресека стубова по висини. Прва за прве две етаже, 85 цм., затим за по три наредне етаже 75 и 50 цм. Обављена су димензионисања неколико 3Д модела зграде, са и без шипова за тло врсте В и С. PGA је варирано углавном за 0,20 и 0,25 g. Вариране су и класе бетона (марка). Димензионисање 3Д модела, обављено је према Еврокоду 2 и 8 у САП-у, за моделе са и без шипова. Код димензионисања моделована је веза шип-тло преко еластичних опруга  $k_x = k_y = k_z = k = 6000$  и  $12000$  kN/m. Изабрано је фундарање на групама шипова 3, 4 и 5. Стубови у углу су фундарана на 3, стубови на фасади на 4 и унутрашњи стубови на 5 шипова пречника 60 см (у англосаксонској литератури се може наћи димензија од 61 см, која се добија прецизнијим превођењем димензија из стопа).



Слика 4.14 Распоред шипова са наглавном гредом, у основи и пресеку, за међусобно растојање од  $3D$ . Група од 5 шипова, 4 шипа и 3 шипа.

Иако је одабрани модел сличан моделу датом код Чаушевића, постоји низ битних разлика. Оптерећење је нешто веће него код Чаушевића, нарочито код фасадног рама, и унутрашње греде не постоје, већ је као конструктивни систем изабрана пуна плоча са обимном фасадном гредом. Даље стубови у оригиналном облику су целом висином истог пресека  $60 \times 60$  см, док су овде променљивог пресека, како је већ горе напоменуто, и не постоје шипови, који су у овој дисертацији уведени.

Код димензионисања 3Д модела, у врховима средњих стубова фасадног рама, долази до прекорачења граничног односа капацитета стуб/греда, што упућује на то да је боље на горњим етажама усвојити пресек стуба  $55 \times 55$  см него  $50 \times 50$ . Такође на 3-4 етаже код греда у близини ослонаца, а то је код везе греда-стуб, долази до прекорачења збирних напона од истовременог дејства момента торзије – трансверзална сила (смицање). Уколико би се пре димензионисања искључила торзија греде на споју греде и пуне плоче (што је могуће у програму TOWER), симултано дејство би се искључило, јер би утицај торзије био искључен. Ово је моделски јасан поступак, али је у конструктивном

смислу нечист систем. Наиме у околини ослонаца стубова се јавља и ефекат пробијања плоче али и пренос оптерећења преко фасадне греде, тако да изостављање унутрашњих греда захтева посебну опрезност, која се овде само назначује, као инжењерски проблем који се (ипак ређе) јавља у пракси, али постоји као типска опција у програму ЕТАБС.

Потребно је напоменути да према ЕС2 постоји разлика у чврстоћи бетона за линеарну и нелинеарну анализу (а за исту класу бетона). Код нелинеарне се као чврстоћа бетона може користити средња вредност ( $f_{cm}$ ) и вредност за утегнут бетон, док се код линеарне анализе користи пројектна чврстоћа ( $f_{cd}$  тј.  $f'_c = f_{ck,cyl}$ ). Уколико се код димензионисања користи  $f_{cm}$ , онда се марка мора кориговати следствено томе.

Овде је уведено линеарно понашање конструкције у кровној греди изнад ослонаца, тиме што над ослонцима нису уведене могућности отварања пластичних зглобова, али јесте у пољу кровне греде. Такође нелинеарност није уведена код везних греда између шипова. Шипови су еластично ослоњени  $k = k_x = k_y = k_z = 6000$

2Д модел је анализиран као:

- укљештен у тло без шипова,
- ослоњен на шипове са еластичним опругама везе и
- ослоњен на шипове са  $p$  – у опругама.

Припадајуће оптерећење од плоче из другог правца је унето као константно оптерећење на фасадну греду разматраног правца.

Код моделовања 2Д рама, групе шипова су "кондензоване" у једну раван. Иако постоји низ радова о прорачуну наглавних греда и механизма у стању у односу на стубове и шипове, овде исти нису примењени, јер то није тема ове дисертације. Уместо тога употребљен је систем греда, приближно истих пресека као припадајући део темељног јастука. Тамо где се у групи налазе 3 шипа, група је замењена са два шипа, од чега је један појединачан-једноструки шип, а други је двоструки шип. Наиме двоструки шип је унет потпуно исто као једноструки, осим што је командом Property modifiers/Set modifiers крутост и маса овог елемента мења у двоструку вредност. Висина греде једнака је дебљини темељног јастука, а припадајућа ширина је за 1 шип 1.2 м, а за 2 шипа 3м. Ако се користе еластичне опруге у тлу, нпр.  $k = k_x = k_y = k_z = 6000$ , за двоструки шип се користи  $k = k_x = k_y = k_z = 12000$ . Такође ако се користе  $p$ -у криве оне се код двоструких шипова множе са 2.

Уколико би се посматрао фасадни рам управан на овај горе наведен, исти би се разликовао само код групе од три шипа, наиме сада би се приказала сва три шипа у овој групи као три појединачна-једнострука шипа, као се и види на слици 4.14 десно.

Осмоетажна зграда фасадни 2Д рам. Модели тла.

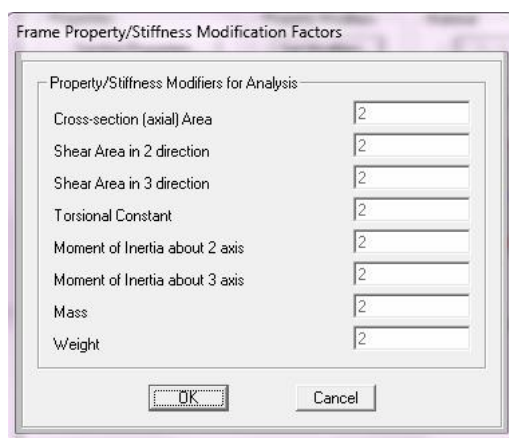
Зграда укљештена у нивоу тла. Без шипова.  $T_1 = 1,32079 \text{ sec}$ ,  $T_2 = 0,43097 \text{ sec}$

Еластичне опруге  $T_1 = 1,46102 \text{ sec}$ ,  $T_2 = 0,46612 \text{ sec}$ ,  $k = k_x = k_y = k_z = 6000$

$p$ -у криве  $T_1 = 1,38825 \text{ sec}$ ,  $T_2 = 0,44660 \text{ sec}$ , песак и линеарни пораст линеарног дела крутости  $p$ /у криве.

$p$ -у криве  $T_1 = 1,40149 \text{ sec}$ ,  $T_2 = 0,45004 \text{ sec}$ , кориговане услед хоризонталне интеракција песак и линеарни пораст линеарног дела крутости  $p$ -у криве.

Што се тиче својствених облика унутрашњег рама, исти је ослоњен на групе од 4 и 5 шипова. Међутим горња конструкција унутрашњег рама је флексибилнија од фасадног. Ово стога јер нема греда, само су плоче директно ослоњене, тиме су стубови флексибилнији (офсет је краћи, а стуб дужи). Такође припадајуће оптерећење на греде-плоче, овде је веће, из чега следи да је овај рам евидентно флексибилнији од фасадног. Постоји и разлика у арматури, тако да би се овај рам нешто другачије (али не драстично) понашао у односу на фасадни. MacLeod (1990) предлаже повезивање 2Д рамова крутим везама у случају декомпозиције 3Д рама. Тако да код оваквих конструкција код декомпозиције треба испитати и спрегнуто дејство 2Д рамова. Овде везе рамова могу бити изведена линеарним и нелинеарним линк елементима. Овде ће се разматрати само фасадни 2Д рам, а горе наведено се односи на правце даљих истраживања.

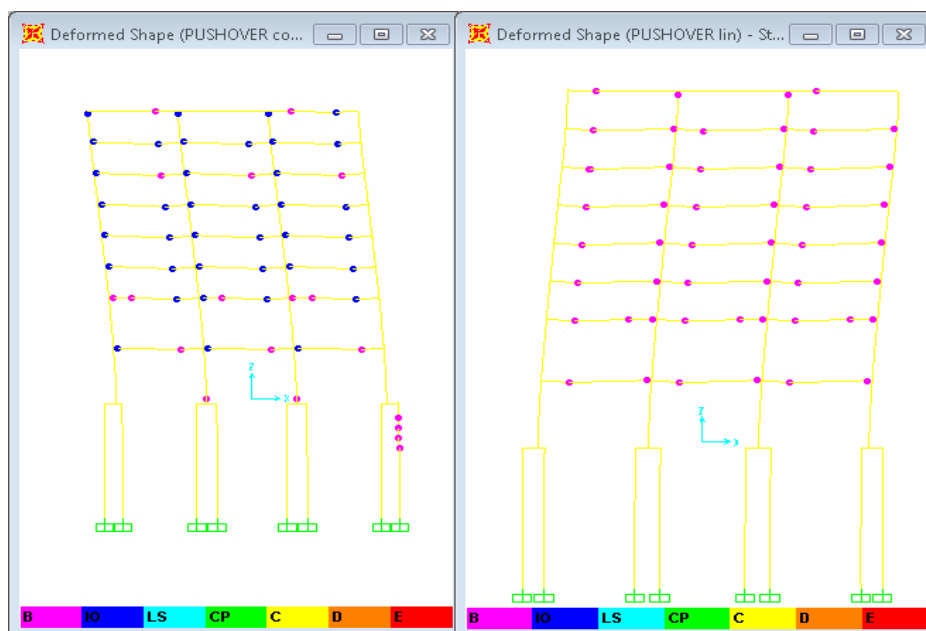


Слика 4.15 Модификација крутости и маса за двоструки шип у 2Д моделу.

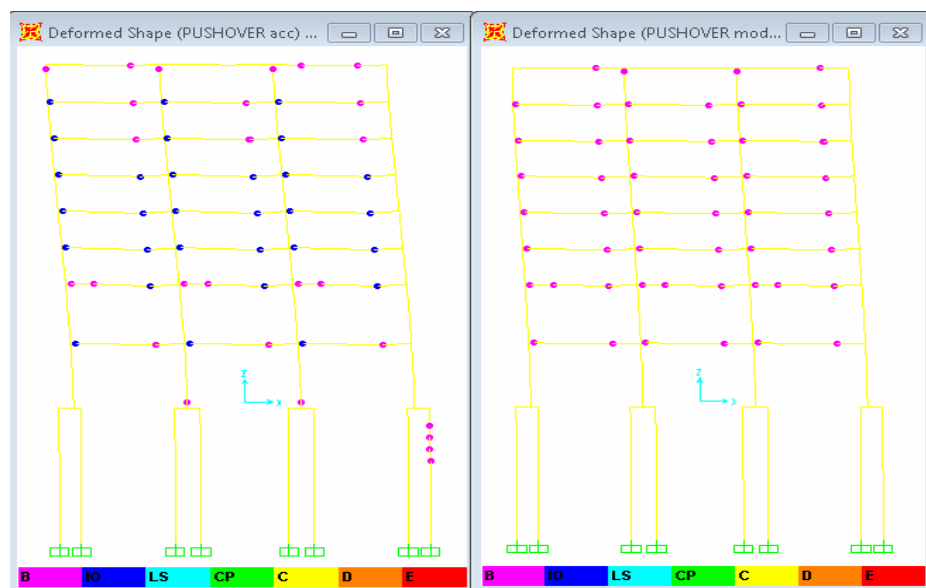
### **p-y криве**

Коришћени су следећи параметри за одређивање карактеристика  $p$ - $y$  кривих за песак: угао унутрашњег трења  $\varphi=35^\circ$ , пречник шипа  $b=0,60$  m, тежина тла  $\gamma=9,8$  kN/m<sup>3</sup> линеарна промена иницијалне крутости  $p$ - $y$  криве по дубини  $k=16307$ , тј. средње збијен потопљен песак.

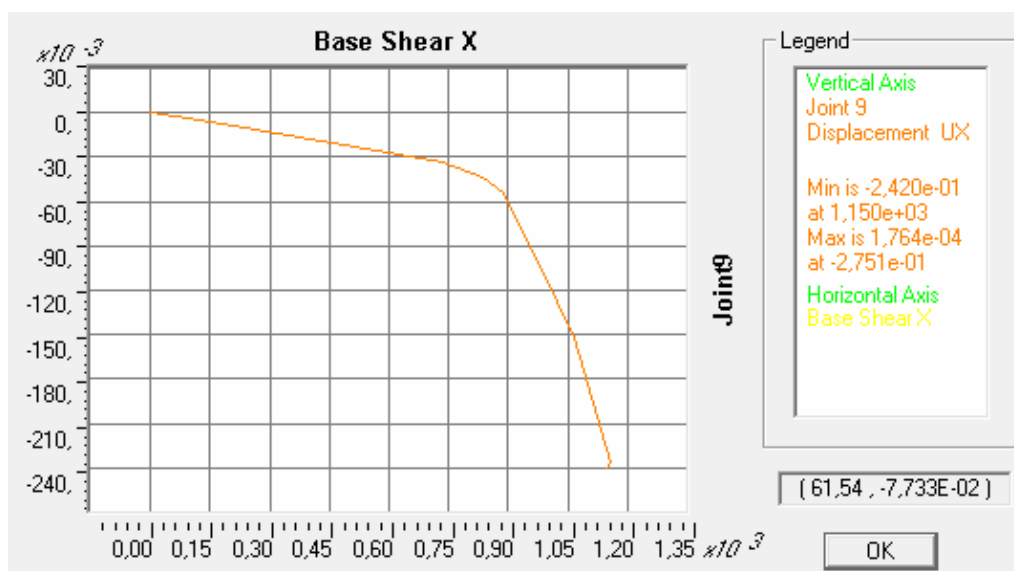
#### 4.8.1.1. Стање пластичних зглобова. пушвер криве. тло $p$ -у криве, $k_0 \text{linlin}$ . TH ElCentro 0,20 g



Слика 4.16 Пушвер анализа 2Д фасадног рама. Стање пластичних зглобова. Тло  $p$ -у криве,  $k_0 \text{linlin}$  (линеарни део почетног модула линеарно променљив) по дубини. Лево оптерећење константно по спратовима, а десно линеарно променљиво. Шип армиран са Aa (15RØ16).



Слика 4.17 Пушвер анализа 2Д фасадног рама. Стање пластичних зглобова. Тло  $p$ -у криве,  $k_0 \text{linlin}$  (линеарни део почетног модула линеарно променљив) по дубини. Лево оптерећење облика убрзања (acc), а десно облика првог својственог тона (mode 1). Шип армиран са Aa (15RØ16).

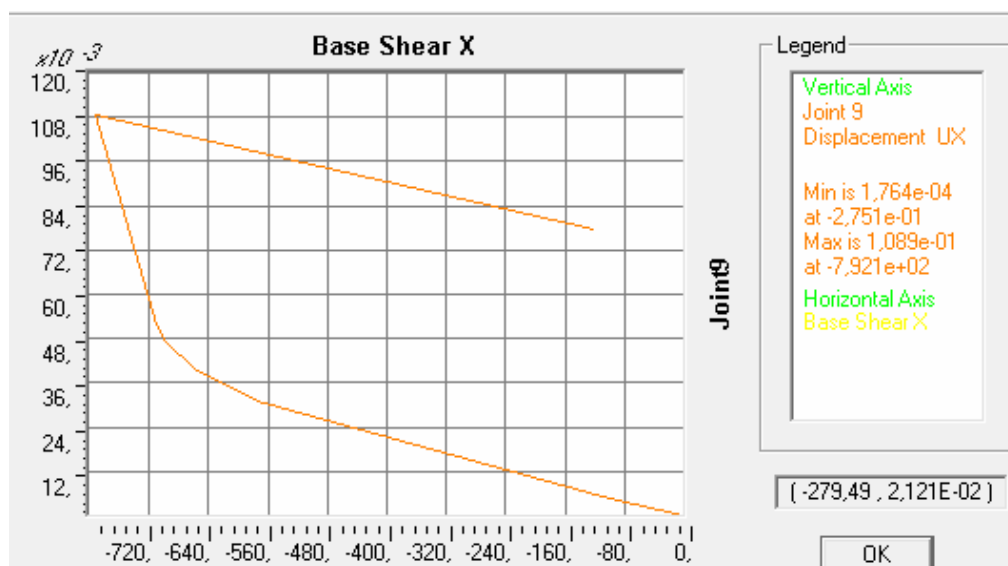


Слика 4.18 Пушвер крива. Сила у основи померање чвора у врху. Оптерећење константно по спратовима. Шип армиран са Аа (15RØ16). Гло  $p$ -у криве,  $k_0 \text{linlin}$  (линеарни део почетног модула линеарно променљив) по дубини.

FEMA356 CM:  $V = 1162,06 \text{ kN}$ ,  $D = 0,313 \text{ m}$  SoilClassD

FEMA356 CM:  $V = 1162,06 \text{ kN}$ ,  $D = 0,278 \text{ m}$ . SoilClassC

Са дијаграма  $V = 1150, \text{ kN}$ ,  $D = 0,242 \text{ m}$ .

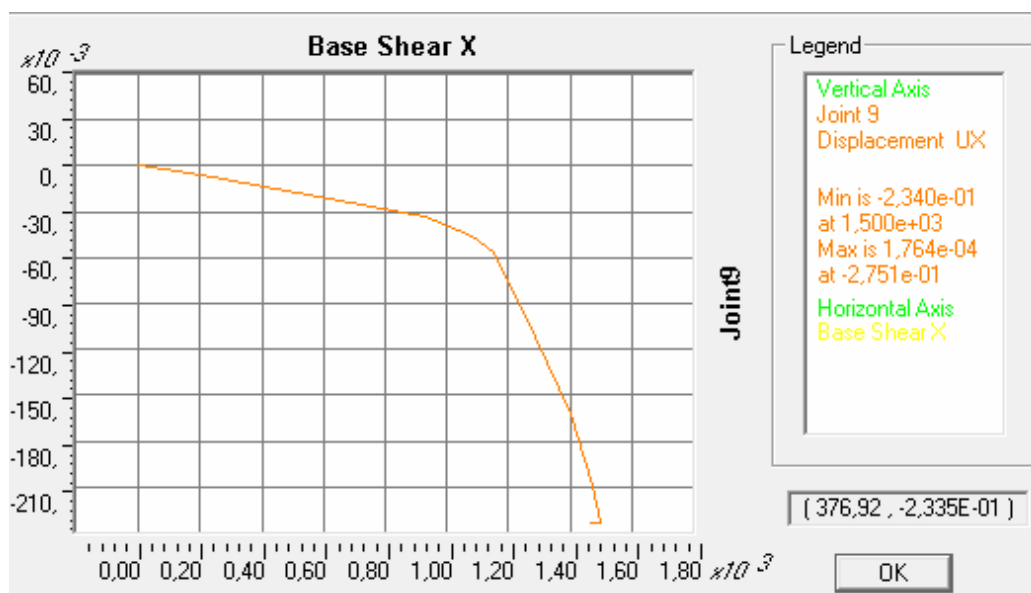


Слика 4.19 Пушвер крива. Сила у основи померање чвора у врху. Оптерећење линеарно променљиво по висини. Шип армиран са Аа (15RØ16). Гло  $p$ -у криве,  $k_0 \text{linlin}$  (линеарни део почетног модула линеарно променљив) по дубини.

FEMA356 CM:  $V = 797,58 \text{ kN}$ ,  $D = 0,317 \text{ m}$  SoilClassD

FEMA356 CM:  $V = 797,58 \text{ kN}$ ,  $D = 0,280 \text{ m}$ . SoilClassC

Са дијаграма  $V = 792,1 \text{ kN}$ ,  $D = 0,109 \text{ m}$ .

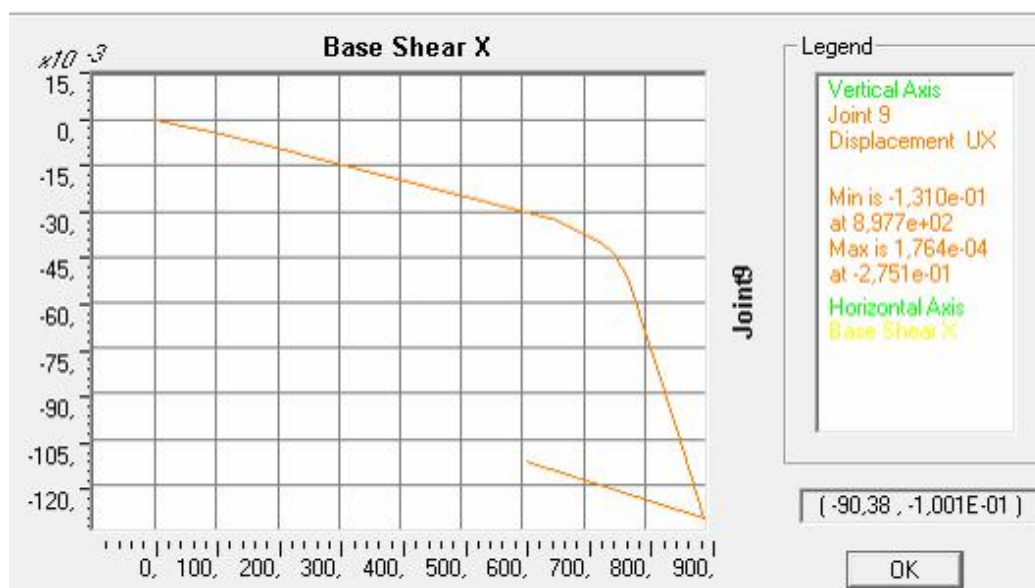


Слика 4.20 Пушвер крива. Сила у основи померање чвора у врху. Оптерећење облика убрзања. Шип армиран са Аа (15RØ16). Тло  $p$ -у криве,  $k_0$ linlin (линеарни део почетног модула линеарно променљив) по дубини.

FEMA356 CM:  $V = 1511,87 \text{ kN}$ ,  $D = 0,247 \text{ m}$ . SoilClassD

FEMA356 CM:  $V = 1511,87 \text{ kN}$ ,  $D = 0,278 \text{ m}$ . SoilClassC

Са дијаграма  $V = 1500,1 \text{ kN}$ ,  $D = 0,234 \text{ m}$ .



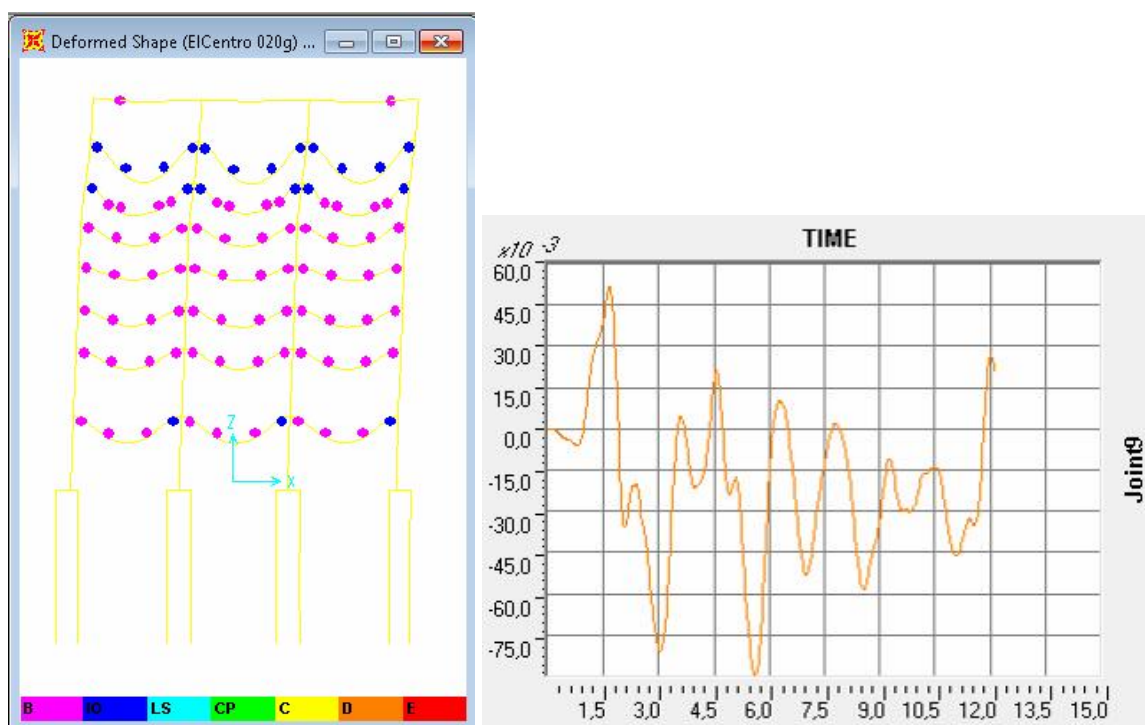
Слика 4.21 Пушвер крива. Сила у основи померање чвора у врху. Оптерећење облика 1 својственог тона. Шип армиран са Аа (15RØ16). Тло  $p$ -у криве,  $k_0$ linlin (линеарни део почетног модула линеарно променљив) по дубини.

FEMA356 CM:  $V = 904,92 \text{ kN}$ ,  $D = 0,332 \text{ m}$  SoilClassD

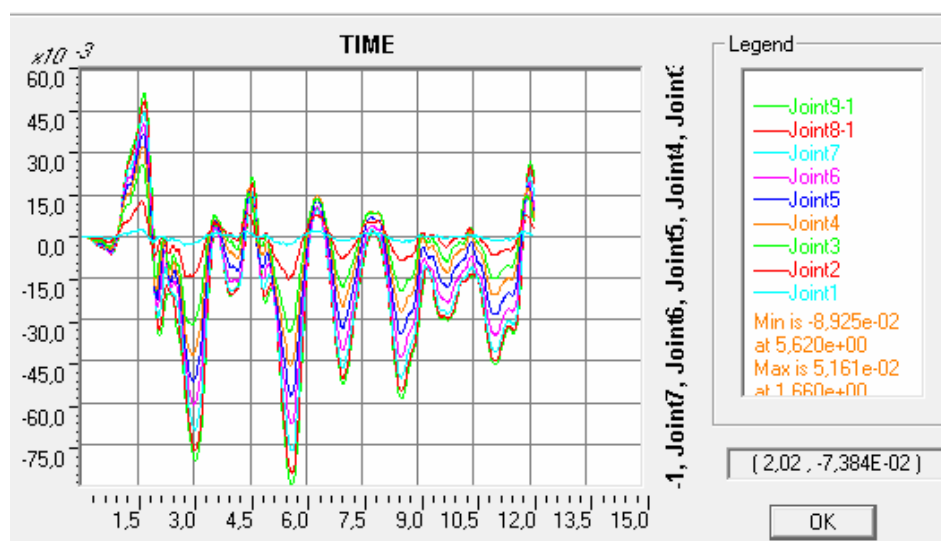
FEMA356 CM:  $V = 904,92 \text{ kN}$ ,  $D = 0,290 \text{ m}$ . SoilClassC

Са дијаграма:  $V = 897,7 \text{ kN}$ ,  $D = 0,131 \text{ m}$ .



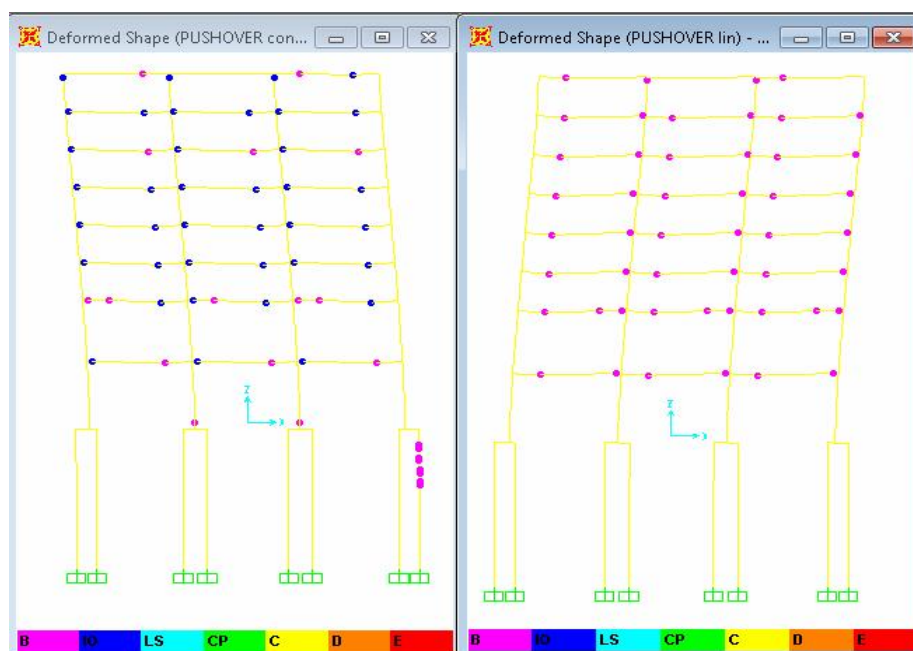


Слика 4.22 Гло р-у криве,  $k_0 \text{linlin}$ . Стање пластичних зглобова након ТН акцелерограма EICentro (max ag):  $T=2,007 \text{ sec}$ ;  $ag=-0,3194 \text{ g}$  (s.c. 6.143). скалиран на PGA 0,20 g; . Померање чвора 9, врх зграде.  $U_{\min}=-8,925 \text{ cm}$ ;  $U_{\max}=5,161 \text{ cm}$ . Шип армиран са Aa (15RØ16) .

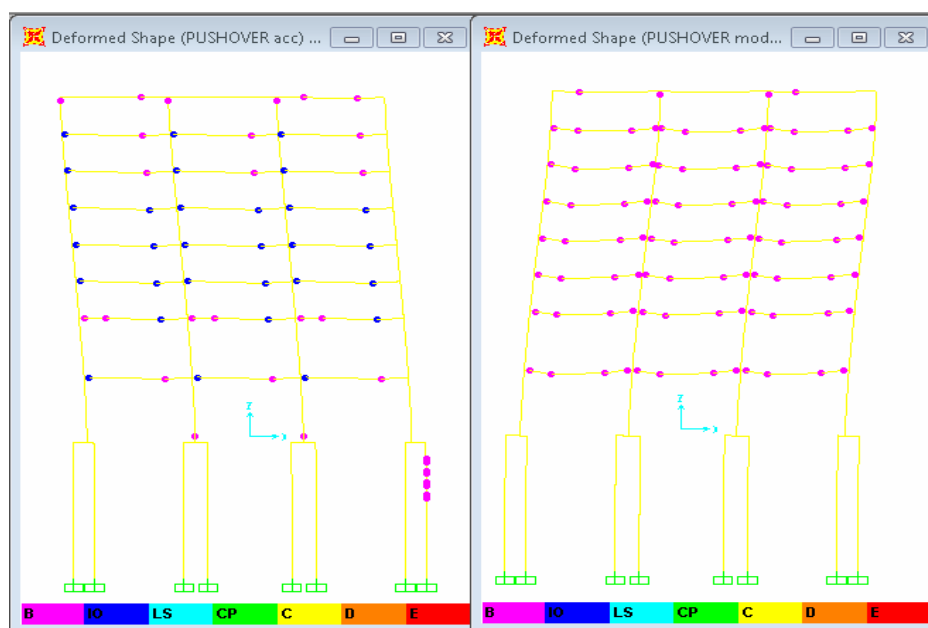


Слика 4.23 Гло р-у криве,  $k_0 \text{linlin}$ . ТН акцелерограма ЕлЦентро (max ag):  $T=2,007 \text{ sec}$ ;  $ag=-0,3194 \text{ g}$  (s.c. 6,143). скалиран на PGA 0,20 g;  $U_{\min}=-8,925 \text{ cm}$ ;  $U_{\max}=5,161 \text{ cm}$ . Померање чвора стуба 1 по спратовима. Шип армиран са Aa (15RØ16) .

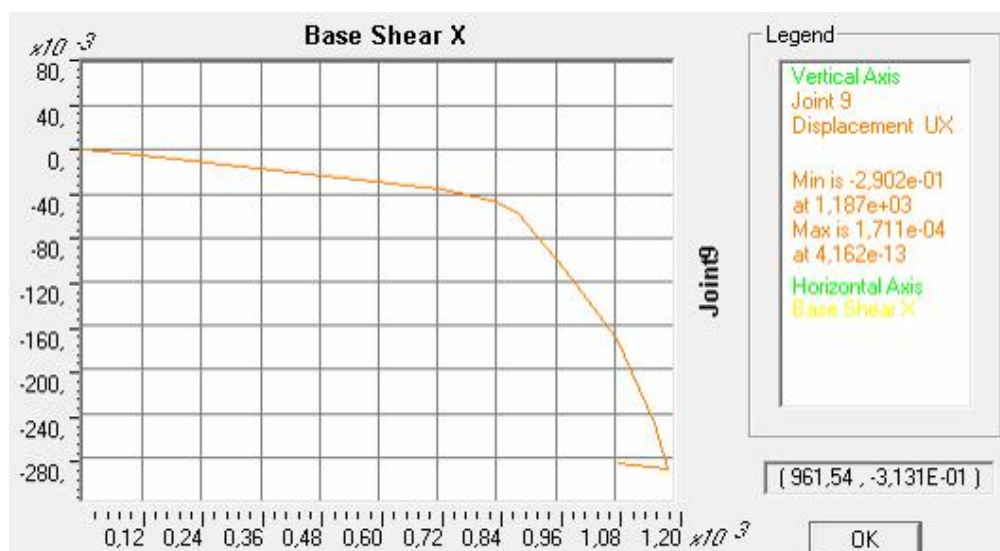
#### 4.8.1.2. Модел 2Д фасадног рама зграде, са наглавним гредима за 3 и 4 шипа, и тлом као еластичним опругама $k=6000$ . Шип армиран са Аа (12RØ16).ТН EICentro 0,20g



Слика 4.24 ПушOVER анализа 2Д фасадног рама. Стање пластичних зглобова. Еластичне опруге на шиповима  $k=6000$ . Лево оптерећење константно по спратовима, а десно линеарно променљиво. Шип армиран са Аа (15RØ16) .



Слика 4.25 ПушOVER анализа 2Д фасадног рама. Стање пластичних зглобова. Еластичне опруге на шиповима  $k=6000$ . Лево оптерећење облика убрзања (acc), а десно облика првог својственог тона (mode 1). Шип армиран са Аа (15RØ16) .

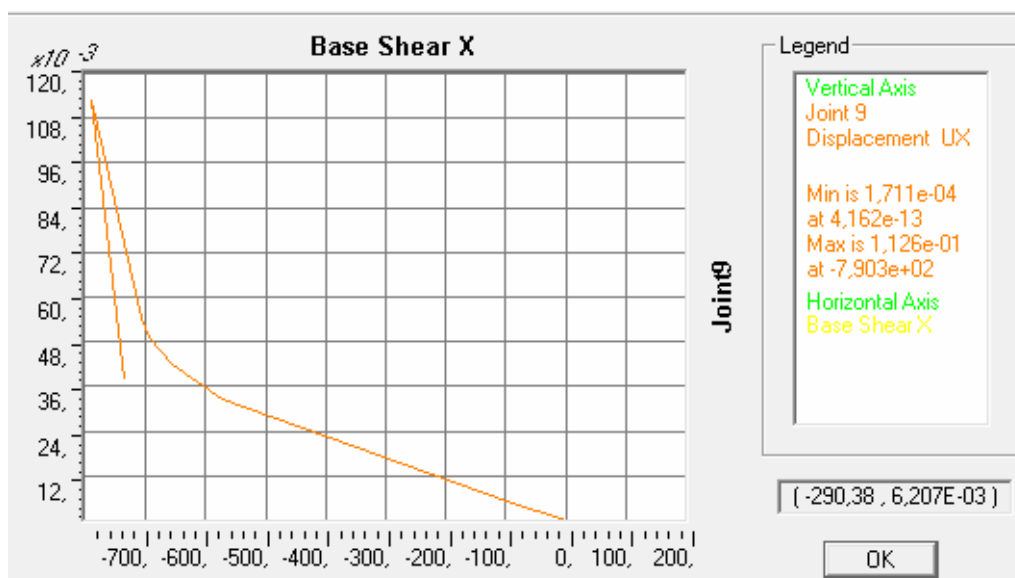


Слика 4.26 ПушOVER крива. Сила у основи померање чвора у врху. Гло еластичне опруге на шиповима  $k=6000$ . Оптерећење константно по спратовима. Шип армиран са  $A_a$  (15RØ16).

FEMA356 CM:  $V = 1201,37$  kN ,  $D = 0,346$  m SoilClassD

FEMA356 CM:  $V = 1201,37$  kN ,  $D = 0,301$  m . SoilClassC

Са дијаграма  $V = 1187$ , kN ,  $D = 0,290$  m .

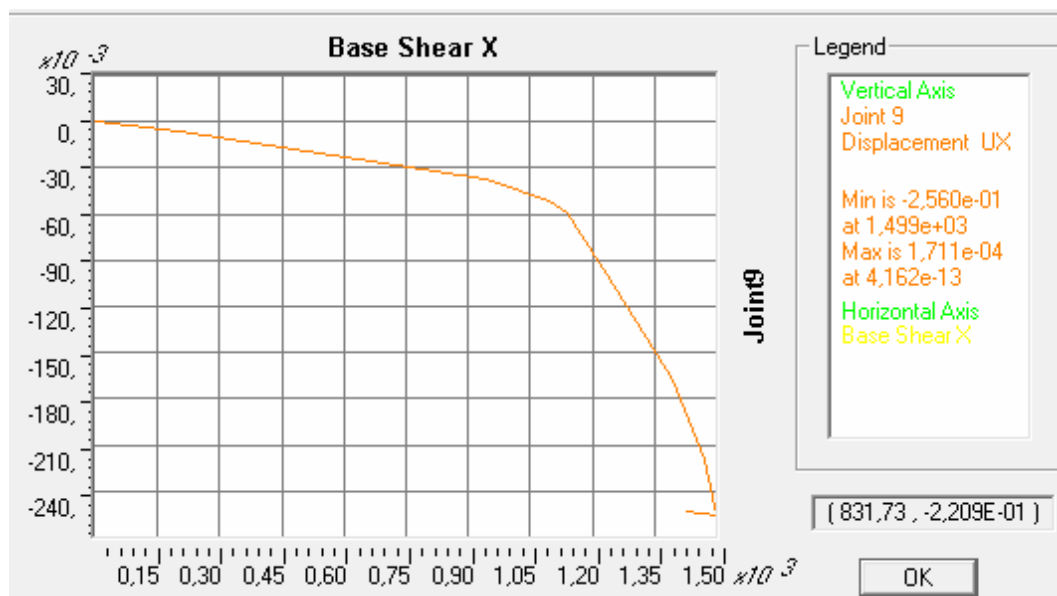


Слика 4.27 ПушOVER крива. Сила у основи померање чвора у врху. Гло еластичне опруге на шиповима  $k=6000$ . Оптерећење линеарно променљиво по висини. Шип армиран са  $A_a$  (15RØ16).

FEMA356 CM:  $V = 796,31$  kN ,  $D = 0,337$  m SoilClassD

FEMA356 CM:  $V = 796,31$  kN ,  $D = 0,297$  m . SoilClassC

Са дијаграма  $V = 790,30$  kN ,  $D = 0,113$  m .

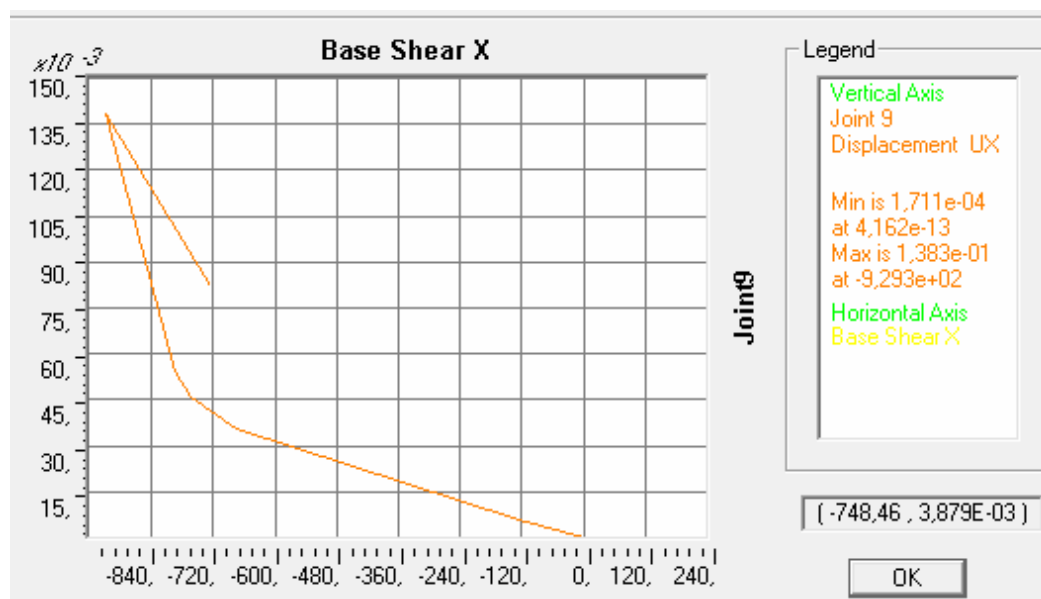


Слика 4.28 Пушвер крива. Сила у основи померање чвора у врху. Гло еластичне опруге на шиповима  $k=6000$ . Оптерећење облика убрзања. Шип армиран са Аа (15RØ16).

FEMA356 CM:  $V = 1519,32 \text{ kN}$ ,  $D = 0,309 \text{ m}$  SoilClassD

FEMA356 CM:  $V = 1519,32 \text{ kN}$ ,  $D = 0,267 \text{ m}$ . SoilClassC

Са дијаграма  $V = 1499, \text{ kN}$ ,  $D = 0,256 \text{ m}$ .

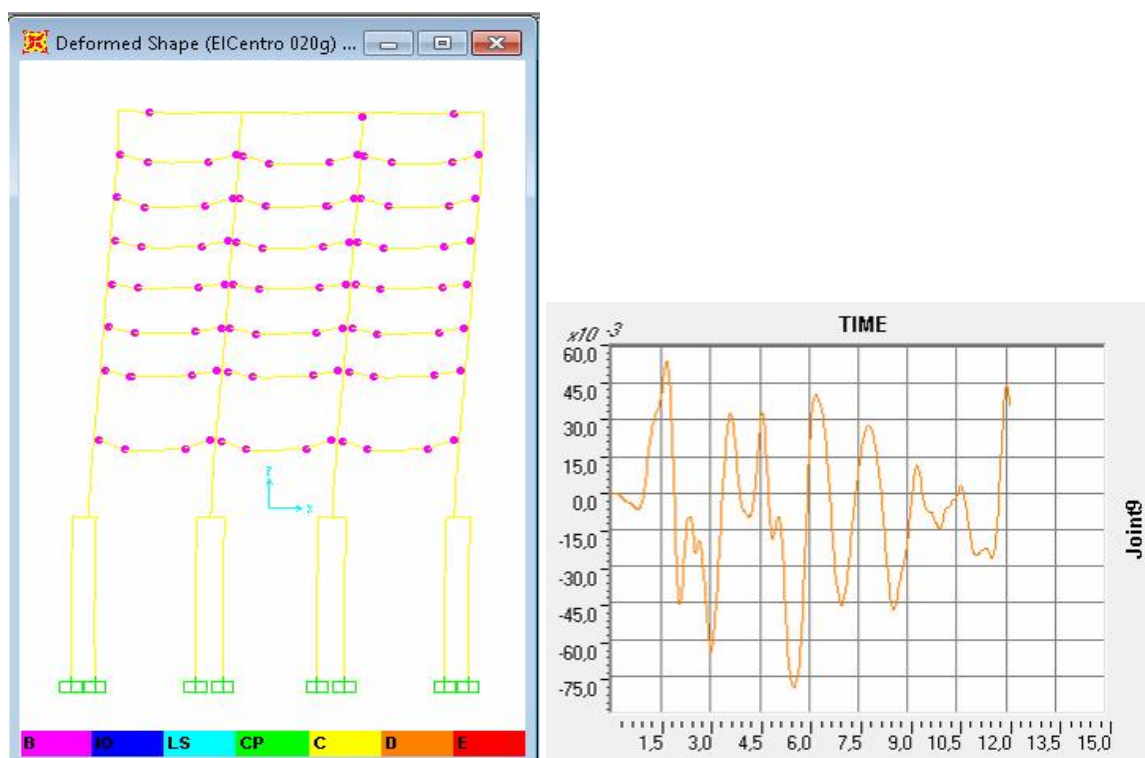


Слика 4.29 Пушвер крива. Сила у основи померање чвора у врху. Гло еластичне опруге на шиповима  $k=6000$ . Оптерећење облика 1 својственог тона. Шип армиран са Аа (15RØ16).

FEMA356 CM:  $V = 936,83 \text{ kN}$ ,  $D = 0,339 \text{ m}$  SoilClassD

FEMA356 CM:  $V = 936,83 \text{ kN}$ ,  $D = 0,296 \text{ m}$ . SoilClassC

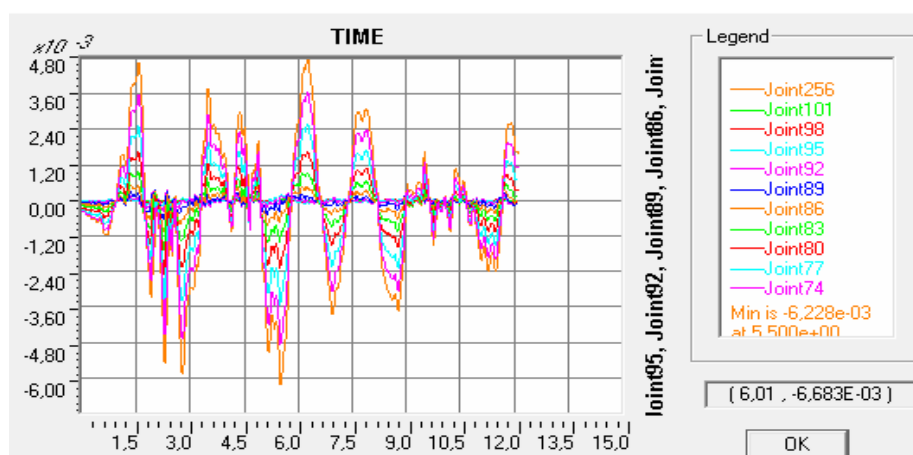
Са дијаграма  $V = 929,3 \text{ kN}$ ,  $D = 0,138 \text{ m}$ .



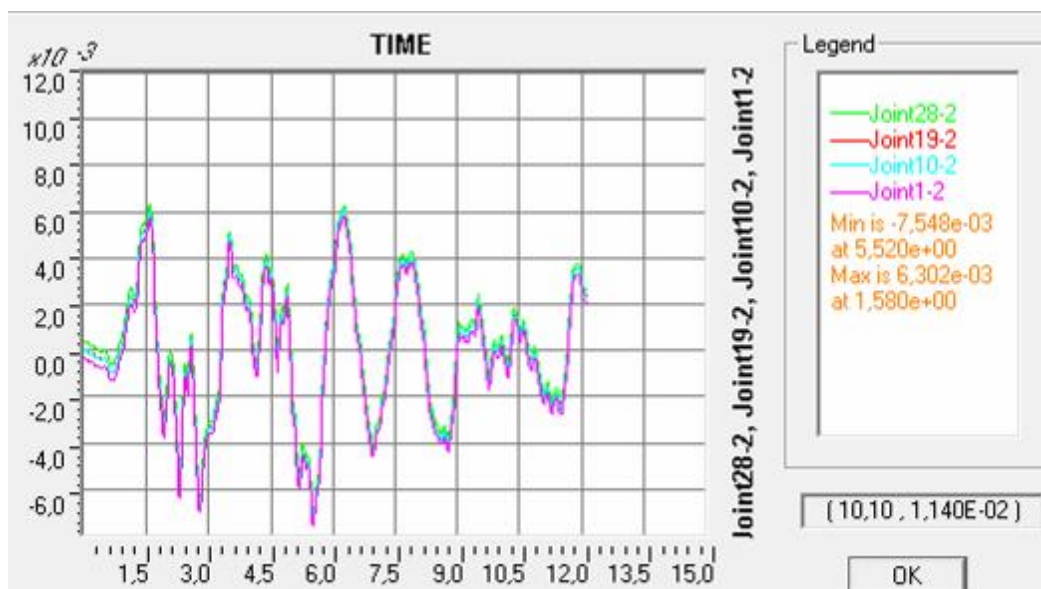
Слика 4.30 Стање пластичних зглобова након ТН акцелерограма ЕлЦентро (max ag):  $T=2,007$  sec;  $ag=-0,3194$  g (s.c. 6.143). скалиран на PGA 0,20g;  $U_{min}=-7,976$  cm;  $U_{max}=5,387$ cm. Еластичне опруге на шиповима  $k=6000$ . Шип армиран са Аа (15RØ16) .

На слици стања пластичних зглобова након ТН акцелерограма ЕлЦентро, сви зглобови горње конструкције су стања: почетак течења, дакле "испод" стања тренутне уселјивости. Код модела тла са  $p$ -у кривама, осим стања почетак течења има зглобова који су у стању тренутне уселјивости, на горње 2 етажа и у приземљу. Видљива је појава зглоба у врху средњег стуба, тако да би повећање од 50 на 55 cm, поправило понашање, овог чвора и стуба. Тако да је наизглед чудна карактеристика стуба у оригиналном пројекту од 60 cm по целој висини објекта постаје још јаснија.

Приметно је добро понашање модела са шиповима на еластичним опругама, на дејство хоризонталних сила.



Слика 4.31 Дрифт ослоначких чворова на оси једног шипа, размак чворова 1 м. ТН акцелерограма ЕлЦентро скалиран на PGA 0,20g;  $U_{min}=0,62$  cm;  $U_{max}\sim 0,48$  cm. Шип армиран са Аа (15RØ16) .



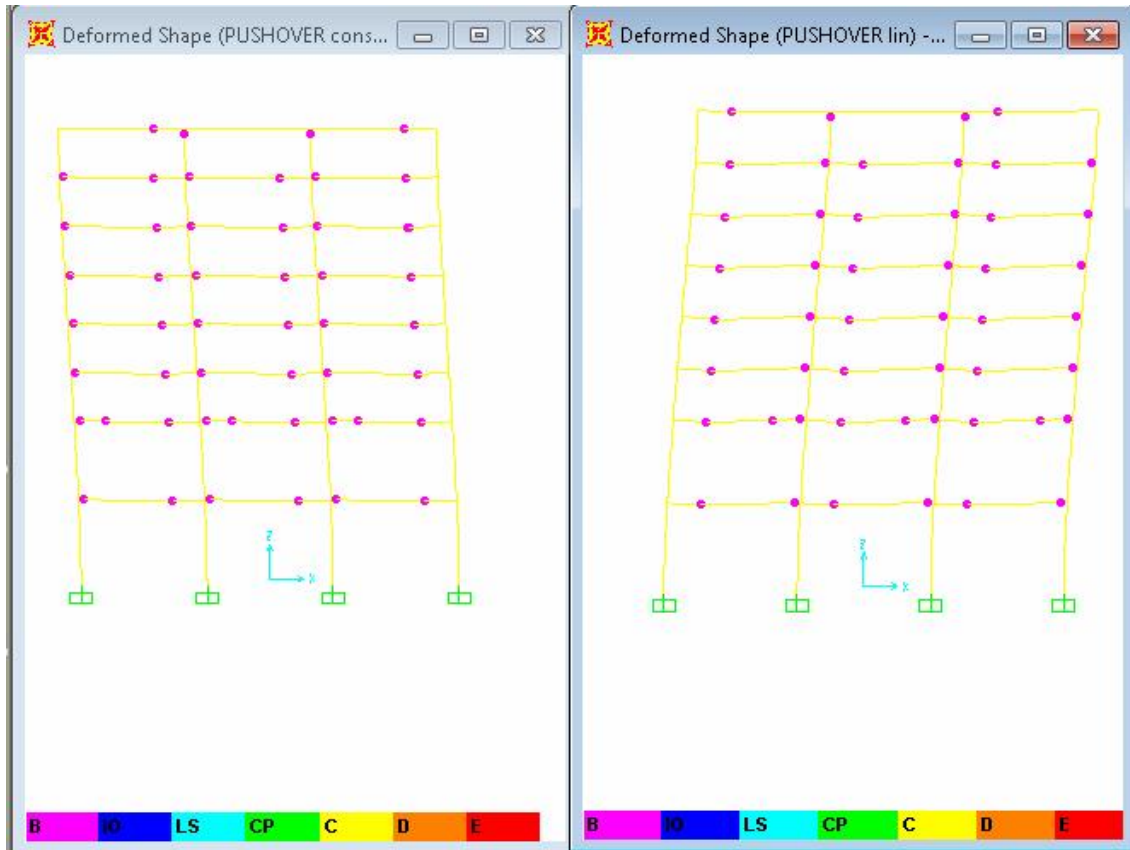
Слика 4.32 Померања тачака на споју стубова и темељних јастука (4 тачке). ТН акцелерограма ЕлЦентро скалиран на PGA 0,20 g;  $U_{\min} = -7,548 \text{ mm}$ ;  $U_{\max} = 6,302 \text{ mm}$ . Шип армиран са Aa (15RØ16) .

Постоји мала разлика померања врха наглавних греда, реда величине око  $1 \text{ mm}$  . Ово се уобичајено не мора догодити код релативно малих интензитета оптерећења ако се изведу везне греде, међутим у овом случају би морале бити већих димензија и вероватно би се нашле у интервалу  $b/d = 30/80 \div 40/90 \text{ cm}$  . Ово стога јер се ради о распону од 8 метара. Ако се везне греде (или темељне греде) не би изводиле, морала би се извести бар плоча на добро збијеном тампону, уз мању или већу замену тла. Ова плоча би могла да послужи за уједначавање померања и бољу дисипацију сеизмичке енергије. Трећа варијанта је да се изведе спрегнути роштиљ- подна плоча, тада би димензије греда могле бити мање, уколико то дозвољавају услови у тлу, или замењеном тлу.

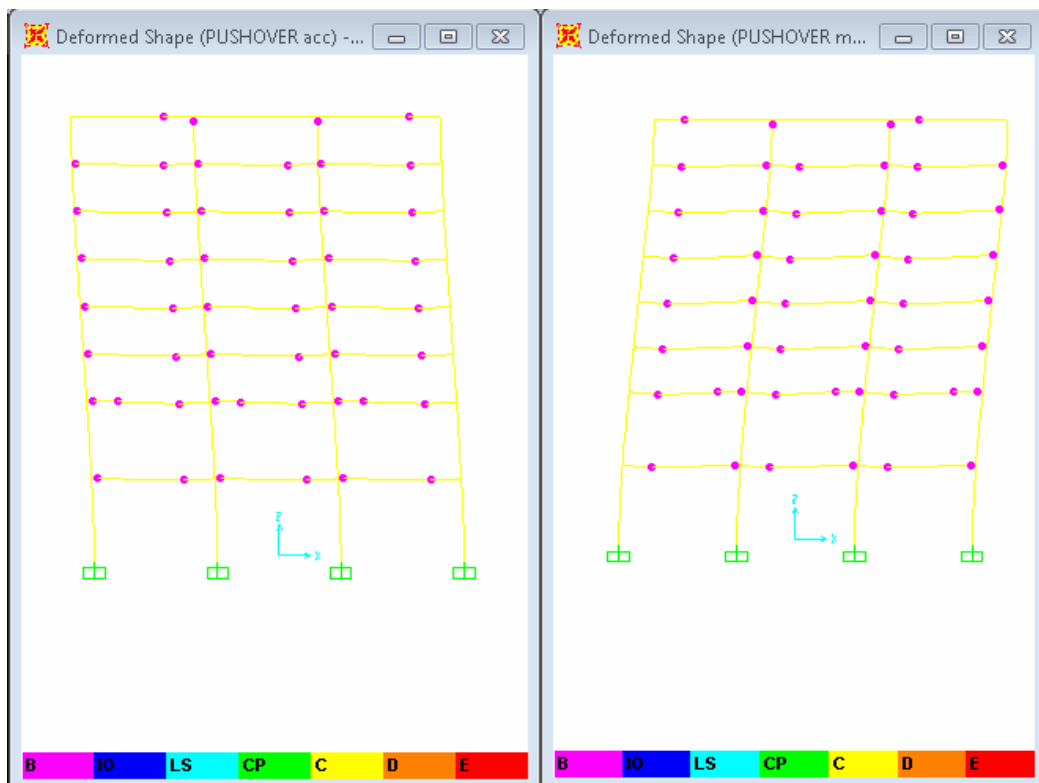
Када се изведу темељне греде, онда продужење стуба за пола метра у тлу, како је овде учињено код укљештеног модела, би имало знатно мањег ефекта услед опције офсет која би се тада применила у чвору. Наиме тиме би укљештење било померено ближе површини тла.

#### 4.8.1.3. Модел 2Д фасадног рама зграде, укљештен у нивоу површине тла. Pushover ТН ElCentro 0,20g

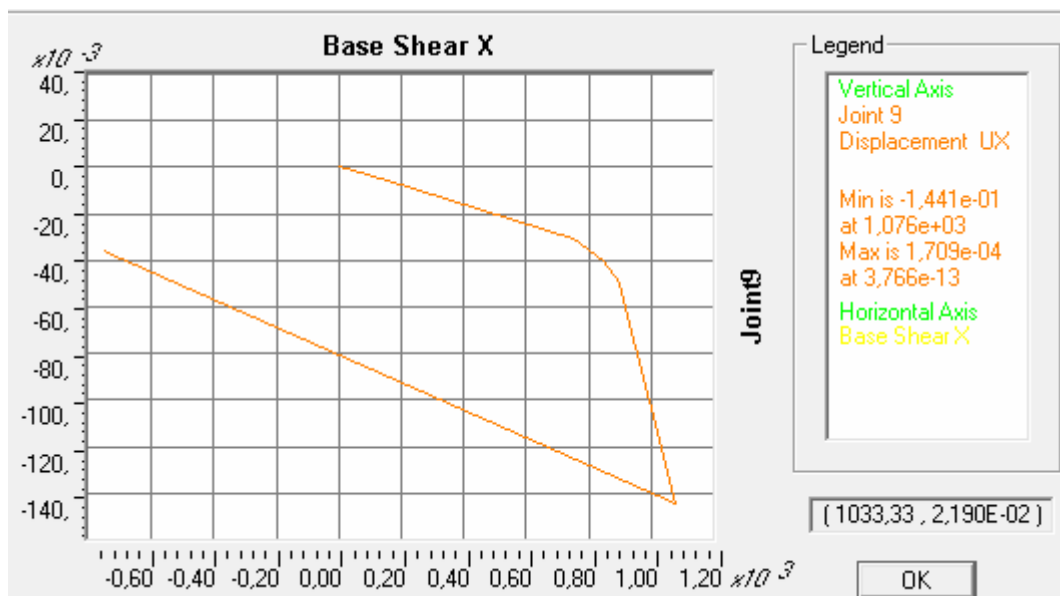
Да би модел рама био што сличнији моделу са шиповима укљештање је померено на дубину од 0,50м од површине тла. Офсет елеменат је истих својстава као стуб (85x85) само је  $\text{rigid zone} = 1$ , и у овој зони није примењена могућност отварања пластичних зглобова. С обзиром на масивност стуба, распон конструкције, и дубину мржњења за очекивати је да дубина фундаирања буде бар 70-100 cm.



Слика 4.33 ПушOVER анализа 2Д фасадног рама. Стање пластичних зглобова. Укљештен у тло. Лево оптерећење константно по спратовима, а десно линеарно променљиво.



Слика 4.34 ПушOVER анализа 2Д фасадног рама. Стање пластичних зглобова. Укљештен у тло. Лево оптерећење облика убрзања, а десно 1 тона.

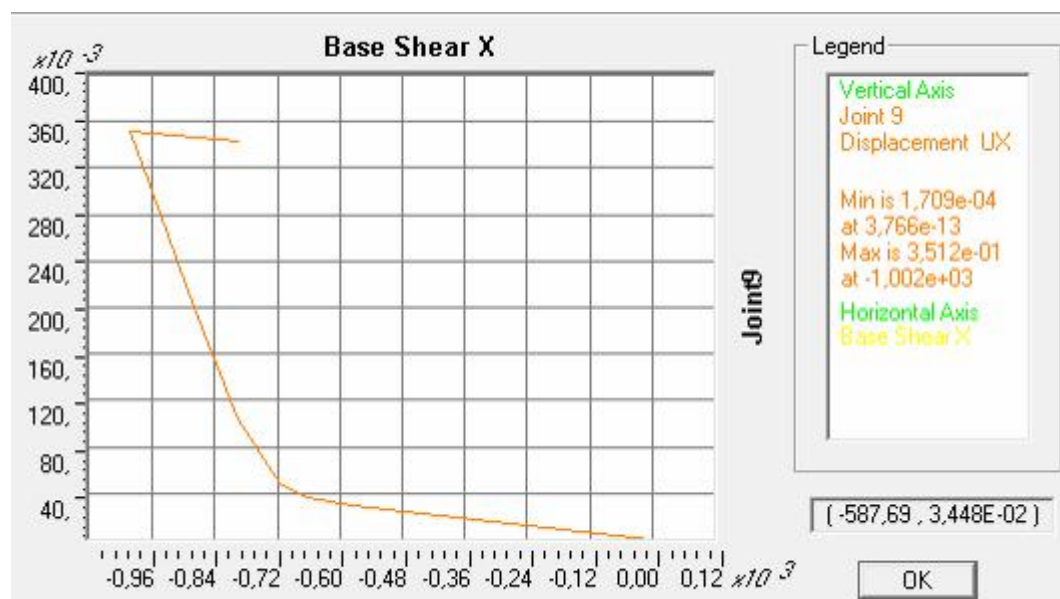


Слика 4.35 Пушвер крива. Сила у основи померање чвора у врху. Укљештен рам. Оптерећење константно по спратовима.

FEMA356 CM:  $V = 1082,86 \text{ kN}$ ,  $D = 0,295 \text{ m}$ . SoilClassD

FEMA356 CM:  $V = 1082,86 \text{ kN}$ ,  $D = 0,257 \text{ m}$ . SoilClassC

Са дијаграма  $V = 1076 \text{ kN}$ ,  $D = 0,144 \text{ m}$ .



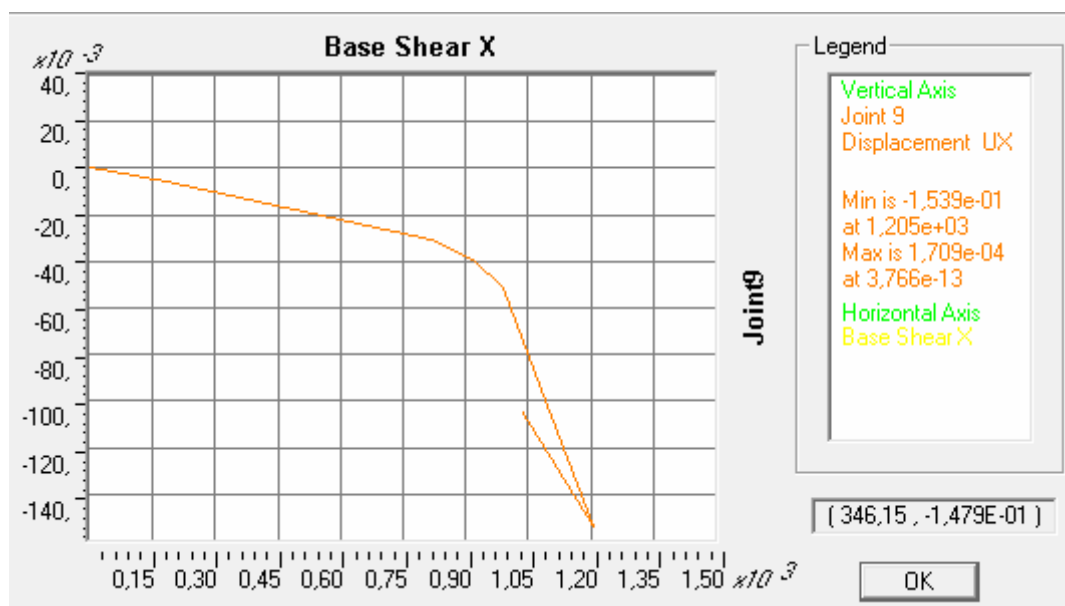
Слика 4.36 Пушвер крива. Сила у основи померање чвора у врху. Укљештен рам. Оптерећење линеарно променљиво по висини.

FEMA356 CM:  $V = 998,46 \text{ kN}$ ,  $D = 0,329 \text{ m}$ . SoilClassD

FEMA356 CM:  $V = 962,89 \text{ kN}$ ,  $D = 0,287 \text{ m}$ . SoilClassC

Са дијаграма  $V = 1002 \text{ kN}$ ,  $D = 0,351 \text{ m}$ .



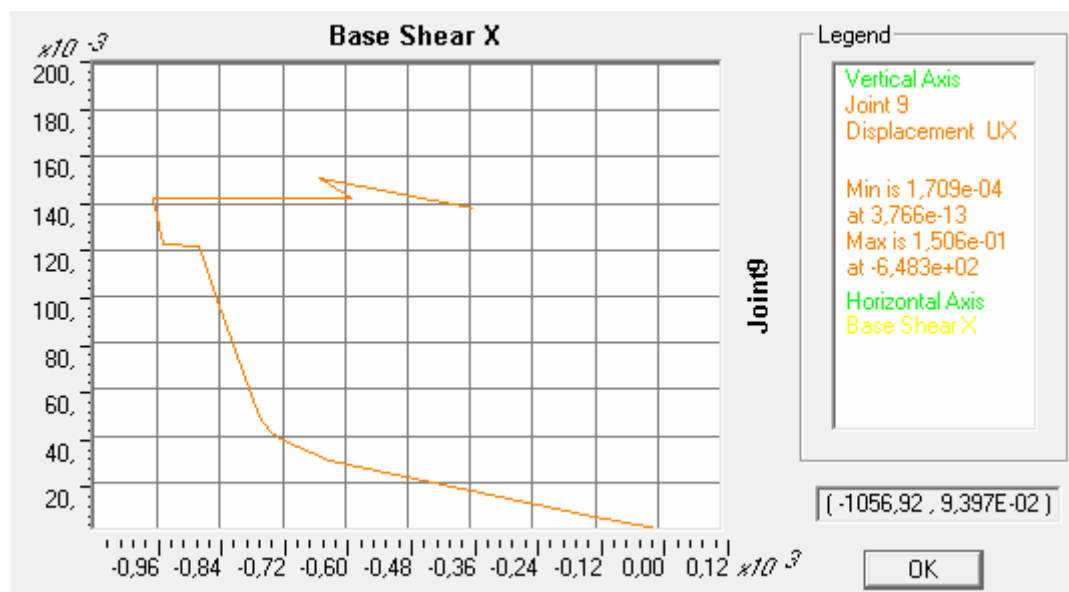


Слика 4.37 Пушвер крива. Сила у основи померање чвора у врху. Укљештен рам. Оптерећење облика убрзања.

FEMA356 CM:  $V = 1215,01$  kN ,  $D = 0,283$  m SoilClassD

FEMA356 CM:  $V = 1215,01$  kN ,  $D = 0,246$  m . SoilClassC

Са дијаграма  $V = 1205$ , kN ,  $D = 0,154$  m .

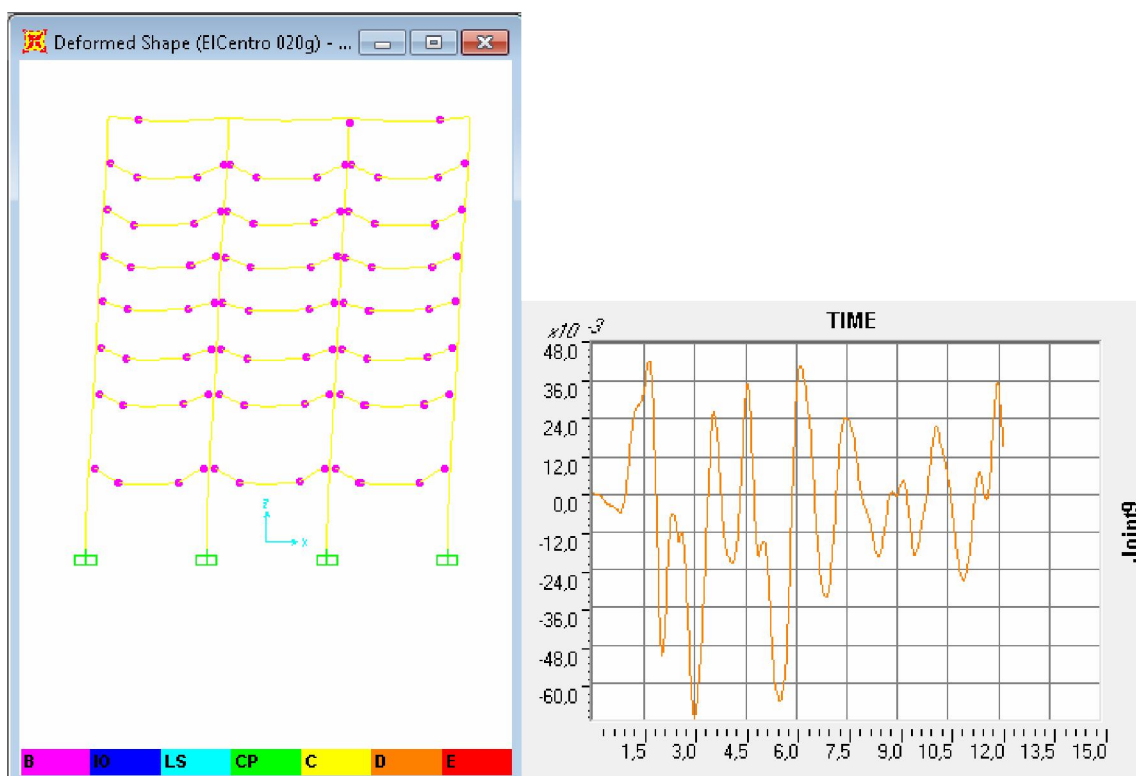


Слика 4.38 Пушвер крива. Сила у основи померање чвора у врху. Укљештен рам. Оптерећење облика 1 тона.

FEMA356 CM:  $V = 1082,86$  kN ,  $D = 0,295$  m SoilClassD

FEMA356 CM:  $V = 1082,86$  kN ,  $D = 0,257$  m . SoilClassC

Са дијаграма  $V = 960$ , (648,3) kN ,  $D = 0,142$  (0,151) m .



Слика 4.39 Стање пластичних зглобова након ТН акцелерограма ЕлЦентро ( $\max a_g$ )  $T=2,007$  sec;  $a_g=-0,3194$  (s.c. 6,143). скалиран на PGA 0,20g;  $U_{\min}=7,154$  cm;  $U_{\max}=4.252$  cm. Рам укљештен у тло.

		Укљештен	Шипови $k=6000$	Шипови $p-y$
ТН ElCentro	U max	4.252	5,387	5,161
PGA 0.20 g	U min	-7,154	-7,976	-8,925
SoilClassD				
PO const	D	0,295	0,346	0,313
	Bsx (V)	1082,86	1201,37	1162,06
PO linear	D	0,329	0,337	0,317
	Bsx (V)	998,46	796,31	797,58
PO acc	D	0,283	0,309	0,247
	Bsx (V)	1215,01	1519,32	1511,87
PO 1 mode	D	0,295	0,339	0,332
	Bsx (V)	1082,86	936,83	904,92

Табела 4.5 Максимална померања и силе у основи за три примењена модела система конструкција-темељ-тло и 4 расподеле сила по висини у пушвер анализи. ФЕМА 356 коефицијент метод класа тла Д. Померање услед временске анализе ТН ЕлЦентро скалиран на 0,20 g.

Уколико се изаберу само два облика расподеле сила у квазистатичкој анализи (пушвер) онда се максималне силе у основи добијају за константан облик распореда оптерећења по спратовима и за расподелу облика према убрзању. Приметно је да код оба ова облика оптерећења долази до појаве пластичних зглобова и у тлу, док код друга два облика оптерећења (линеарно и 1 тон) нема појаве зглобова у шиповима

Према ЕЦ8 (4.3.3.4.2.2.) морају се спровести барем 2 вертикалне расподеле хоризонталних сила, при чему се морају применити:

"равномерна расподела" пропорционална масама (дакле асс.)

"модална расподела" према основном својственом тону (1 mode) или линеарна (lin.)

$\min(od2) = \min 2 \max$  - одабирају се две максималне силе, и од те две бира мања

$D_{sr}$  - средње померање од све 4 расподеле сила

$B_{sx sr} = B_{sr}$  - средња сила од све 4 расподеле сила

$\max/\min = \max B_{sx} / \min B_{sx}$

	Укљештен	Шипови $k=6000$	Шипови $p$ -у
$D_{sr}$	0,262	0,290	0,282
$B_{sx sr}$	1085,91	1113,46	1094,11
$\min(od2)$	1082,86	1201,37	1162,06
$\min 2/B_{sr}$	0,997196	1,078955	1,062108
$\min B_{sx}$	962,89	796,31	797,58
$\max B_{sx}$	1215,01	1519,32	1511,87
$\max/\min$	1,261837	1,90795	1,895572

Табела 4.6 Статистичка обрада сила за 3 модела и 4 облика расподеле сила

Код модела 2Д рама са укљештеним стубовима разлика минималних и максималних сила износи 26%, док је код модела са шиповима ова разлика и већа, и овде је чак око 90% ( $p$ -у лин 98%). Средња вредност одступа од  $\min 2 \max$  од 1 до 8%.

		Укљештен	Шипови $k=6000$	Шипови $p$ -у
TH ElCentro	U max	1	0,001267	0,001214
PGA 0.20 g	U min	1	1,114901	1,247554
SoilClass D				
PO const	D	1	1,172881	1,061017
	$B_{sx} (V)$	1	1,109442	1,07314
PO linear	D	1	1,024316	0,963526
	$B_{sx} (V)$	1	0,797538	0,79881
PO acc	D	1	1,091873	0,872792
	$B_{sx} (V)$	1	1,250459	1,244327
PO 1 mode	D	1	1,149153	1,125424
	$B_{sx} (V)$	1	0,865144	0,835676

Табела 4.7 Нормализована расподела оптерећења, у односу на модел са укљештењем.

Највећи пораст силе у основи код  $p$ -у криве у односу на укљештен модел је код расподеле према убрзању (acc, масама), и износи 24,4% (а то је и по интензитету највећа сила у основи), следеће повећање је за константну расподелу по спратовима, и износи 7%. али ако се према Еврокоду 8 изаберу само две расподеле, онда је то минимум од те две највеће силе. Дакле ако према еврокоду изаберемо само две расподеле сила које дају максималне силе онда је то према том критеријуму расподела према: 1 mode. Највеће резултате даје расподела према acc (масама), а након тога константна по спратовима. Међутим константна по спратовима није обавезна расподела према Еврокоду, али је добро употребити што више облика расподеле.

		Укљештен	Шипови $k=6000$	Шипови $p$ -у
TH ElCentro	U max	4.252	5,387	5,161
PGA 0.20 g	U min	-7,154	-7,976	-8,925
SoilClassC				
PO const	D	0,257	0,301	0,278
	Bsx (V)	1082,86	1201,37	1162,06
PO linear	D	0,287	0,297	0,280
	Bsx (V)	962,89	796,31	797,58
PO acc	D	0,246	0,267	0,278
	Bsx (V)	1215,01	1519,32	1511,87
PO 1 mode	D	0,257	0,296	0,290
	Bsx (V)	1082,86	936,83	904,92

Табела 4.8. Максимална померања и силе у основи за три примењена модела система конструкција-темељ-тло и 4 расподеле сила по висини у пушвер анализи. ФЕМА 356 коефицијент метод класа тла Ц. Померање услед временске анализе ТН ЕлЦентро скалиран на 0,20 g.

Код ТН временске анализе, акцелерограма ЕлЦентро скалираног на PGA 0,20 g, када се укљештен систем замени са шиповима на еластичним опругама, максимално померање (у апсолутном смислу) расте за 11,5%, а када се уведу и  $p$ -у криве, онда максимално померање расте за 24,8%. Број пластичних зглобова је практично исти у сва три конструктивна система, јер нема појаве зглобова у шиповима, једина разлика је што се код  $p$ -у криве појављују и стања тренутне усељивости на два вршна спрата и првом спрату.

Ово је висока и прилично флексибилна зграда, утицај различите спратности и вршног убрзања акцелерограма укљештених зграда може се детаљније видети у докторском раду Радужковић, 2015. За даље истраживање рамове распона 5 m, који су обрађени у (Радужковић, 2015) треба пропустити са три модела тла, константно, линеарно и параболно, по могућности са додатним распонем и од 8 m.

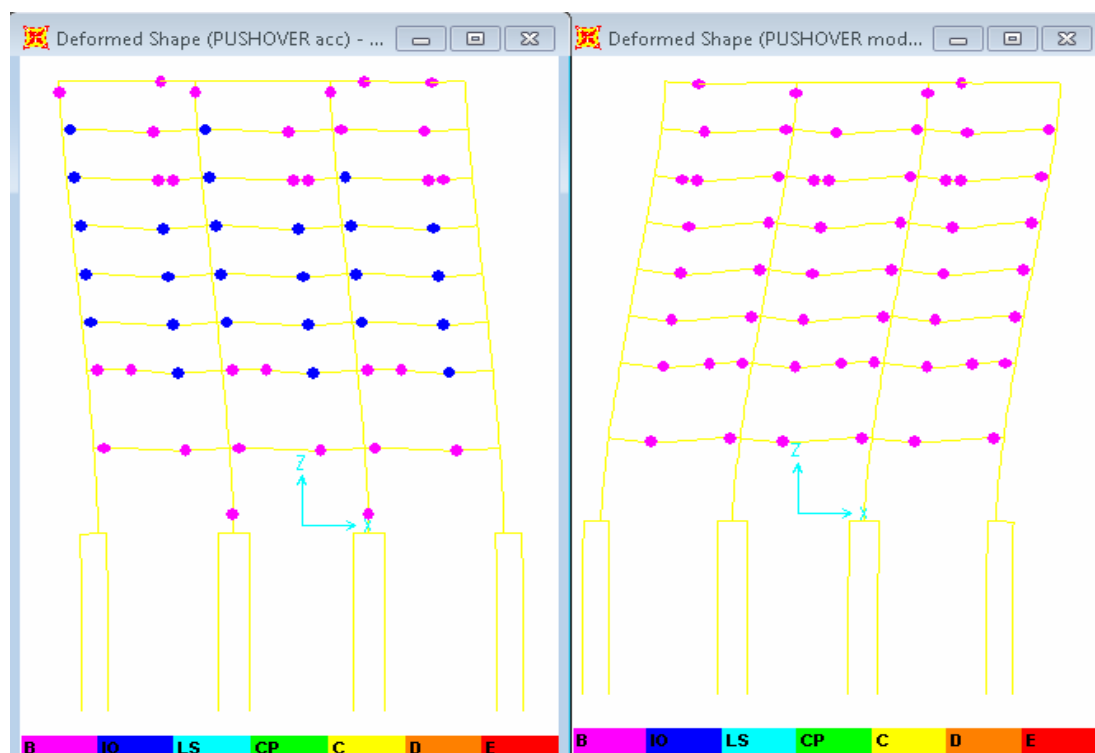
Криве  $p$ -у за једнослојно и двослојно тло биће обрађене детаљније у делу о мостовима. Линеарни део крутости  $p$ -у кривих код мостова је константан по дубини, док је код зграда линеарно растући са дубином. Такође ће бити варирана и крутост опруга на 6000 и 12000 kN/m, да би се испитала осетљивост модела, и одабрала секантана крутост као замена  $p$ -у кривих (Пандо, 2013).

Овде није усвајана нова арматура са повећањем PGA, већ је анализирано шта се догађа када земљотрес „удар“ на конструкцију која је димензионисана за ниже PGA. Тако је и код мостова.

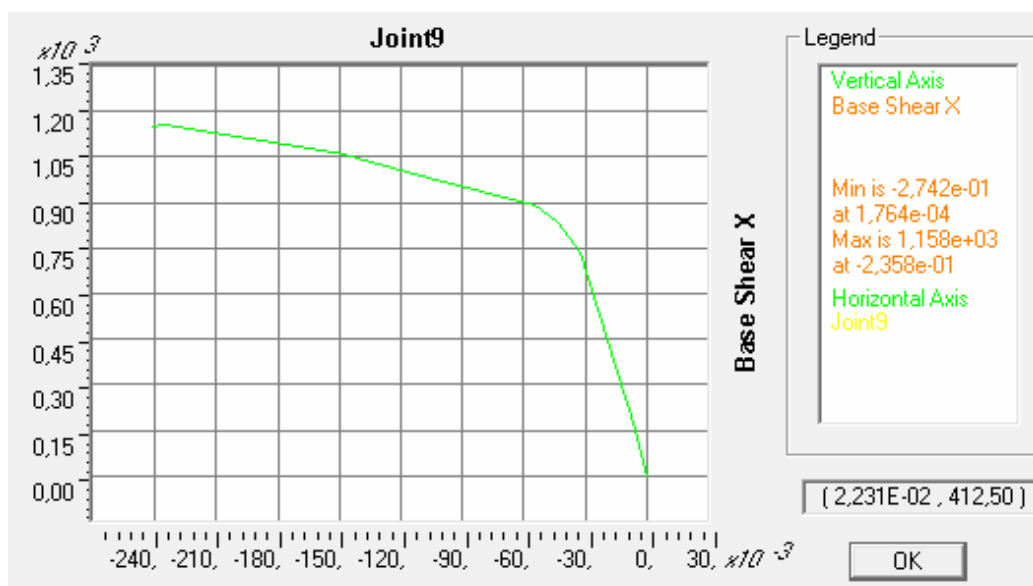
**4.8.1.4. Модел 2Д фасадног рама зграде, са наглавним гредима за 3 и 4 шипа, и тлом као  $p$ -у кривама, са коригованим линеарним делом крутости према коефицијентима хоризонталне интеракције. Шип армиран са  $A_a (15R\phi 16)$ . ТН EICentro 0,20 g.**



Слика 4.40 ПушOVER анализа 2Д фасадног рама. Стање пластичних зглобова. тлом као  $p$ -у криве, са коригованим линеарним делом крутости према коефицијентима хоризонталне интеракције. Лево оптерећење константно по спратовима, а десно линеарно променљиво.



Слика 4.41 ПушOVER анализа 2Д фасадног рама. Стање пластичних зглобова. тлом као  $p$ -у криве, са коригованим линеарним делом крутости према коефицијентима хоризонталне интеракције. Лево оптерећење облика убрзања, а десно 1 тона.

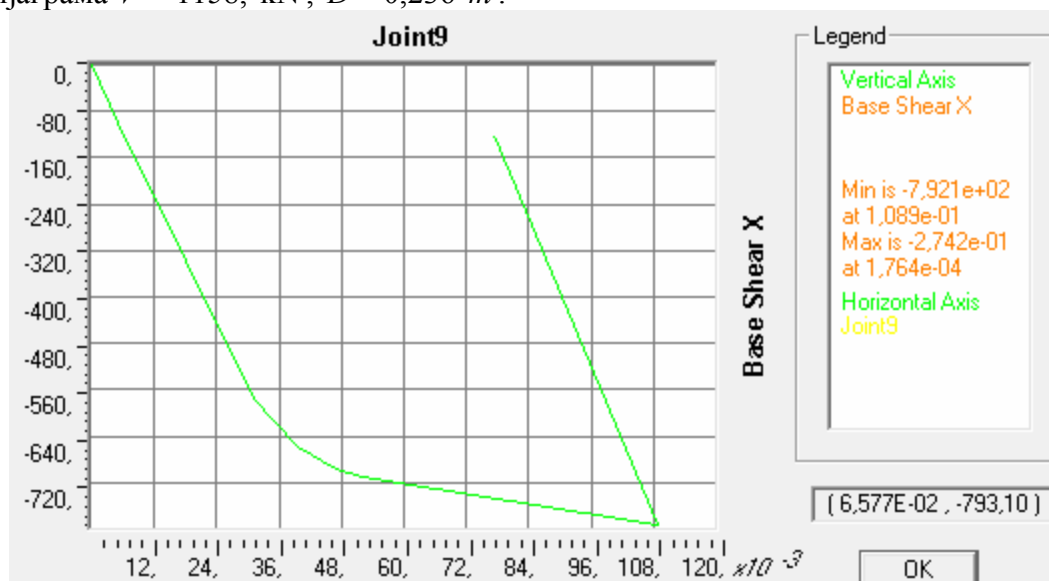


Слика 4.42 Пушвер крива. Сила у основи померање чвора у врху. Тло као  $p$ -у криве, са коригованим линеарним делом крутости према коефицијентима хоризонталне интеракције. Оптерећење константно по спратовима.

FEMA356 CM:  $V = 1162,06 \text{ kN}$ ,  $D = 0,313 \text{ m}$ . SoilClassD

FEMA356 CM:  $V = 1082,86 \text{ kN}$ ,  $D = 0,278 \text{ m}$ . SoilClassC

Са дијаграма  $V = 1158, \text{ kN}$ ,  $D = 0,236 \text{ m}$ .

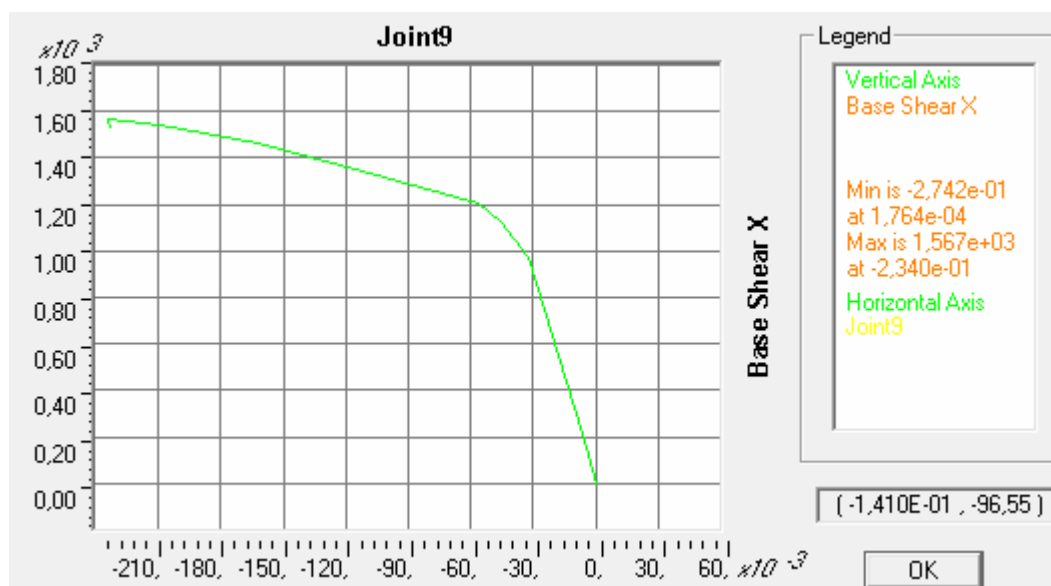


Слика 4.43 Пушвер крива. Сила у основи померање чвора у врху. Тло као  $p$ -у криве, са коригованим линеарним делом крутости према коефицијентима хоризонталне интеракције. Оптерећење линеарно променљиво по висини.

FEMA356 CM:  $V = 797,57 \text{ kN}$ ,  $D = 0,317 \text{ m}$ . SoilClassD

FEMA356 CM:  $V = 797,57 \text{ kN}$ ,  $D = 0,280 \text{ m}$ . SoilClassC

Са дијаграма  $V = 792,1 \text{ kN}$ ,  $D = 0,109 \text{ m}$ .

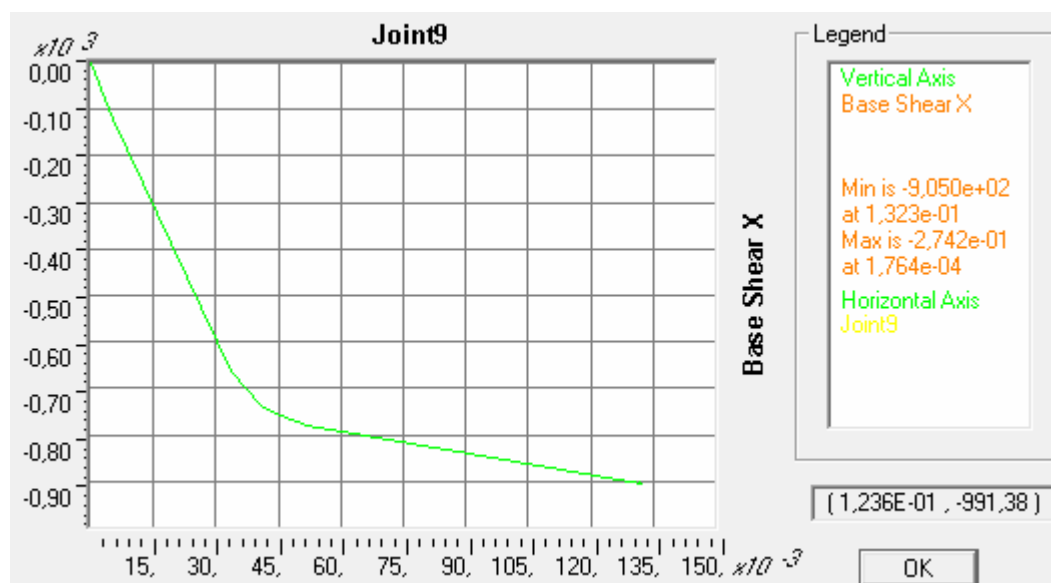


Слика 4.44 Пушвер крива. Сила у основи померање чвора у врху. Тло као  $p$ -у криве, са коригованим линеарним делом крутости према коефицијентима хоризонталне интеракције. Оптерећење облика убрзања.

FEMA356 CM:  $V = 1579,49 \text{ kN}$ ,  $D = 0,273 \text{ m}$  SoilClassD

FEMA356 CM:  $V = 1579,49 \text{ kN}$ ,  $D = 0,242 \text{ m}$ . SoilClassC

Са дијаграма  $V = 1567,0 \text{ kN}$ ,  $D = 0,234 \text{ m}$ .

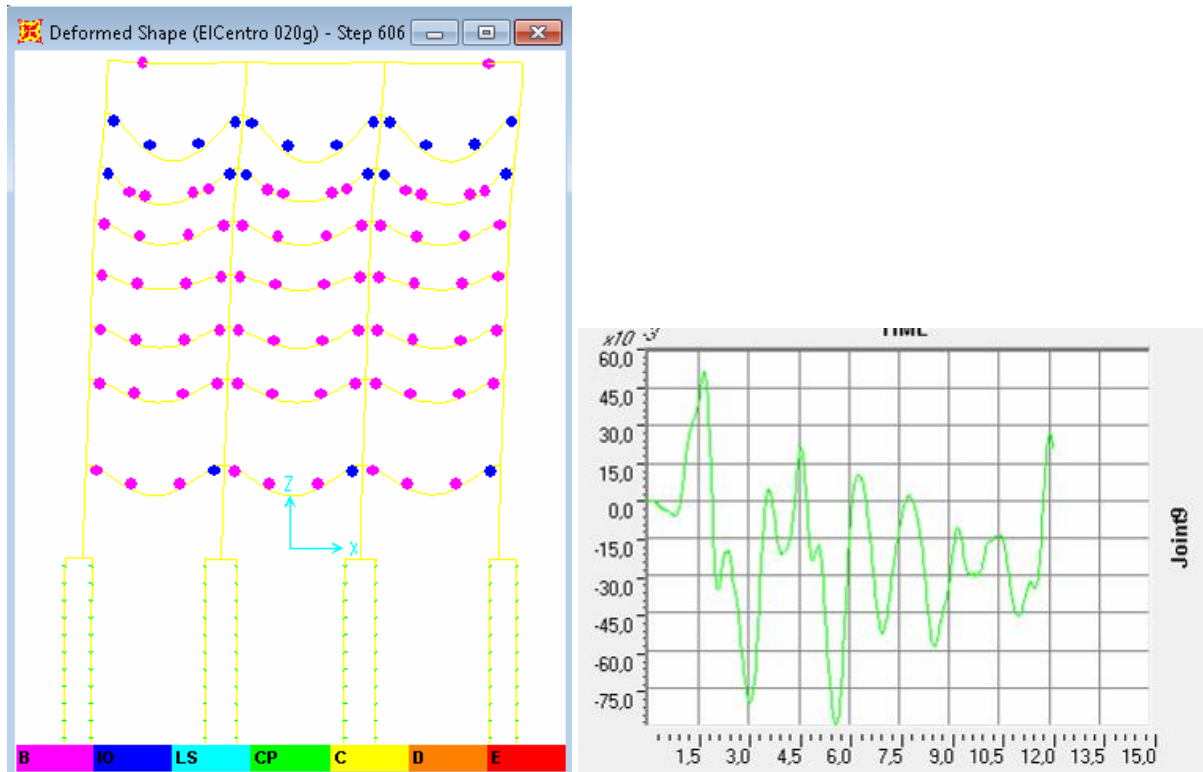


Слика 4.45 Пушвер крива. Сила у основи померање чвора у врху. Тло као  $p$ -у криве, са коригованим линеарним делом крутости према коефицијентима хоризонталне интеракције. Оптерећење облика 1 тона.

FEMA356 CM:  $V = 911,75 \text{ kN}$ ,  $D = 0,324 \text{ m}$  SoilClassD

FEMA356 CM:  $V = 911,75 \text{ kN}$ ,  $D = 0,282 \text{ m}$ . SoilClassC

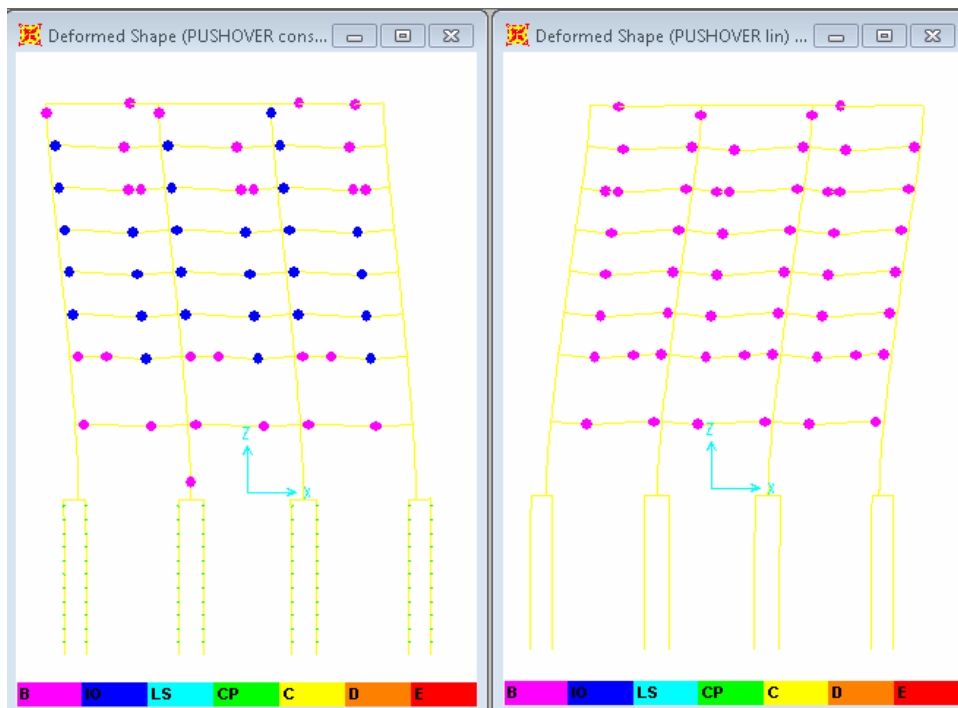
Са дијаграма  $V = 905,0 \text{ kN}$ ,  $D = 0,132 \text{ m}$ .



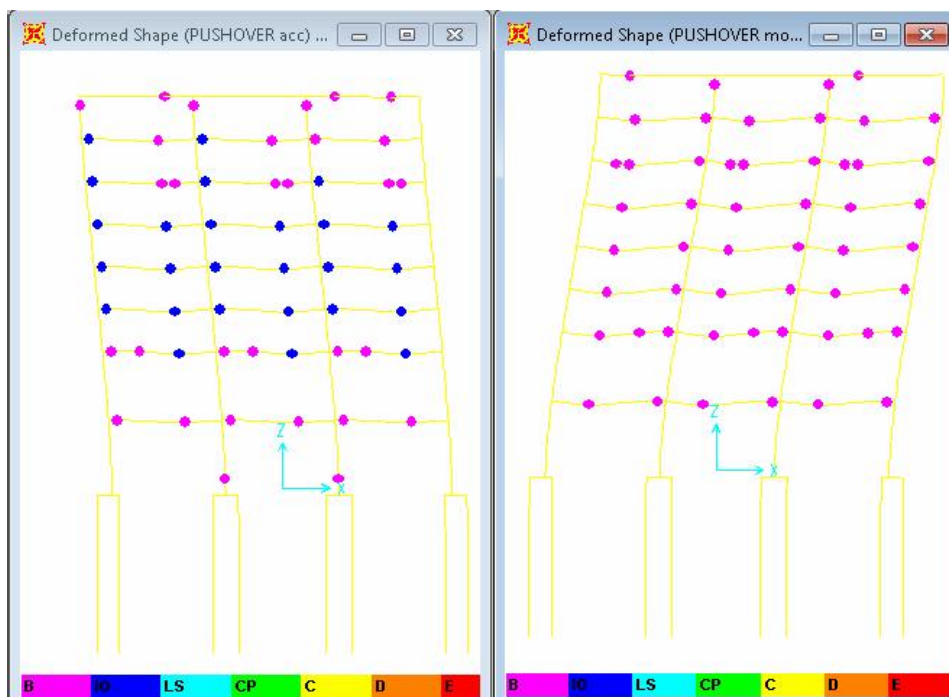
Слика 4.46 Стање пластичних зглобова након ТН акцелерограма ЕлЦентро (max ag)  
 $T=2,007$  sec;  $a_g=-0,3194$  g (s.c. 6.143). скалиран на PGA 0,20 g;  $U_{min}= 8,925$  cm;  $U_{max}=5,162$  cm. Тло као  $p$ -у криве, са коригованим линеарним делом крутости према коефицијентима хоризонталне интеракције.



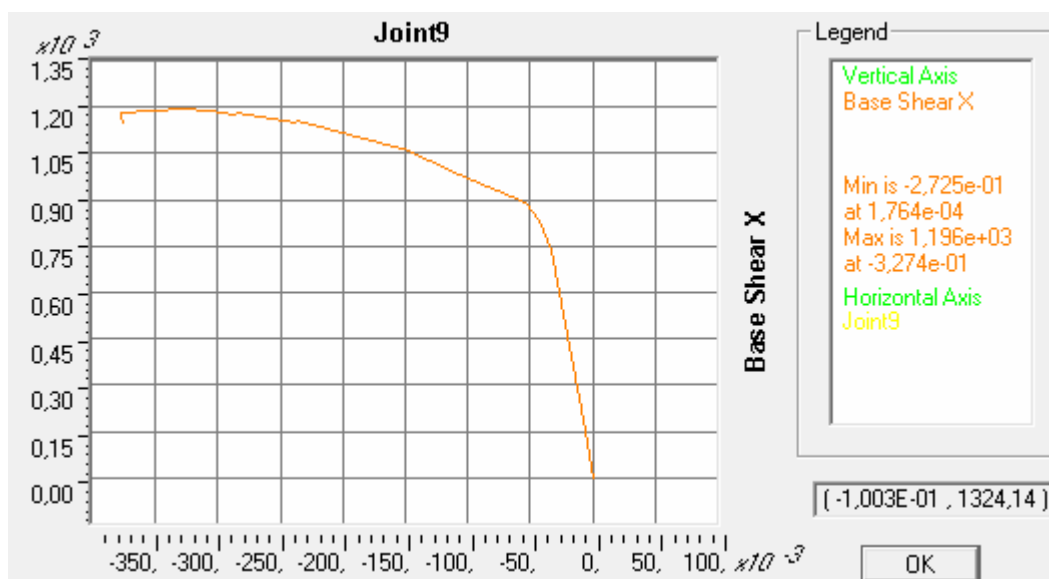
**4.8.1.5. Модел 2Д фасадног рама зграде, са наглавним гредама за 3 и 4 шипа, и тлом као  $p$ -у кривама, са коригованим линеарним и нелинеарним делом крутости према коефицијентима хоризонталне интеракције. Шип армиран са Аа (15RØ16). ТН EICentro 0,20g.**



Слика 4.47 ПушOVER анализа 2Д фасадног рама. Стање пластичних зглобова. тлом као  $p$ -у криве, са коригованим линеарним и нелинеарним делом крутости према коефицијентима хоризонталне интеракције. Лево оптерећење константно по спратовима, а десно линеарно променљиво.



Слика 4.48 ПушOVER анализа 2Д фасадног рама. Стање пластичних зглобова. тлом као  $p$ -у криве, са коригованим линеарним и нелинеарним делом крутости према коефицијентима хоризонталне интеракције. Лево оптерећење облика убрзања, а десно облика 1 тона.

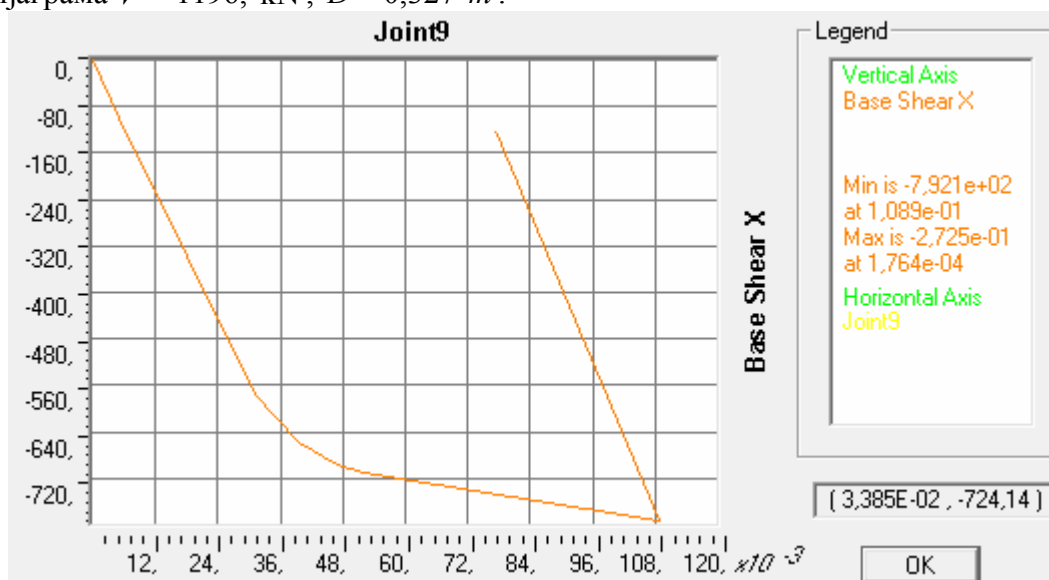


Слика 4.49 Пушвер крива. Сила у основи померање чвора у врху. Тло као  $p$ -у криве, са коригованим линеарним и нелинеарним делом крутости према коефицијентима хоризонталне интеракције. Оптерећење константно по спратовима.

FEMA356 CM:  $V = 1211,99 \text{ kN}$ ,  $D = 0,328 \text{ m}$ . SoilClassD

FEMA356 CM:  $V = 1195,35 \text{ kN}$ ,  $D = 0,284 \text{ m}$ . SoilClassC

Са дијаграма  $V = 1196, \text{ kN}$ ,  $D = 0,327 \text{ m}$ .



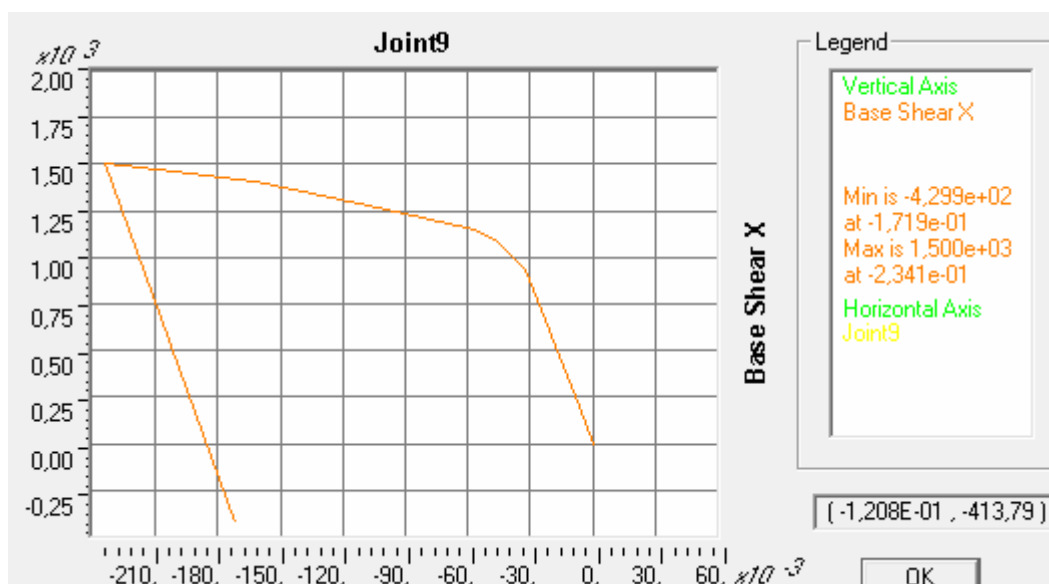
Слика 4.50 Пушвер крива. Сила у основи померање чвора у врху. Тло као  $p$ -у криве, са коригованим линеарним и нелинеарним делом крутости према коефицијентима хоризонталне интеракције. Оптерећење линеарно променљиво по висини.

FEMA356 CM:  $V = 797,57 \text{ kN}$ ,  $D = 0,317 \text{ m}$ . SoilClassD

FEMA356 CM:  $V = 797,57 \text{ kN}$ ,  $D = 0,280 \text{ m}$ . SoilClassC

Са дијаграма  $V = 792,1 \text{ kN}$ ,  $D = 0,109 \text{ m}$ .

Нема промене у односу на модел где је коригован само линеарни део.

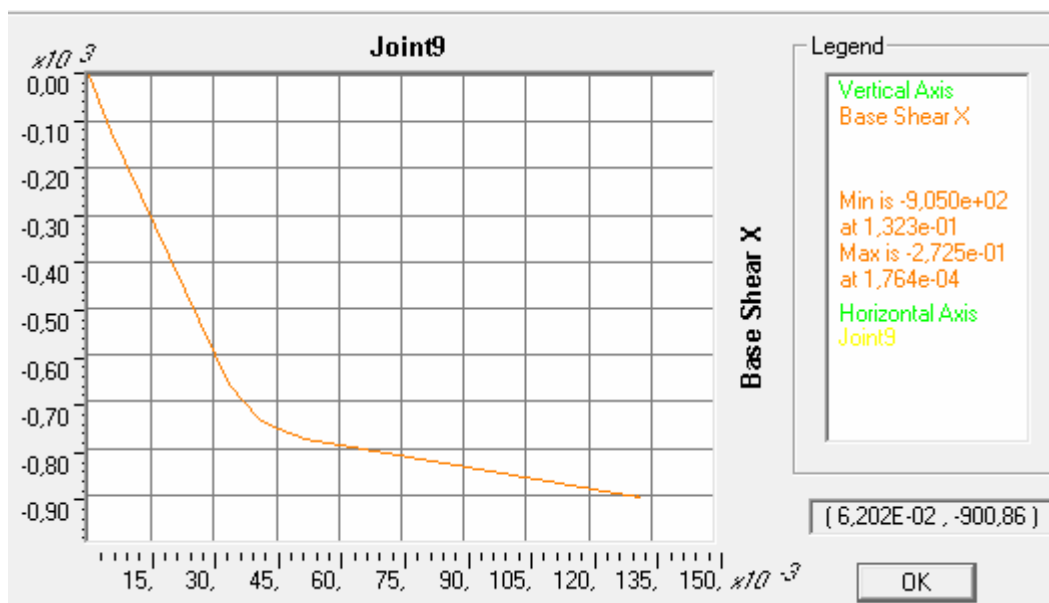


Слика 4.51 Пушвер крива. Сила у основи померање чвора у врху. Тло као  $p$ -у криве, са коригованим линеарним и нелинеарним делом крутости према коефицијентима хоризонталне интеракције. Оптерећење облика убрзања.

FEMA356 CM:  $V = 1511,96 \text{ kN}$ ,  $D = 0,278 \text{ m}$  SoilClassD

FEMA356 CM:  $V = 1511,96 \text{ kN}$ ,  $D = 0,247 \text{ m}$ . SoilClassC

Са дијаграма  $V = 1500,0 \text{ kN}$ ,  $D = 0,234 \text{ m}$ .



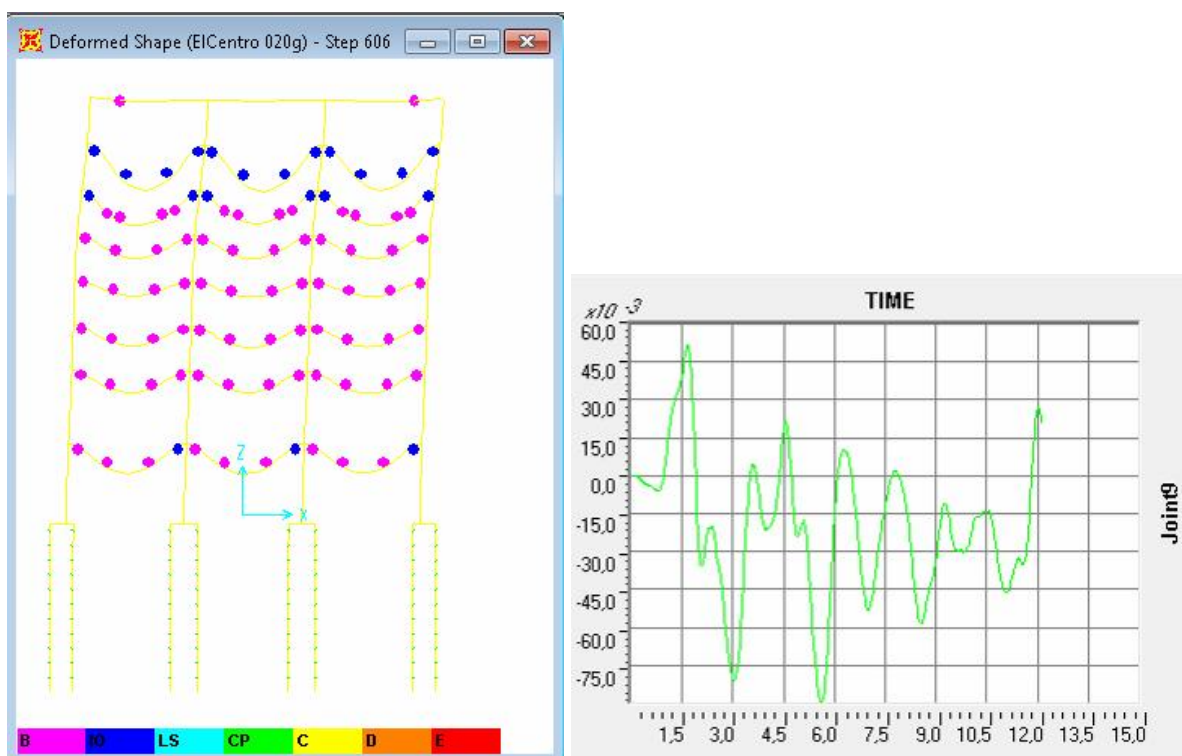
Слика 4.52 Пушвер крива. Сила у основи померање чвора у врху. Тло као  $p$ -у криве, са коригованим линеарним и нелинеарним делом крутости према коефицијентима хоризонталне интеракције. Оптерећење облика 1 тона.

FEMA356 CM:  $V = 911,75 \text{ kN}$ ,  $D = 0,324 \text{ m}$  SoilClassD

FEMA356 CM:  $V = 911,75 \text{ kN}$ ,  $D = 0,282 \text{ m}$ . SoilClassC

Са дијаграма  $V = 905,0 \text{ kN}$ ,  $D = 0,132 \text{ m}$ .

Нема промене у односу на модел где је коригован само линеарни део.



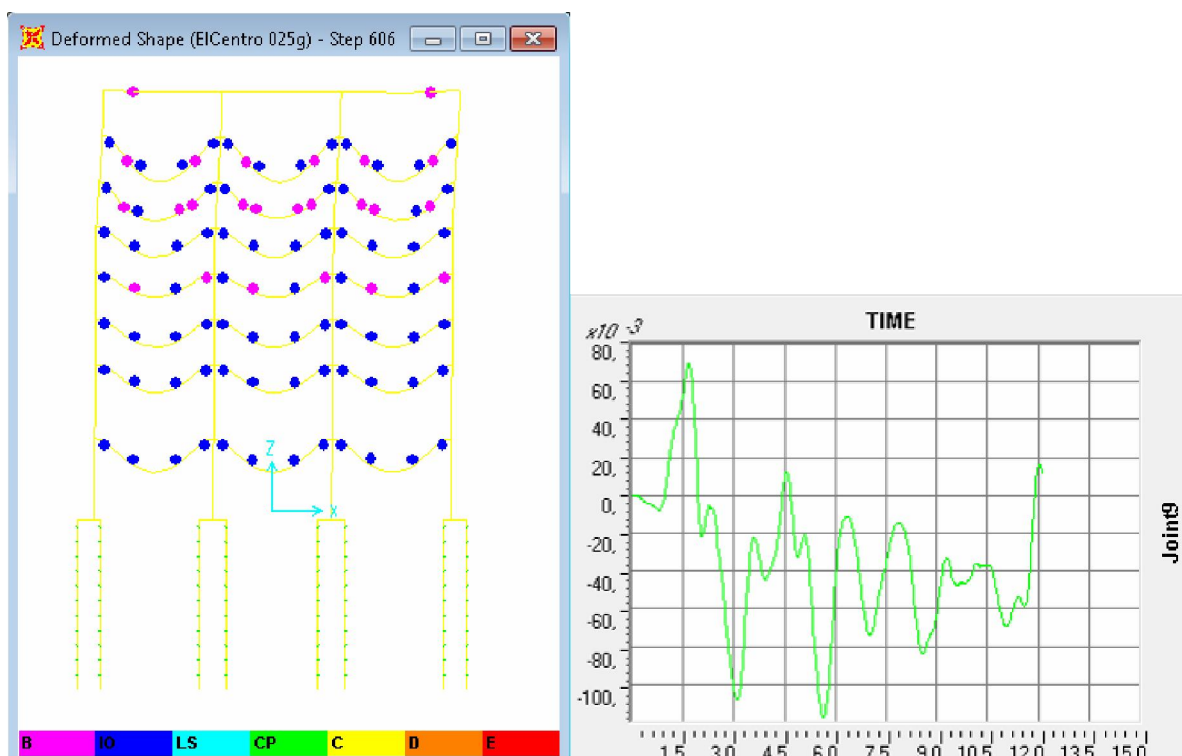
Слика 4.53 Стање пластичних зглобова након ТН акцелерограма ЕлЦентро ( $\max a_g$ )  $T=2,007$  sec;  $a_g=-0,3194$  (с.с. 6,143), скалиран на PGA 0,20 g;  $U_{\min}=8,926$  cm;  $U_{\max}=5,162$  cm. Тло као  $p$ -у криве, са коригованим линеарним и нелинеарним делом крутости према коефицијентима хоризонталне интеракције.

		Укљештен	Шипови $k=6000$	Шипови $p$ -у	Шипови $p$ -у лин	Шипови $p$ -у лин+нел
ТН ElCentro	U max	4.252	5,387	5,161	5,162	5,162
PGA 0.20 g	U min	-7,154	-7,976	-8,925	-8,925	-8,926
SoilClassD						
PO const	D	0,295	0,346	0,313	0,313	0,328
	Bsx (V)	1082,86	1201,37	1162,06	1162,06	1211,99
PO linear	D	0,329	0,337	0,317	0,317	0,317
	Bsx (V)	998,46	796,31	797,58	797,57	797,57
PO acc	D	0,283	0,309	0,247	0,273	0,278
	Bsx (V)	1215,01	1519,32	1511,87	1579,49	1511,96
PO 1 mode	D	0,295	0,339	0,332	0,324	0,324
	Bsx (V)	1082,86	936,83	904,92	911,75	911,75

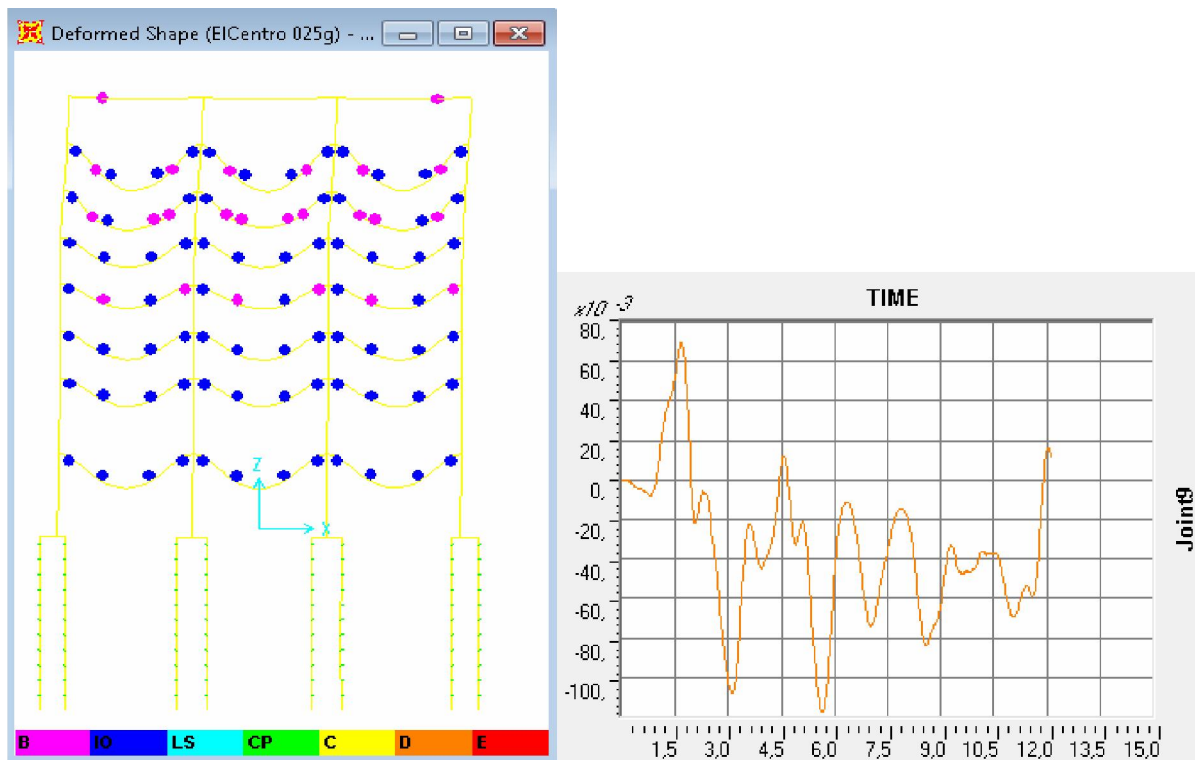
Табела 4.9 Максимална померања и силе у основи за пет примењених модела система конструкција-темељ-тло и 4 расподеле сила по висини у пушвер анализи. ФЕМА 356 коефицијент метод класа тла Д. Померање услед временске анализе ТН ЕлЦентро скалиран на 0,20 g.

		Укљештен	Шипови $k=6000$	Шипови $p$ -у	Шипови $p$ -у лин	Шипови $p$ -у лин+нел
ТН ElCentro	U max	4.252	5,387	5,161	5,162	5,162
PGA 0.20 g	U min	-7,154	-7,976	-8,925	-8,925	-8,926
ТН ElCentro	U max				7,003	7,004
PGA 0.25 g	U min				-11,73	-11,73

Табела 4.10 Максимална померања услед временске анализе ТН ЕлЦентро скалиран на 0,20 и 0,25 g.



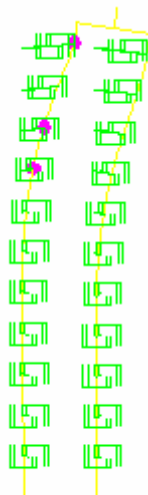
Слика 4.54 Стање пластичних зглобова након ТН акцелорограма ЕлЦентро ( $\max a_g$ )  $T=2,007$  sec;  $a_g=-0,3194$  g (s.c. 6.143), скалиран на PGA 0,25g;  $U_{\min}=11,73$  cm;  $U_{\max}=7,004$  cm. Тло као  $p$ -у криве, са коригованим линеарним и нелинеарним делом крутости према коефицијентима хоризонталне интеракције.



Слика 4.55 Стање пластичних зглобова након ТН акцелорограма ЕлЦентро ( $\max a_g$ )  $T=2,007$  sec;  $a_g=-0,3194$  g (s.c. 6.143), скалиран на PGA 0,25g;  $U_{\min}=11,73$  cm;  $U_{\max}=7,003$  cm. Тло као  $p$ -у криве, са коригованим линеарним делом крутости према коефицијентима хоризонталне интеракције.

Табела 4.11 Процентуални износ силе у основи у односу на укупну масу рама изнад тла(  $g+0,3p$ ). У зависности од модела конструкција – тло и претпостављеног облика оптерећења.

	$\frac{B_{sx}}{g+0.3p}$	Укљештен	Шипови $k=6000$	Шипови $p-u$	Шипови $p-u$ лин	Шипови $p-u$ лин+нел
PO const	Bsx (%)	7,63	8,46	8,18	8,18	8,54
PO linear	Bsx (%)	7,03	5,61	5,62	5,62	5,62
PO acc	Bsx (%)	8,56	10,70	10,65	11,12	10,65
PO 1 mode	Bsx (%)	7,63	6,60	6,37	6,42	6,42

Слика 4.56 Дејство хоризонталне силе 1000 kN, на главу групе од 4 шипа, кондензованих у раван рама, из  $2 \times 2 \rightarrow 2$ .

Модел од 4 шипа је симетричан, те није неопходно разматрати и алтернативно дејство, док је код модела од 3 шипа то неопходно. Види се појава пластичних зглобова при врху главе шипа, горњих 4 м тла, Зглобови су на почетку течења, што наводи на закључак да током уобичајених земљотреса неће доћи до оштећења истих.

Приметно је код хоризонталне интеракције да долази до незнатног повећања утицаја код групе од 3 шипа, у „самосталном“ шипу. Међутим ако се моделски посматра група од 3 шипа која треба да прими спрег (само ако постоји и обртање темељног јастука – греде) преко једног шипа на 1 крају и два шипа на другом крају, овај „самосталан“ шип ће имати дупло већу нормалну силу од два шипа на другом крају. Зато је неопходно да на месту увођења тог обртног момента, који најчешће потиче од стуба, однос кракова ових шипова у односу на стуб буде 2:1.

#### 4.9 ДИСКУСИЈА РЕЗУЛТАТА И ЗАКЉУЧЦИ

Код различитих модела 2Д рама зграда примењена је пушовер и временска анализа. Коришћено је 5 модела конструкција-тло, почевши од:

1. конструкције са стубовима укљештеним у тло (модел 1),
2. конструкције ослоњене на групе шипова на еластичним опругама (модел 2),

3. конструкције ослоњене на групе шипова са  $p$ -у кривама за средње збијен песак са линерним порастом почетног модула, без интеракције (модел 3),
4. конструкције ослоњене на групе шипова са  $p$ -у кривама са корекционим коефицијентима крутости услед интеракције (обрађено у делу 3.8.6.2, пример 15, 16 и 17) примењених на линеаран део (модел 4), и
5. конструкције ослоњене на групе шипова са  $p$ -у кривама са корекционим коефицијентима крутости услед интеракције (део 3.8.6.2) примењених и на линеаран и на нелинеаран део,  $p$ -у кривих (модел 5).

Нема значајне промене у стањима пластичних зглобова и померањима врха зграде код модела са шиповима и тлом представљеним са  $p$ -у кривама где је коригован само линеарно-еластичан део и  $p$ -у кривама где је коригован и линеарно-еластичан и нелинеарни део кривих.

Повећање PGA акцелерограма ЕлЦентро са 0,20 на 0,25  $g$  такође не даје значајну промену, односно у инжењерском смислу промена је безначајна. То није било очекивано, међутим на овим моделима постоји промена код пушвер анализе.

У табели 4.9 анализирани су силе у основи и померања врха зграде. Највећа сила у основи се добија код система шипова са  $p$ -у кривама где је коригован само линеаран део кривих (модел 4), и износи 11,12% (1579,49 kN). То је логично јер нелинеарни део је остао некоригован (несмањен) те је расположив нелинеарни део хоризонталног отпора остао необорен. Код осталих модела расподеле оптерећења овај нелинеарни део није активиран у довољној мери те је повећање силе занемарљиво. Код линеарне расподеле оптерећења по спратовима, сила у основи је већа код модела са „обореним“ и нелинеарним делом (модел 5) и износи 8,54% (1211,99kN), док сила са необореним нелинеарним делом (модел 4) износи 8,18% (1162,06 kN). Процентуални однос силе у основи у односу на масу објекта изнад тла дата је у табели 4.11. и креће се од 5,61% до 11,12%.

Дакле код увођења интеракције не значи нужно да ће доћи до смањена или повећања силе у основи, већ то зависи и од модела и од облика оптерећења. Увођење интеракције шип-гло-шип значајно је онда када имамо поуздано одређење интервале параметра тла, и када варијацијом у предвиђеним интервалима можемо да проценимо утицај промене параметара на одговор система конструкција-гло.





---

## **5. СЕИЗМИЧКА АНАЛИЗА ГРЕДНИХ БЕТОНСКИХ МОСТОВА (БМ)**



---

## **5. СЕИЗМИЧКА АНАЛИЗА ГРЕДНИХ БЕТОНСКИХ МОСТОВА (БМ)**

---

### **5.1 УВОД**

Различити конструкцијски склопови мостова и њихово понашање условљавају различите методе пројектовања њихове сеизмичке отпорности. Веће разлике у понашању се испољавају се код конструкција зграда и мостова па се примењују различити прорачунски модели. Зграде се састоје од већег броја вертикалних носећих елемената, и фундирају се на истој дубини, а код мостова је мали број стубова, најчешће различитих дужина. Хоризонтални носећи елементи зграда су, малих распона (око бм), а код мостова, углавном, већих распона. Код зграда се тежи уравнотеженом распореду вертикалних елемената у подужном и попречном правцу, па је и понашање у два правца слично. За разлику од тога, код мостова у подужном и попречном правцу понашање под сеизмичким дејствима је битно различито. Код зграда су масе сконцентрисане у нивоу међуспратних конструкција, а код мостова не, па све то утиче на различито понашање зграда и мостова у земљотресима.

На промену техничких прописа битно су утицала регистрована оштећења и рушења услед земљотреса. У Јапану прве норме су донете већ 1924. г. после Канто земљотреса. Оне су више пута мењане пре него што су донети Технички услови (ТУ) који су били на снази до Земљотреса Кобе 1995. године. Они су укључили проверу дуктилности армирано бетонских (АБ) стубова, анализу динамичког одговора и уређаје за спречавање исклизнућа из лежишта. Први пут је провера дуктилности АБ стубова уведена 1990. г. у САД. Сада је прихваћено да је примарни циљ пројектовања објеката у сеизмичким подручјима обезбеђење одговарајуће сигурности и перформанси у току и након догођених земљотреса (хазарда).

За градске и мостови на виталним саобраћајницама поставља се захтев да се асеизмичким пројектовањем обезбеди адекватна функционалност после сеизмичког догађаја. Степен функционалности се дефинише критеријума перформанси, уз увођење категорије моста зависно од његовог значаја за обезбеђење потребног нивоа саобраћаја.

### **5.2 МЕТОДЕ ПРОЈЕКТОВАЊА БМ ЗА СЕИЗМИЧКА ДЕЈСТВА**

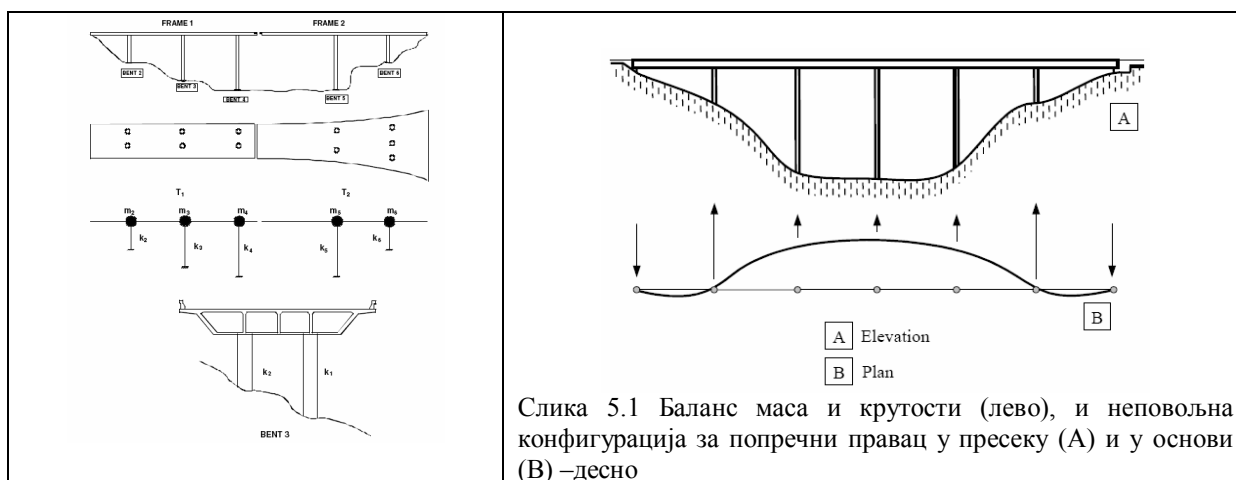
#### **5.2.1 КОНЦЕПТУАЛНО АСЕИЗМИЧКО ПРОЈЕКТОВАЊЕ БЕТОНСКИХ МОСТОВА**

При пројектовању, најпре се разматрају: статички систем моста, материјал, димензије, фундарање, дуктилност и естетика моста. Зависно од значаја моста и регуларности његове конструкције, развијене су одговарајуће методе анализе и метода пројектовања као што су метода заснована на померањима, перформансама и оштећењима. Концептуалним пројектовању (Фолић и Лађиновић, 2005) треба решити конфликт између конфигурације и

сеизмичких перформанси, да би нерегуларност моста била што мања, па се препоручује да се:

- тип моста, димензије и изглед бирају са циљем редукације сеизмичких захтева,
- тежи пројектовању правих мостова колико је то могуће или са што блажом закривљеношћу, да би обезбедили што повољнији сеизмички одговор,
- горњи строј – распонска конструкција буде континуална, са довољним бројем ослонаца,
- пројектује мост са што мањим углом закошености, а речне и обалне стубове оријентисати што више управно на подужну осу моста, јер су коси речни и обални стубови веома повредљиви услед ротације. Они повећавају захтеве везане за померања,
- разлика периода вибрација суседних оквира буду минимални и избегне нагла промена крутости, маса и носивости у попречном и подужном правцу. Разлог је што су оштећења крућих оквира или стубова су знатно већа од стандардних. Разлика ефективне крутости суседних оквира или стубова да буде највише два пута. Однос основних периода вибрација за подужни и попречни правац треба да буде већа од 0,7.

Потребно је постићи баланс маса и крутости конструкције моста и избећи неповољне диспозиције, за понашање у попречном правцу моста, као на сл. 5.1 (десно) према (ЕН 1998-2). Коси мостови (када је угао пресецања  $\varphi < 70^\circ$ ) и мостови са односом  $L/B < 2,0$  (L-дужина, B-ширина) и поред поклапања центра крутости и центра маса, теже ротацији око вертикалне осе, тј. изложени су неповољним ефектима торзије. Препоручује се да се избегавају мостови са закошеношћу ( $\varphi < 45^\circ$ ) у зонама високог сеизмичког интензитета.



Слика 5.1 Баланс маса и крутости (лево), и неповољна конфигурација за попречни правац у пресеку (А) и у основи (В) – десно

Према ЕЦ 8-део 2 број обалних и средњих стубова који преузимају хоризонталне сеизмичке силе треба одредити, имајући у виду потребу пријема сеизмичких сила у подужном и попречном правцу. Њихов број се може редуковати коришћењем флексибилних веза-лежишта на споју са распонском конструкцијом. То смањује утицаје у стубовима, али повећава померања и ефеката другог реда.

Континуални мостови се боље понашају од мостова са већим бројем покретних ослонаца. На крућим стубовима препоручује се постављање трансверзално померљивих или флексибилних лежишта. Код изразито дугачких мостова ослоњених на нехомогеним слојевима тла, могућа је појава ефеката од диференцијалних померања који се морају ублажити одговарајућом флексибилношћу конструкције и/или увођењем додатних

разделница (слика 5.1 лево). Тиме се постиже већа регуларност делова конструкције који су раздвојени. Ограничава се број распона на седам уз мање промене параметара између суседних поља. За мостове са више распона највећи однос је 1,5. За мостове у кривини допушта се највећи угао од  $90^0$ . Остали захтеви су истакнути у (ЕН 1998 – 2).

### 5.2.2. МОДЕЛИРАЊЕ И МЕТОДЕ АНАЛИЗЕ БМ СА ОСВРТОМ НА ТЕХНИЧКЕ ПРОПИСЕ

Питање избора математичког модела конструкције има изузетан значај, али су нужна одговарајућа упрошћења и идеализације. Препоручује се да се комплексни модели користе само ако је то нужно, и ако постоје поуздани геотехнички подаци. У пројектантској пракси се најчешће користе једноставније статичке и динамичке анализе уз апроксимирања линијским или раванским моделима. У почетним фазама препоручује се коришћење једноставнијих модела, а затим поступно и на сложенијим моделима. Поред нашег Правилника за инжењерске објекта, све више се примењују модели препоручени у ЕН 1998-2, САД, Јапану, Новом Зеланду.

*Математички модели* деле се на дискретне и континуалне. Дискретни модели се усвајају у виду модела са концентрисаним масама, који имају коначан број степени слободе. У геометријском погледу модел је, за разлику од стварног објекта, подељен у одређени број елемената међусобно спојених у чворним тачкама. У прорачуну се успостављају услови компатибилности у чворовима носача, било да се ради о континуитету напрезања или деформација. За идеализацију треба бирати елементе који омогућују највећу геометријску сличност модела и објекта.

Методe анализе конструкције мостова се бира зависно од сеизмичке зоне, геометрије и њене регуларности, као и значаја моста. Користе се следеће методе анализе (Фолић и Лађиновић, 2004):

- Линеарна статичка анализа.
- Линеарна модално спектрална анализа (уз увођење првог облика вибрација, а сеизмичко оптерећење се разматра као еквивалентна статичка хоризонтална сила која делује на оквир у подужном и попречном правцу),
- Мултимодална спектрална анализа, уз претпоставку да се силе у пресецима и померања услед сеизмичког дејства, добијају комбиновањем појединачних модалних максимума.
- Нелинеарна статичка анализа (позната под именом "pushover" анализа).
- Нелинеарна динамичка (временска анализа).

За анализу конструкције мостова користе се следеће методе анализе: Линеарна статичка анализа (ЕСА); Линеарна модално спектрална анализа; Нелинеарна статичка анализа-ИСА (позната под именом "pushover" анализа), еластична динамичка анализа (ЕДА) и Нелинеарна динамичка - НДА (временска анализа). Нелинеарна анализа користи се само за изузетно значајне мостове специјалних система и великих распона. Методе се бирају према концептуалном решењу (таб. 5.1), тј. комплексности конструкције моста, као пример наводе се минимални захтеви за избор методе анализе. У том смислу користити и препоруке других земаља анализираних у (Р. Фолић, 2008).

Зависно од елемента који се посматра и понашања (ограничено дуктилно или дуктилно) вредност  $q \leq 3,5$ . Према одредбама АТЦ-32 користе се аналитичке методе: ЕСА, ЕДА, нееластична статичка анализа (ИСА), и нееластична динамичка анализа (ИДА). У ЕН 1998-2 допушта се примена ЕСА, уз употребу поменутог фактора понашања  $q$ , за

процену њеног нелинеарног одговора. У ту сврху мора бити обезбеђена адекватна дуктилност елемената која се процењује на основу дуктилности померања. У таквим околностима конструкција се може пројектовати по методи програмираног понашања са аспекта капацитета (МПП).

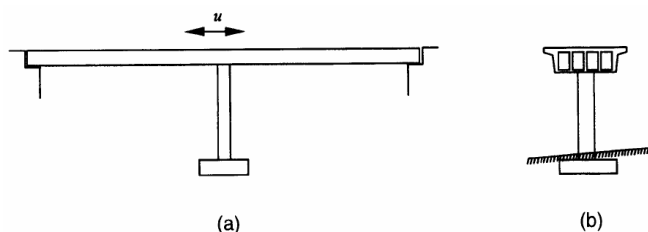
У САД захтевани нивои тачности анализе, тј. избор методе се усклађује категорији моста, типу конфигурације и нивоу процене. Конфигурација Типа I укључује мостове са једноставним карактеристикама и континуалне мостове, уравнотежених распона, ослоначке стубове са уједначеним крутостима, док се вертикални одговор моста може занемарити. Конфигурација Типа II укључује мостове са комплекснијим карактеристикама и сложеним одговором, укључивши герберове носаче и нерегуларне конфигурације. EDA и ESA примењује се за моделе са крутом коловозном плочом, савитљивим плочама и за појединачне моделе стубова, а користе се и у ЕЦ 8-deo 2.

Табела 5.1 Минимум захтеваних анализа према JRA (Јапанско друштво за путеве)

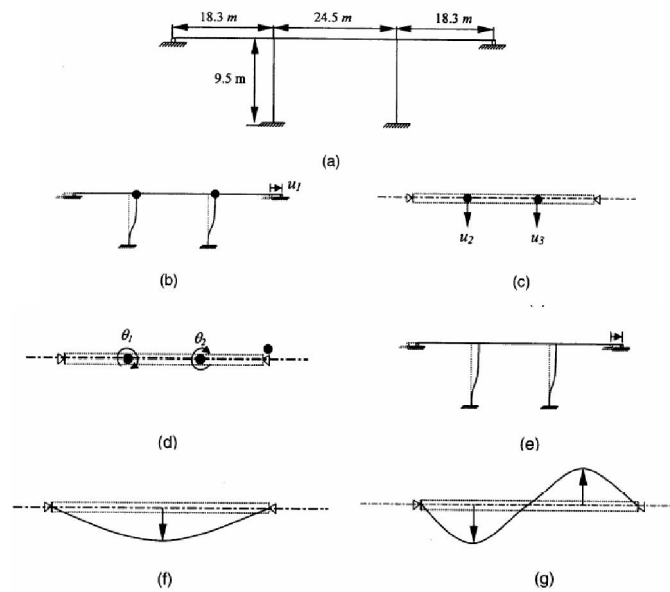
Категорија моста		Функционалност	Сигурност
Мостови са једноставним карактеристикама одговора		ESA	ISA
Мостови са комплексним одговором	Еквивалентна статичка анализа(ESA) применљива	ESA и EDA	ISA и IDA
	ESA није применљива	EDA	IDA

Временска анализа одговора спроводи се развијањем по својственим облицима вибрација (модалном анализом), или нумеричком корак - по - корак интеграцијом једначина кретања система, а примењује се за веома значајне мостове са сложеном геометријом.

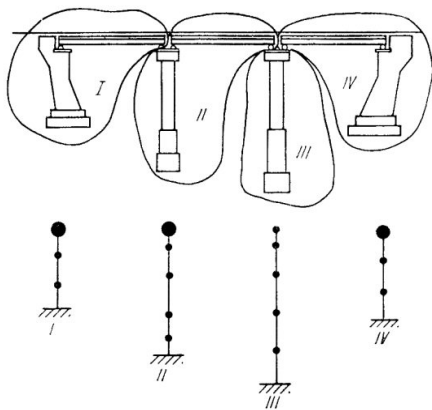
Иако су конструкције мостова континууми оне се у анализама, најчешће, замењују дискретним моделом са концентрисаним масама. За динамичке анализе понашања под различитим побудама користе се модели са једним степеном слободе (SDOF) који је једноставнији за анализу, и са више степени слободе (MDOF). Многи мостови могу се анализирати SDOF моделом, нпр. гредни континуални мостови (сл. 5.2), а оквирни мост (сл. 5.3) као MDOF.



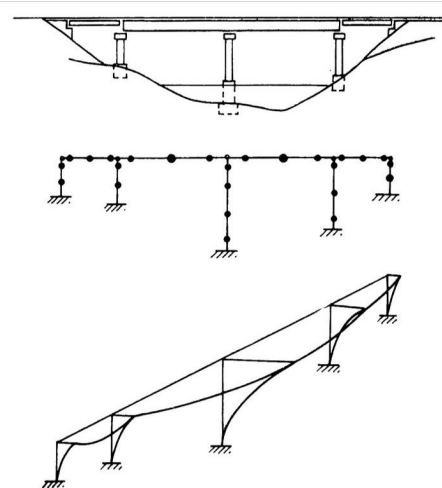
Слика 5.2 Гредни мост погодан за примену СДОФ модела у динамичкој анализи



Слика 5.3 Оквирни мост са три распона као пример за анализу на МДОФ моделу: а) шематски приказ моста; б) степени слободе у подужном правцу; ц) степени слободе у попречном правцу; д) ротациони степени слободе; е) први облик; ф) други облик; и г) трећи облик вибрација, према (Р. Фолић, 2008).



Слика 5.4 Вибрациони делови и моделирање стубова МДОФ моделом за динамичку анализу



Слика 5.5 Моделирање моста МДОФ моделом и одговор у попречном правцу

Анализе гредног моста на SDOF систему спроводи се на основу теорије принудних вибрација услед произвољног померања основе. Са познатим померањем система за време земљотреса, може се одредити и временски ток индукованих сеизмичких сила  $F_s(t)$ . Са овим сеизмичким силама, силе у пресецима конструкције у било којем тренутку  $t_k$ , могу се одредити уобичајеним методама статике конструкција. За системе са више степени слободе (MDOF) вероватна максимална вредност утицаја, од дејстава, срачунава се као квадратни корен збира квадрата модалних одговора (SRSS-правило). Када два тона имају блиске сопствене периоде употребљава се комплетна квадратна комбинација. Максимални утицаји од дејстава услед симултане појаве сеизмичких дејстава дуж хоризонталних  $X$  и  $Y$  и вертикалне осе  $Z$  може се проценити из максималних утицаја независних сеизмичких дејстава дуж сваке осе или најнеповољнију од комбинација збира целе вредности у кореспондентном правцу и по 0,30 за остала два правца.

У нашем Правилнику за инжењерске објекте, мостови и вијадукти распона преко 50 м и висина стубова преко 30м сврставају у објекте ван категорије, који условљавају тачније анализе. Остали мостови спадају у објекте I категорије и прорачунавају се за земљотресе  $Z_1$  и  $Z_2$ . Земљотрес  $Z_1$  је најјачи очекивани земљотрес који се може догодити једанпут у 100 година са вероватноћом појаве од 70%, за објекте ван категорије. Земљотрес  $Z_2$  се може догодити једанпут у 1000 година са вероватноћом појаве од 70%. За мостове I категорије захтева се прорачун спектралном методом, као и за објекте ван категорије за фазу идејног пројекта. За пост-еластичну анализу објеката ван категорије захтева се коришћење временске историје убрзања тла очекиваног земљотреса на локацији објекта који се пројектује. За земљотрес  $Z_1$  захтева се да конструкција остане у оперативном стању без оштећења конструкције, а за  $Z_2$  дозвољена су оштећења конструкције, али не и делимично рушење, и да буду „оперативно способне“.

У ЕЦ1998-2 (ЕЦ2), а и у другим прописима условљава се да избор динамичких степени слободе мора репрезентовати расподелу крутости и маса тако да значајни облици вибрација и инерцијалне силе буду активирани под сеизмичком побудом. У (ЕЦ2) захтева се да при анализи мостова уводи се фактор значаја моста према следећим категоријама: већи од просечног (1,30); просечан (1,0), и мањи од просечног 0,85. За мостове мањих и средњих распона, углавном, се не уводи вертикална компонента у анализу моста. Значајно је анализирати два посебна модела, један за подужни, а други за попречни правац. Вертикална компонента се уводи само за велике распоне горњег строја.

У зонама високе сеизмичности пројектују се конструкције са дуктилним понашањем, а у осталим зонама са ограниченом дуктилношћу. Међутим, када се сва сеизмичка дејства преносе на еластомерна лежишта условљава се еластично понашање стубова  $q=1,0$ , као и код мостова са крутим ослонцима. За дуктилне и ограничено дуктилне конструкције *редукција торзионе крутости* коловозне плоче у односу на крутост пресека без прслина: за отворене пресеке и плоче може се занемарити; за претходно напегнуте сандучасте пресеке уводи се са 50%, а за АВ сандучасте пресеке 30% оне која одговара пресеку без прслина.

За *израчунавање маса* морају се разматрати средње вредности сталних маса, и квази-сталне вредности маса које одговарају променљивим дејствима. Расподељене масе се могу концентрисати у чворовима у складу са изабраним степенима слободе. За потребе прорачуна средње вредности сталних дејстава су представљене њиховим карактеристичним вредностима; квази-сталне вредности променљивих дејстава су дате са  $\psi_{21} \cdot Q_{1k}$  где је  $Q_{1k}$  карактеристична вредност оптерећења од саобраћаја. За пешачке мостове и мостове са нормалним саобраћајем  $\psi_{21}=0$ , а са интензивним саобраћајем:

- за друмске мостове узима се  $\psi_{21} = 0,2$ , а
- за железничке  $\psi_{21} = 0,3$ .

У Јапану су, услови за пројектовање мостова потпуно измењени 1996. г. (после разорног земљотреса Кобе 1995.) а затим 2000. г. Са приступа заснованог на сеизмичком коефицијенту, прешло се на методу засновану на дуктилности. Метод пројектовања заснован на померањима, уз претпоставку да се пластични зглобови прво формирају у подножју стубова, за разлику од зграда код којих је то допуштено на крајевима греда, *код мостова није допуштено формирање пластичних зглобова у распонској конструкцији. (изузетак је када се појаве тако да мост остаје у функцији)*



За АБ елементе вредности  $q$ -фактора понашања ( фактор редукције), дате у Табели 5.1 према (ЕН 1998-2), важе када је нормализована аксијална сила  $\eta_k \leq 0.30$ . Мостови код којих је  $0.30 < \eta_k < 0.6$  сматрају се специјалним, па се одговарајући  $q$ -фактори морају редуктовати. Нормализована аксијална сила налази се из израза:

$$\eta_k = N_{Ed} A_C f_{CK}, \quad (5.1)$$

где су  $N_{Ed}$  -аксијална сила за карактеристичне сеизмичке прорачунске ситуације,  
 $A_C$ - површина бетонског пресека, а  
 $f_{CK}$  -карактеристична вредност чврстоће бетона.

Фактори понашања (за дуктилне и ограничено дуктилне конструкције) у линеарној анализи према ЕН 1998-1 (одр. 3.2.2.5) се усвајају за целу конструкцију. Својства тла, се такође, подуж моста (за мостове малих и средњих распона) усвајају да су константни. Ако пластични зглобови нису приступачни за преглед и поправку вредности из поменуте Табеле морају се поделити са 1,4; а вредности мање од 1,0 се не користе. Када се очекује појава дисипације енергије у пластичним зглобовима лоцираним у шиповима (прорачунатих за дуктилно понашање, и у тачкама које су неприступачне) за вертикалне шипове користи се вредност  $q=2,50$ , а 1,5 за косе шипове (који се у сеизмичким зонама и не препоручују). Фактор понашања за анализу у вертикалном правцу мора се увек узети да је једнак 1,0.

Када целокупно прорачунско сеизмичко дејство прихватају еластомерна лежишта њихова флексибилност намеће практично еластично понашање система, тј.  $q \approx 1,0$ . Ако мост има различите типове дуктилних елемената (што није препоручљиво) мора се користити најнижи одговарајући  $q$ -фактор. Међутим, различити  $q$  фактори се могу користити у сваком хоризонталном правцу.

Табела 5.2 Максималне вредности фактора понашања  $q$ 

Дуктилни елементи	Сеизмичко понашање	
	Ограничено дуктилно	Дуктилно
Армиранобетонски међустубови		
Вертикални међустубови при савијању ( $\alpha_s^* \geq 3.5$ )	1.5	$3.5 \lambda(\alpha_s)$
Коси подупирачи при савијању	1.2	$2.1 \lambda(\alpha_s)$
Опорци круто везани са конструкцијом		1.5
Опште	1.5	1.0
Повезано са конструкцијом, у складу са 4.1.6(9)(10)	1.0	2.0
Лукови	1.2	2,0
<p>*<math>\alpha_s = L/h</math> је смичући распон стуба; <math>L_s</math>-растојање пластичног зглоба од нулте тачке момента савијања, а <math>h</math> висина попречног пресека у правцу савијања пластичног зглоба; за <math>\alpha_s \geq 3</math> <math>\lambda(\alpha_s)=1</math>, а за <math>3 &gt; \alpha_s \geq 1,0</math> <math>\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}</math></p>		

Напомена: За стубове правоугаоног пресека, под сеизмичким дејством у разматраном правцу, у притиснутој зони, усваја се троугаони дијаграм, а за  $\alpha_s$  се узима максимална вредност која одговара обема странама пресека. (Челичне конструкције су изостављене јер нису предмет истраживања).

Према ЕН 1998-2 за динамичку анализу се могу користити вештачки (Ћосић и др. 2014) или регистровани акцелерограми. Под одређеним условима се могу користити, линеарна еластична, тј. модално спектрална анализа са фактором понашања, и код нерегуларних мостова, а ови резултати се могу модификовати на основу нелинеарне динамичке анализе. АБ пресеци се димензионишу тако да носивост на савијање и смицање буде једнака или већа од захтеване, одређене на основу прорачунске комбинације утицаја. Посебно се разматрају и обликују делови предвиђени за пластификацију пресека.

Приближно обухватање ефеката другог реда у критичним зонама, предвиђено у ЕН 1998-2, је преко повећања момената савијања за вредност:

$$\Delta M = \frac{1+q}{2} d_{Ed} N_{Ed} \quad (5.2)$$

Где су:  $q$  – фактор понашања,

$d_{Ed}$  - релативно попречно померање крајева дуктилног елемента из сеизмичке прорачунске ситуације, а

$N_{Ed}$  - аксијална у дуктилном елементу из сеизмичке прорачунске ситуације.

Крутости елемената не израчунавају се само из стварних геометријских карактеристика хомогених попречних пресека, већ се уводи редукцијом аксијалног момента инерције и одговарајућих површина попречног пресека. Та редукција зависи од врсте елемента и његовог напонског стања. Најчешће се у анализу уводи однос момената инерције испрсканог и хомогеног попречног пресека. У ЕН 1998-2 (Анекс Ц) прописане су две методе одређивања ефективних момената инерције АБ пресека;

$$1. J_{eff} = 0,08J_{un} + J_{cr} ; \quad (5.3)$$

где су:  $J_{un}$  – моменат инерције хомогеног попречног пресека,  $J_{cr}$  – моменат инерције попречног пресека са прслинама у тачки попуштања затежуће арматуре;  $J_{eff}$  је моменат инерције попречног пресека са прслинама;

$M_y$  – моменат савијања, а  $\Phi_y$  - кривина оба на граници течења;

$$J_{eff} = \frac{M_y}{E_c \Phi_y} ; \text{ а } J_{cr} = \frac{M_y}{E_c \Phi_y} ;$$

$$2. E_c J_{eff} = v M_{RD} / \Phi_y ; \quad (5.4)$$

где је  $E_c$  – модул еластичности бетона.

Вредност  $v = 1,2$  је корекциони фактор којим се обухвата крутост дела стуба са прслина. Вредност  $\Phi$  се одређује из израза:

$$\Phi_y = (\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{cy}) / d_s \quad (5.5)$$

$d_s$  - је висина пресека до тежишта затежуће арматуре,

$\varepsilon_{sy}$  - је дилатација на граници течења арматуре;

$\varepsilon_{cy}$  - је дилатација притиснутог бетона при течењу затежуће арматуре.

Вредност  $\varepsilon_{cy}$  се може проценити анализом пресека на бази  $\varepsilon_{sy}$  и стварне силе сеизмичке прорачунске ситуације,  $N_{Ed}$ . За кривину на граници течења (попуштања) могу се усвојити вредности:

$$\Phi_y = 2,1\varepsilon_{sy} / d \text{ за правоугаони пресек, а}$$

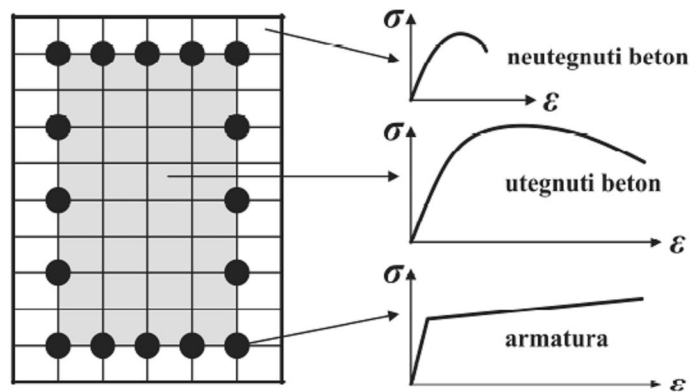
$$\Phi_y = 2,4\varepsilon_{sy} / d \text{ за кружни пресек, а за } d \text{ се узима ефективна висина пресека.}$$

Анализа на бази  $E_c J_{eff}$  заснива се на претпостављеној вредности  $M_{Rd}$  па је, ако је коначна захтевана вредност капацитета савијања  $M_{Rd,req}$  знатно већа од вредности  $M_{Rd}$ , потребна корекција. У случају када је  $M_{Rd,req} < M_{Rd}$  корекција се обавља множењем померања из прве анализе односом  $M_{Rd} / M_{Rd,req}$ .

Материјална нелинеарност, у анализама, се може обухватити кроз увођење могућности пластификације попречних пресека појединих елемената. Од значаја је, да ли се разматра једно-аксијална или више-аксијална могућност појаве пластификације и да ли се она разматра у једном пресеку (пластични зглоб) дефинисан односом моменат – кривина, и влакнастим моделом.

Веза напон – дилатација за материјале дата је у ЕН 1992-1-1. и ЕН 1998-2.

Када се моделира влакнаста пластичност користе се дефинисане карактеристике појединих делова АБ попречног пресека (неутегнутог и утегнутог бетона и арматуре) и њихових веза напона и деформација (слика 5.5).



Слика 5.6 Влакнасти модел пластичности АБ попречног пресека

Код мостова је пластификација, тј. појава пластичних зглобова предвиђена у стубовима, а не у распонској конструкцији. Положај зглобова може бити дефинисан на два начина, што је описано у дисертацији (А. Рашете, 2014).

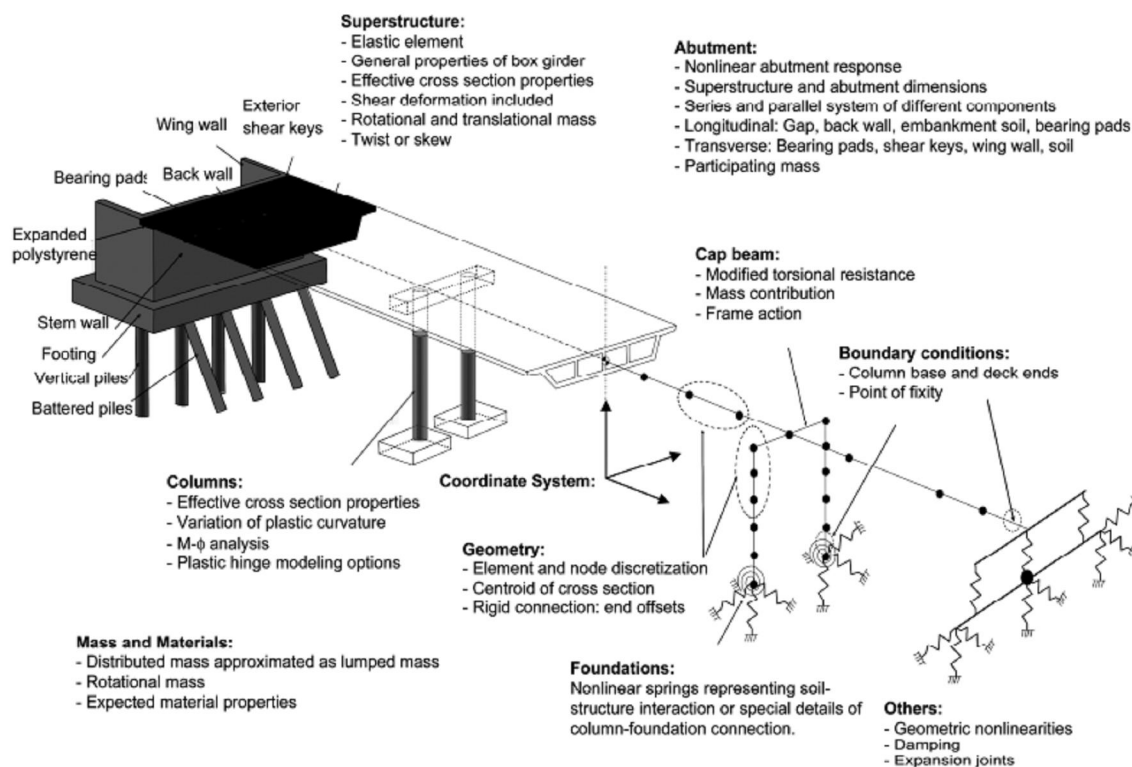
Дужина пластичног зглоба  $L_p$  се може одредити у зависности од растојања пластичног зглоба од нулте тачке момената савијања у стубу висине  $L$  у [м] према:

$$L_p = 0,1L + 0,015f_{yk}d_{bl} \quad (5.6)$$

Где су:  $f_{yk}$  - карактеристична чврстоћа на затезање арматуре [МПа],

$d_{bl}$  - пречник подужне арматуре у [м], према ЕН 1998-2.

На слици 5.6 приказан је, комплетан нумерички модел гредних АБ мостова за линеарну и нелинеарну анализу и димензионисање елемената у сеизмички активним подручјима. Види се да доказ сеизмичке отпорности захтева више различитих фаза.



Сл. 5.7 Нумерички модел моста (Аврам ет ал. 2008), цитирано према (Рашета, 2014)

Пресек се сматра критичним, тј. местом потенцијалног пластичног зглоба када је:

$$M_{Rd} / M_{Ed} < 1.3 \quad (5.7)$$

где је  $M_{Ed}$  максимални прорачунски момент услед комбинација сеизмичког дејства, и  $M_{Rd}$  минимална носивост при савијању пресека при истој комбинацији дејстава.

Приближно обухватање нелинеарности применљиво у пракси је, како је већ поменуто, да се вредности сила у пресецима поделе се вредношћу достигнуте дуктилности препоручено у ЕН 1998 и фактором редукције  $R$  препоручено у техничким прописима у САД. За процену реалних померања, вредности померања из еластичних прорачуна се множе фактором дуктилности.

**Спектрална анализа**, се заснива на еластичној анализи максималних динамичких одговора свих значајних тонова конструкције, која користи ординате прорачунског спектра зависног од предметног терена. Укупни одговор се добија статистичком комбинацијом максималних доприноса појединих тонова. Оваква анализа се може применити у свим случајевима у којима је дозвољена линеарна анализа. Потребно је размотрити све тонове који значајно доприносе укупном одговору конструкције.

Вероватна максимална вредност  $E$  утицаја од дејства (сила, померање итд.), мора се, узети да је једнака квадратном корену збира квадрата модалних одговора  $E_i$  (SRSS - правило).

$$E = \sqrt{\sum E_i^2} \quad (5.8)$$

Претпоставља се да ови утицаји, услед дејстава, делују у оба смера.

У зависности од посебних карактеристика моста, овај метод се може применити коришћењем три различита модела: круте коловозне плоче, флексибилне коловозне плоче, и независних међустубова.

Метод се може применити у свим случајевима у којима се динамичко понашање конструкције може задовољавајуће апроксимирати динамичким **моделом са једним степеном слободe** (SDOF). Сматра се да је овај услов задовољен у следећим случајевима:

(а) У подужном правцу приближно правих мостова са континуалном коловозном плочом, када се сеизмичке силе преносе преко међустубова, чија је укупна ефективна маса мања од  $1/5$  масе коловозне плоче.

(б) У попречном правцу за случај (а) када је конструктивни систем приближно симетричан у односу на центар коловозне плоче, тј. када теоријски ексцентрицитет  $e_0$  између центра крутости ослоначких елемената и центра масе коловозне плоче није већи од 5% дужине коловозне плоче ( $L$ ).

(ц) У случају када се не очекује значајно узајамно дејство између међустубова који носе слободно ослоњене распоне, а укупна ефективна маса сваког међустуба је мања од  $1/5$  масе дела коловозне плоче коју носи међустуб.

**Модел круте коловозне плоче** се може применити само када је, услед земљотресног дејства, деформација коловозне плоче у хоризонталној равни занемарљива у поређењу са померањима врхова међустубова. Ово увек важи за подужни правац приближно правих мостова са континуалном коловозном плочом. У попречном правцу може се претпоставити да је коловозна плоча крута ако је  $L/B \leq 4.0$  или, ако је испуњен следећи услов:

$$\frac{\Delta d}{d_a} \leq 0.20 \quad (5.9)$$

где је:  $L$  - укупна дужина континуалне коловозне плоче,

$B$  - ширина коловозне плоче,

$\Delta d$  и  $d_a$  - максимална разлика, и просек померања у попречном правцу свих врхова међустубова, услед попречног сеизмичког дејства или услед дејства трансверзалног оптерећења сличне расподеле.

Утицаји услед сеизмичког дејства се морају одредити тако, што ће се узети да на коловозну плочу делује еквивалентна хоризонтална статичка сила  $F$  дата изразом:

$$F = M S_d(T) \quad (5.10)$$

где је:

$M$  - укупна ефективна маса конструкције, једнака збиру масе коловозне плоче и масе горње половине међустубова, а

$S_d(T)$  - спектрално убрзање прорачунског спектра које одговара основном периоду моста  $T$ , процењеном са крутошћу система која је једнака збиру крутости носећих елемената  $K = \sum K_j$ .

У попречном правцу сила  $F$  се мора расподелити дуж коловозне плоче пропорционално расподели ефективних маса.

**Модел флексибилне коловозне плоче** мора се користити када није задовољен услов за круту коловозну плочу. У одсуству тачнијег прорачуна, основни период конструкције, у правцу који се испитује, може се проценити Rayleigh-евом методом, коришћењем општег система са једним степеном слободe, према изразу:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum M_i d_i^2}{g \sum M_i d_i}} \quad (5.11)$$

Где су:  $M_i$  - маса концентрисана у  $i$ -тој чворној тачци,

$d_i$  - померање у правцу који се испитује, када је конструкција изложена утицају сила  $f_i = M_i g$  које делују у свим чворним тачкама у хоризонталном правцу.

Утицаји услед земљотреса морају се одредити постављањем хоризонталних сила,  $F_i$ , у свом чворним тачкама, одређених према изразу:

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T^2} \frac{S_d(T)}{g} d_i M_i \quad (5.12)$$

где је:  $T$  - период основног тона вибрација за разматрани правац,

$M_i$  - маса концентрисана у  $i$ -тој чворној тачки,

$d_i$  - померање  $i$ -те чворне тачке, које апроксимира облик првог тона,

$S_d(T)$  - спектрално убрзање прорачунског спектра (ЕН 1998-1, 3.2.2.5), и

$g$  - убрзање земљине теже.

У ЕН 1998-2, у одељку 6.4.2 прописане се одредбе од којих се овде износе оне које се односе на фундарање на шиповима. Када се не може избећи формирање пластични зглоб у шипу, користи се поступак капацитета (5.3), а интегритет шипа и дуктилно понашање се морају обезбедити. У том случају примењују се следећа правила, која се односе на делове подуж шипа и њихово обликовање као пластични зглобови:

а) Главе шипова близу наглавнице (капе), када је ротација капе шипова око хоризонталне осе управне на сеизмичко дејство, спречена великом крутошћу групе шипова и њиховим степенима слободе;

б) На висини где се јавља максимални моменат савијања у шипу. Та висина се процењује анализом којом се уводи ефекат крутости шипа (одредбе 2.3.6.1), бочна крутост тла и ротациона крутост групе шипова у капи шипова;

ц) На заједничкој површи између слојева са различитом смичућом деформабилношћу, под кинематичком интеракцијом шип-тло, према (ЕН1998-5, 5.4.2(1) П.

(3) На делу типа (а) у (2), мора се обезбедити арматура за утезање прописана у 6.2.1.4 по вертикали на дужини једнакој 3 пречника шипа.

(4) У недостатку спровођења тачније анализе, подужна и арматура за утезање мора се обезбедити у истој количини која се захтева у глави шипа на дужини 2 пречника шипа, са обе стране од тачке максималног момента на локацији типа (б) у (2), и са обе стране међуповрши на локацији типа (ц) у (2).

### 5.2.3 МЕТОДА ПЕРФОРМАНСИ КОД МОСТОВА

Познато је да се АБ конструкције понашају као физички нелинеарни модели због деградације крутости (утицај прелина). То доприноси повећању периода својствених вибрација, а тиме и смањењу сеизмичких сила. Због наизменичне промене знака зависност сила – померање се представља хистерезисним петљама, које се могу увести упрошћеним моделима (линеарна промена уместо криволинијске).

Зависно од елемента који се посматра и понашања (ограничено дуктилно или дуктилно) вредност  $q \leq 3,5$ . Према одредбама АТС-32 користе се аналитичке методе: ESA, EDA, нееластична статичка анализа (ISA), и нееластична динамичка анализа (IDA). У ЕН 1998-2 допушта се примена ESA, уз употребу поменутог фактора понашања  $q$ , за процену њеног нелинеарног одговора. У ту сврху мора бити обезбеђена адекватна дуктилност елемента која се процењује на основу дуктилности померања. У таквим околностима конструкција се може пројектовати по методи програмираног понашања са аспекта капацитета (МПП). Шири разматрања о методи пројектовања засновано на перформансама, уз указивање на значај њеног увођења у пројектовање сеизмички отпорних конструкција, дата су у дисертацији (Лађиновић, 2002). За мостове је то дато у раду (Фолић и Лађиновић, 2007).

У САД захтевани нивои тачности анализе се мењају сагласно категорији моста, типу конфигурације и нивоу процене. Конфигурација Типа I укључује мостове са једноставним карактеристикама и континуалне мостове, уравнотежених распона, ослоначке стубове са уједначеним крутостима, док се вертикални одговор моста може занемарити. Конфигурација Типа II укључује мостове са комплекснијим карактеристикама и сложеним одговором, укључивши герберове носаче и нерегуларне конфигурације. EDA и ESA примењује се за моделе са крутом коловозном плочом, савитљивим плочама и за појединачне моделе стубова, а користе се и у ЕЦ 8-део 2.

У Новом Зеланду се користе ESA, EDA и IDA. Слично је и у нормама Caltrans само се уместо IDA користи ISA. У Јапану се такође користе аналитичке методе зависно од конфигурације конструкције, а према АТС - отпорност мостова се проверава преко дуктилности и максималне носивости. У актуелним техничким прописима Јапана и Јапанског удружења за путеве (ЈРА) мостови су класификовани у две групе зависно од њихове важности-обични мостови (Тип А) и важни мостови (Тип В). За средње снажне земљотресе са великом вероватноћом појаве, оба типа мостова морају се понашати еластично, без већих оштећења конструкције (слика 5.8). За најјаче очекиване земљотресе са малом вероватноћом појаве, лом конструкције мостова Типа А мора се спречити, док се за мостове Типа В ограничава степен оштећења. Критеријуми перформанси, за Јапан, дати су у табели 5.3. За критеријуме у SAD дате су у табели 5.4. Цитирано према (Р.Фолић, 2008).

PROJEKTI NIVO ZEMLJOTRESA	CESTI (T=43 god)	OBICNI (T=72 god)	RETKI (T=475 god)	VRLO RETKI (T=970 god)	U PUNOJ	U	ZASTITA	BLIZU
					FUNKCIJI	FUNKCIJI	ZIVOTA	RUSENJA
	●	×	×	×				
		●	×	×				
		●	×	×				
		●	×	×				

NEDEPOZITIVE PERFORMANSE  
(ZA NOVE OBJEKTE)

Слика 5.8 Перформансе мостова за различите земљотресе

Табела 5.3 Сеизмички критеријуми перформанси Јапанског друштва за путеве

Сеизмички догађај (СД)		Обични мостови	Значајни мостови
СД са великом вероватноћом појаве		Функционални	Функционални
СД са малом вероватноћом појаве	Тип I СД	Спречити критична оштећења	Спречити ограничена оштећења
	Тип II СД		

Табела 5.4 Критеријуми сеизмичких перформанси према АТС 32 (САД) и CALTRANS (Калифорнија)

Земљотрес – Ниво сеизмичког дејства (НСД)	Ниво експлоатације		Ниво оштећења	
	Обични мостови	Важни мостови	Обични мостови	Важни мостови
НСД за процену функц.	Тренутан	Тренутан	Поправљива оштећења	Минимална оштећења
НСД за процену сигурности	Ограничен	Ограничен	Знатна оштећења	Поправљива оштећења

Понашање зависи од снаге и повратног периода земљотреса, а мостови се категоришу према њиховом значају и назначеном ризику. Примена методе перформанси условљава:

- да после прорачунског земљотреса мост буде употребљив за интервентни саобраћај, а оштећења поправљива,
- за земљотрес слабији од прорачунског дозвољавају се мала оштећења и не сме бити прекинут саобраћај,
- после земљотресног догађаја јачег од прорачунског, мост се не сме срушити а оштећења да не спрече интервентни саобраћај после краткотрајне санације.

У сеизмичком подручју подложном ликвификацији или близу активног раседа са повратним интервалом до 2000 година, мора се рачунати са великим померањима и слегањима, ротацијом и транслацијом стубова. Поред практичних и економских разматрати и социолошке консеквенце и увести их ради смањења њихових утицаја.

У САД дефинишу се два нивоа сеизмичког догађаја према вероватноћи појаве. Слаби, са малом вероватноћом да ће бити прекорачен током експлоатационог века моста. Снажни земљотреси са малом вероватноћом појаве у експлоатационом веку моста. У ЕЦ 8 уводе се два нивоа земљотреса. Слаби са великом вероватноћом појаве и велики са малом вероватноћом појаве у експлоатационом веку моста.

Код пројектовања у сеизмичким подручјима почиње се од избора система конструкције и начина преузимања и пригушења енергије земљотреса. Аспекти моделирања и анализе конструкције гредних мостова, као најмасовније заступљене класе ових конструкција, мора се посветити мостовима „одговорним” за одвијање саобраћаја после сеизмичког догађаја. То условљава коришћење методе програмираног понашања и методу засновану на перформансама. Од значаја је и анализа перформанси елемената и конструкција мостова, као и њихове повредљивости и поузданости и на пробабилистичком нивоу.

У Еврокоду 8-2 филозофија пројектовања сеизмички отпорних мостова има за циљ да се за прорачунски земљотрес, очува комуникација после земљотресног догађаја. Гранично стање носивости проверава се кроз могућност да мост у прорачунском земљотресу очува интегритет конструкције, при томе неки делови могу бити оштећени али да то не угрожава саобраћај након земљотреса и да ти делови буду доступни прегледу и лако поправљиви. Гранично стање употребљивости испуњава се ограничењем оштећења (Seiler, C. et al., 2002).

За обичне мостове жељене перформансе су да се за мања земљотресна дејства обухвата еластичном анализом. У Н. Зеланду дејства се дефинишу еластичним спектрима и нееластичним спектрима одговора, а примена МПП са аспекта капацитета за све конструкције код којих се сеизмички утицаји одређују усвајајући фактор дуктилности већи од 3,0. Сеизмички прорачунски коефицијент узима у обзир фактор дуктилности, услове тла и период вибрација конструкције. Несинхроне вибрације су неповољније од синхроних вибрација, посебно код дугачких мостова или једног великог распона (који



се овде не разматрају), као и у сложеним геотехничким условима (различитим под суседним темељима).

Торзионе ефекте услед обртања горње конструкције треба анализирати код мостова чија је ширина релативно велика у односу на дужину или код косих мостова. Код континуалних мостова торзија изазива на једном делу отварање дилатационих фуга, а у неким и затварање, као и силе потиска у правцу дијагонала. За општу стабилност мостова од значаја је обезбеђење довољног налегања лежишта. Општа филозофија асеизмичког пројектовања је слична у разматраним прописима али је различит приступ перформансама. Шире се метода перформанси за пројектовање мостова разматра у раду Duan, L., Li, F., *Seismic Design Philosophies and Performance-Based Design Criteria*, (p. 5.1-5.35) in *BESD*, Ed. W. F. Chen and L. Duan, CRC, Boca Raton, 2003.

#### 5.2.4 НЕЛИНЕАРНЕ МЕТОДЕ АНАЛИЗЕ

Код пројектовања у сеизмичким подручјима од посебног значаја је избор система конструкције и начина преузимања и пригушења енергије земљотреса. Концептуалном пројектовању мостова посвећен је рад (Фолић и Лађиновић, 2005), а методама анализе као што су метода заснована на померањима, перформансама и оштећењима рад (Фолић и Лађиновић, 2004). Коментарисани су и анализирани аспекти моделирања и анализе конструкције гредних мостова, као најмасовније заступљене класе ових конструкција. Планирани развој и улагање у путну инфраструктуру и градњу мостова као најважнијим објектима и „одговорним” за одвијање саобраћаја после сеизмичког догађаја условљава да се при пројектовању мостова, у сеизмички активном подручјима треба користити савремене методе као што су метода програмираног понашања и методу засновану на перформансама.

У техничким прописима се, углавном, захтева да за слабе и средње снажне земљотресе одговор конструкције мора бити у еластичном домену без великих оштећења, а за снажне земљотресе мора се спречити делимични и/или потпуни лом. При томе се дозвољава појава оштећења на местима која су доступна за преглед и поправке. У Еврокоду 8-2 филозофија пројектовања сеизмички отпорних мостова има за циљ да се за прорачунски земљотрес, очува комуникација после земљотресног догађаја. Гранично стање носивости проверава се кроз могућност да мост у прорачунском земљотресу очува интегритет конструкције, при томе неки делови могу бити оштећени али да то не угрожава саобраћај након земљотреса и да ти делови буду доступни прегледу и лако поправљиви. Допушта се формирање пластичних зглобова у стубовима/зидовима, а не дозвољава се у распонској конструкцији. Гранично стање употребљивости испуњава се ограничењем оштећења.

Како се АБ конструкције, због деградације крутости, понашају као физички нелинеарни модели, повећање периода својствених вибрација доприноси смањењу сеизмичких сила и већој дисипацији енергије. Због наизменичне промене знака зависност сила – померање се представља хистерезисним петљама. Зависно од елемента који се посматра и понашања (ограничено дуктилно или дуктилно) вредност  $q \leq 3,5$ . Према одредбама АТЦ-32 користе се аналитичке методе: еластична статичка – линеарна анализа (ESA), нелинеарна статичка анализа-Pushover (NSA), и нееластична динамичка анализа (TH). У ЕН 1998-2 допушта се примена ESA, уз употребу поменутог фактора понашања  $q$ , за процену њеног нелинеарног одговора. У ту сврху мора бити обезбеђена адекватна дуктилност елемената која се процењује на основу дуктилности померања. У таквим околностима конструкција се може пројектовати по методи програмираног понашања са аспекта капацитета (МПП), названа метода капацитета.

У САД захтевани нивои тачности анализе се мењају сагласно категорији моста, типу конфигурације и нивоу процене, што је слично са ЕЦ 8-део 2 у којима се посебно разматрају регуларне и нерегуларне конструкције мостова. У САД конфигурација Типа I укључује мостове са једноставним карактеристикама и континуалне мостове, уравнотежених распона, стубове са уједначеним крутостима, а вертикални одговор моста може занемарити. Други тип су мостови са комплекснијим карактеристикама и сложеним одговором (ово одговара нерегуларним мостовима у ЕЦ 8)

Утицаји интеракције тло-конструкција се могу размотрити у складу са ЕЦ8-5, коришћењем одговарајућих импенданци или одговарајуће дефинисаних ротационих опруга. Утицаје интеракције тло-конструкција треба користити када је померање услед деформабилности тла веће од 30% укупног померања у центру масе коловозне плоче (или када период конструкције расте за 30%, према Gazetas, Milonakis). Када је тешко проценити вредности механичких карактеристика тла, анализа се спроводи коришћењем процењене, могуће највеће и најмање вредности. Највеће процењене вредности крутости тла треба користити за израчунавање унутрашњих сила, а најмање за прорачун померања.

Код гредних мостова под сеизмичким оптерећењем се региструју знатне разлике одговора конструкције у односу на еластичну анализу. Због тога се и у ЕН 1998-део 1 и део 2 за пројектовање мостова у сеизмичким подручјима препоручује више нелинеарних анализа. Знатно бољи увид у понашање конструкција, у односу на еластичне анализе, се добија ако се, за процену стања конструкција за дејство земљотреса, примени нелинеарне статичке *pushover* анализе (NSPA) до нивоа колапса у капацитативном домену. Од значаја је и анализа перформанси елемената и конструкција мостова, као и анализа њихове повредљивости и поузданости и на пробабилистичком нивоу. Најтачнија је нелинеарна динамичка анализа (NDA) на моделима конструкције са више степени слободe, али је она исувише комплексна за коришћење у уобичајеној пројектантској пракси.

Највише примењивана поједностављена нелинеарна анализа је заснована на методи N2 коју је развио П. Фајфар, са сарадницима, из Љубљане. Она је била намењена за примену код конструкције зграда али је прилагођена и за анализу мостова, јер је прикладна за примену и добро описује стварно понашање, тј. одговор моста на сеизмичка дејства (Исаковић и Фишингер, 2009). N2 метода представља нелинеарну анализу на два модела и два типа анализе, а то су: нелинеарна статичка *pushover* анализа (MDOF) и нелинеарну динамичку анализу (NDA) њеног еквивалентног модела на систему са једним степеном слободe (SDOF). Најпре се претпостави облик пушвер хоризонталног оптерећења, затим се поступним гурањем објекта све до појаве механизма одређује дијаграм везе: силе у основи наспрам померања контролног чвора (обично чвор у врху). На пушвер дијаграму се одреди билинеарна зависност, где се претпоставља да је почетна ефективна крутост (SDOF) једнака почетној крутости модела (MDOF). Трансформација SDOF - MDOF се врши фактором трансформације  $\Gamma$ , у којем су садржани односи ордината облика оптерећења и распореда маса. Затим се одређује (еквивалентни) период идеализованог система SDOF. На систему SDOF, у AD формату (убрзање-померање), одређује се циљно померање  $d_t$ , (са различитим изразима ( $T^* < T_C$ ) за кратке периоде, и ( $T^* > T_C$ ) за област средњих и дугих периода).

Од значаја је да се сеизмичко оптерећење дефинише стандардним еластичним спектром одговора преузетим из техничких прописа (кодова). То је знатно једноставнија, него код NDA где се користе акцелерограми. Такође, поред N2 методе примењује се и метода коефицијента померања (DCM) и метода спектра капацитета (CSM). У нелинеарној статичкој (*pushover*) анализи код мостова нелинеарни одговор је обично

ограничен на стубове а претпоставља се да горњи строј остаје у еластичној области. Пластични зглобови се могу јавити на споју стубова са темељном стопом.

Нелинеарна статичка *pushover* анализа (NSPA) је анализа која се спроводи за нелинеаран модел понашања конструкције, док се сеизмички утицаји генеришу и аплицирају на конструкцију као сеизмичке силе. Укупан одговор конструкције је нелинеаран, а разматра се у домену капацитета применом инкрементално-итеративне методе (*Newton-Raphson method*). Генерално разматрајући NSPA анализа се састоји из два дела. Први део је прорачун на реалном систему са више степени слободе (MDOF), док се други део односи на прорачун нивоа циљног померања. Генерисање сеизмичких сила развијено је у неколико варијанти, од конвенционалног приступа, преко модалне анализе па све до адаптивног приступа.

Укупан одговор конструкције је нелинеаран, а разматра се у домену капацитета применом инкрементално-итеративне методе (*Newton-Raphson method*). Генерално разматрајући NSPA анализа се састоји из два дела. Први део је прорачун на реалном систему са више степени слободе (MDOF), док се други део односи на прорачун нивоа циљног померања. Генерисање сеизмичких сила развијено је у неколико варијанти, од конвенционалног приступа, преко модалне анализе па све до адаптивног приступа.

Од значаја је да се сеизмичко оптерећење дефинише стандардним еластичним спектром одговора преузети из техничких прописа (кодова). То је знатно једноставније него код NDA где се користе акцелерограми. Такође, поред N2 методе примењује се и метода коефицијента померања (DCM) и метода спектра капацитета (CSM). У нелинеарној статичкој (*pushover*) анализи код мостова нелинеарни одговор је обично ограничен на стубове а претпоставља се да горњи строј остаје у еластичној области. Пластични зглобови се могу јавити на споју стубова са темељном стопом.

У овом истраживању примењена су три облика расподеле/ генерисања сеизмичких сила: као сеизмичко оптерећење (*load*), базирано на инерцијалним сеизмичким силама (*accel*) и према првом својственом облику (*I mode*). Иначе препоруке према прописима су да се користе три или више поступака за генерисање сеизмичких сила код NSPA анализе. Материјална нелинеарност се реализује преко развоја еластопластичних деформација у пластичним зглобовима, док се геометријска нелинеарност реализује развојем Р-Δ ефеката и великих померања (Чаушевић, 2010).

Прво је спроведена нелинеарна статичка анализа за утицаје вертикалног оптерећења, где се матрица крутости система на крају ове анализе користи као иницијална матрица крутости NSPA анализе. Оптерећење из нелинеарне статичке анализе за утицаје вертикалног оптерећења се преноси и користи код NSPA анализе, тако да се симулира анализа моста у реалним сеизмичким условима. Анализа се спроводи контролом инкременталног прираштаја оптерећења, и/или контролом инкременталног прираштаја померања. Максимално расположиво померање конструкције одређује се итеративном поступком, постепено повећавајући померање и контролом реализованог броја инкремената. У овој методи спроводе се следећи кораци (Исаковић и Фишингер, 2009):

1. Припрема MDOF модела конструкције са којим се изводи нелинеарни статички прорачун конструкције;
2. Нелинеарни статички прорачун поступним нагуравањем – одређивање везе сеизмичких сила и померања;
3. Трансформација на еквивалентни систем SDOF;

Код мостова се прво изабере тачка у којој се прате померања конструкције, на основу којих се одређује веза сила и померања; обавља избор распореда сеизмичких сила подуж конструкције; и идеализује се однос сила и померања.

Ова метода се примењује код конструкција код којих утицај виших тонова вибрација није велики и где се при промени интензитета сеизмичких сила облици вибрација битно не мењају. Ипак, у пракси је показано да се у већини случајева може применити само први тон да би се добио довољно реалан одговор конструкције.

Најтачнија је нелинеарна динамичка анализа (NDA) на модела конструкције са више степени слободе, али је она исувише комплексна за коришћење у уобичајеној пројектантској пракси. Инкрементална нелинеарна динамичка анализа која је примењена у овом раду ће, касније, бити детаљније описана (део 5.3).

### 5.2.5 МОДЕЛИ ЗА АНАЛИЗУ ИНТЕРАКЦИЈЕ ТЕМЕЉА НА ШИПОВИМА И ТЛА КОД МОСТОВА

**Утицаји интеракције тло-конструкција** се могу размотрити у складу са ЕЦ8-5, коришћењем одговарајућих импеданци или одговарајуће дефинисаних ротационих опруга. Утицаје интеракције тло-конструкција треба користити када је померање услед деформабилности тла веће од 30% укупног померања у центру масе коловозне плоче. Када је тешко проценити вредности механичких карактеристика тла, анализа се спроводи коришћењем процењене, могуће највеће и најмање вредности. Највеће процењене вредности крутости тла треба користити за израчунавање унутрашњих сила, а најмање за прорачун померања.

Како је већ наглашено, **линеарно еластични модели** имају недостатак што им је смичући модул непроменљив од почетног стања до лома тла. Познато је да идеално еластични модел тла даје нереалне деформације тла. Недостатак линеарно еластичног модела се огледа у томе што нема ограничење чврстоће, нити појаву дилатације те има јединствену крутост за оптерећење/растерећење. У активном подручју се појављује нереално напрезање затезања у тлу те превелико напрезање притиска у пасивном подручју што се донекле може коригирати увођењем Mohr-Coulomb-ова закона чврстоће.

**Mohr – Coulomb-ов (MC) модел** се препоручује за почетну анализу разматраног проблема. За дефинисање геомеханичких параметара нису потребни опсежни радови. Сваки слој тла се дефинише стандардним параметрима ( $\gamma, \phi, E, \nu, c$ ) или параметрима који линеарно расту са дубином (Eincrement, Cincrement, Yref). Ови параметри су линеарни те је прорачун веома брз и прве процене деформација се могу брзо израчунати. Ипак, овај модел недовољно добро процењује понашања тла при растерећењу. Одликује га линеарно еластично понашање тла до слома, има јединствену равн и дилатацију при лому.

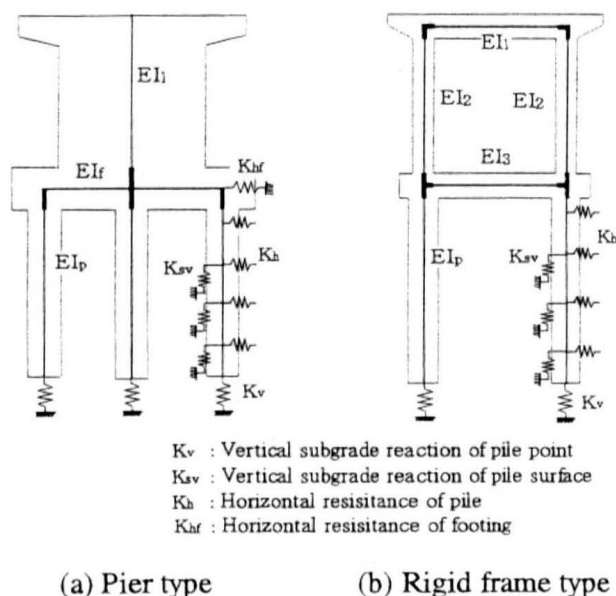
У тлу постоје 3 гранична стања, једно је активно (пластично) стање, друго је пасивно стање отпора (такође пластично) и стање мировања. Ова стања се стандардно приказују преко притисака на потпорни зид или шип, могу се представити и Моровим кругом, али се неће овде детаљно обрађивати.

Од посебне важности је и моделирање горње (superstructure) и доње (substructure) конструкције. Како је већ наглашено, заједнички захтев за конструкције је да, се за пројектни ниво сеизмичке активности, дозволи оштећење, али не и рушење исте. Код мостова дозвољено је оштећење стубова али коловозна плоча, у прорачунском моделу је „грета“, мора остати у функцији. У случају зграда, редослед пластификације и

оштећења је обрнут и дозвољава се појава пластичних зглобова у гредама, а не у стубовима. Дакле мост треба да остане функционалан и мора се омогућити коришћење за транспорт и после земљотреса, нарочито за интервентни саобраћај (перформансе). Моделирање коловозне плоче је с обзиром на напред поменуте захтеве специфично. С обзиром да се не очекује пластификација у распонској конструкцији она се моделира линијским еластичним елементима са пресецима без прслина.

Доњи строј конструкције моста (делови испод нивоа лежишта) се у конструктивном смислу решава на различите начине и сагласно томе моделирање је различито у односу на коловозну таблу/плочу. Стубови моста који се фундирају на шиповима могу бити изграђени или као масивни када се очекује отварање пластичних зглобова у шиповима, или као рамови када се предвиђа отварање зглобова у гредама, доњег строја, ван нивоа коловозне табле.

Различити начини пројектовања доњег строја условљавају и прилагођавање модела врсти конструкције. Два уобичајена начина су крути стуб постављен на шипове (слика 5.9а) и крути оквир/рам (слика 5.9б). Примери приказани на слици 5.9 су уврштени у јапански правилник за пројектовање сеизмички отпорних конструкција из 2000 године



Слика 5.9 Два различита начина пројектовања стубова на шиповима. а) модел масивног стуба, б) модел крутог рама

Сеизмичку отпорност конструкције треба усагласити са пројектним (прорачунским) нивоом сеизмичке активности који је дат, у техничким прописима и на мапама сеизмичког интензитета. Оне су дате за одговарајући повратни период, одређене геотехничке услове, изабрани концепт конструкције и тип фундирања. Тачност прорачуна и квалитет обликовање детаља конструкције директно се одражава на понашање конструкције. Из горе наведених разлога процена сеизмичке отпорности неке конструкције често није довољно поуздана. У овом раду су приказане и коришћене нумеричке процедуре и модели којима се може побољшати квалитет процене и прорачунски модел конструкције. То изискује примену тачнијих метода у које спадају нелинеарна статичка анализа и директна динамичка анализа (анализа временског одговора).

Код моделовања секундарних конструктивних елемената, који имају функцију примарне сеизмичке заштите (дисипације енергије), „обарање“ механичких карактеристика, не повећава увек коефицијент сигурности на земљотресно дејство, већ може да има и супротан ефекат. Наиме код оваквог принципа сеизмичког ојачања (увођење везних греда) често су супротстављана два критеријума. Први је ојачати сеизмички елемент који се користи за дисипацију енергије што више, да би резерва носивости била што већа, а други је да сеизмички елемент буде што слабији како не би оштетио основну конструкцију коју треба да заштити. С друге стране преслаб сеизмички елемент не задовољава основну функцију хоризонталног повезивања носећих елемената конструкције.

Да би се илустровао поступак прорачуна почев од моделирања до одређивања параметара на основу којих се може просуђивати о понашању конструкције моста под сеизмичким дејствима спроведене су обимне нумеричке анализе конкретног објекта. За анализе су коришћене методе којима се обухвата нелинеарност, у првом реду тла а и конструкције. При томе је коришћена нееластична статичка анализа, а тло је моделовано као модификоване  $p - u$  криве, и динамичка анализа, тј. анализа временског одговора (ТН). Резултати ове анализе приказани су и анализирани у делу 5.4 са описом објекта и модела. Имајући у виду специфичности нумеричког моделирања мостова и интеракције која укључује шипове и тло оно је овде анализирано у сажетом облику.

### **5.3 НУМЕРИЧКО МОДЕЛИРАЊЕ ИНТЕРАКЦИЈЕ ШИП – ТЛО И ИНКРЕМЕНТАЛНА НЕЛИНЕАРНА ДИНАМИЧКА АНАЛИЗА**

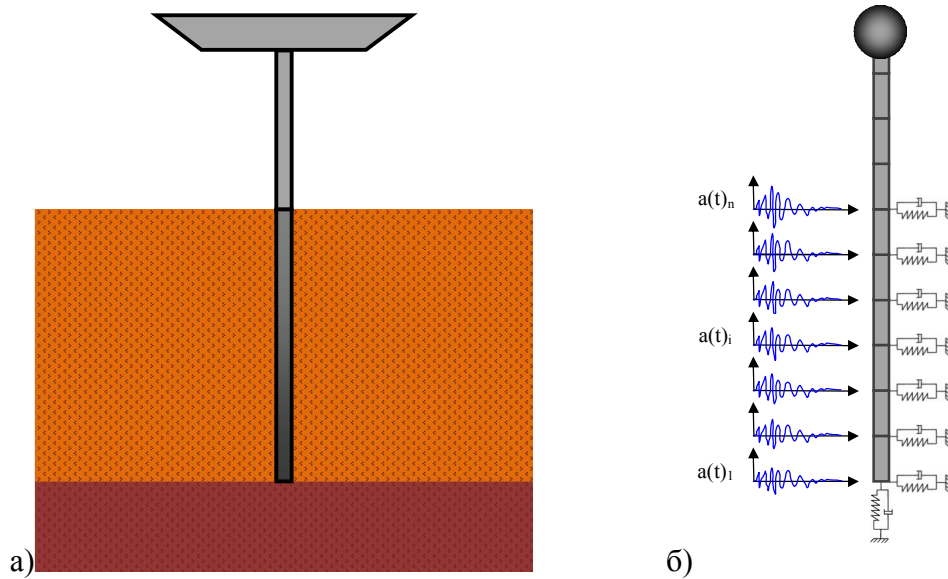
При креирању математичког и одговарајућег нумеричког модела интеракције шип-тло обухвата неколико фаза. У првој се разматрају домени: тла, шипова и конструкције над површином тла. У другој се физички модел шипови-тло замењује прво одређеним математичким моделом, а затим и нумеричким моделом. У трећој фази дискретизације претходно дефинисани домени претварају у мање поддомене.

Моделирање и анализа интеракције шипови-тло по методи коначних елемената (Ћосић, 2012), узимајући у обзир развој геометријске и материјалне нелинеарности, могуће је реализовати на више начина:

- 1Д коначни елементи за шипове, а тло имплицитно елементима интеракције,
- 1Д коначни елементи за шипове и 2Д или 3Д коначни елементи за тло,
- 2Д коначни елементи за шипове, а тло имплицитно елементима интеракције,
- 2Д коначни елементи за шипове и 2Д коначни елементи за тло,
- 3Д коначни елементи за шипове, а тло имплицитно елементима интеракције,
- 3Д коначни елементи за шипове и 3Д коначни елементи за тло.

Систем интеракције шип-тло се из континуалног преводи у дискретан нумерички модел, при чему принцип дискретизације омогућава моделирање понашања поддомена на високом нивоу. Принцип апроксимације који се овде користи заснива се на моделирању шипа и конструкције линијским коначним елементима, док се тло уводи имплицитно преко замењујућих елемената.

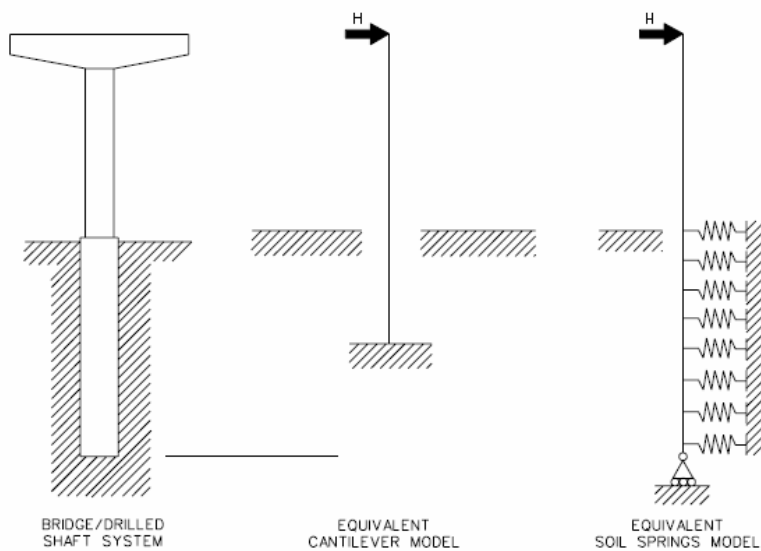
На слици 5.10а је приказан једноставан реалан модел шипа у тлу са конструкцијом над површином тла (стуб моста), док је на слици 5.10б приказан нумерички модел шипа формиран из линијских коначних елемената и конструкцијом над површином тла, такође формираном од линијских коначних елемената. Нумерички модел, у делу шипа у тлу, садржи у основи и подуж тела шипа опруге са пригушивачима.



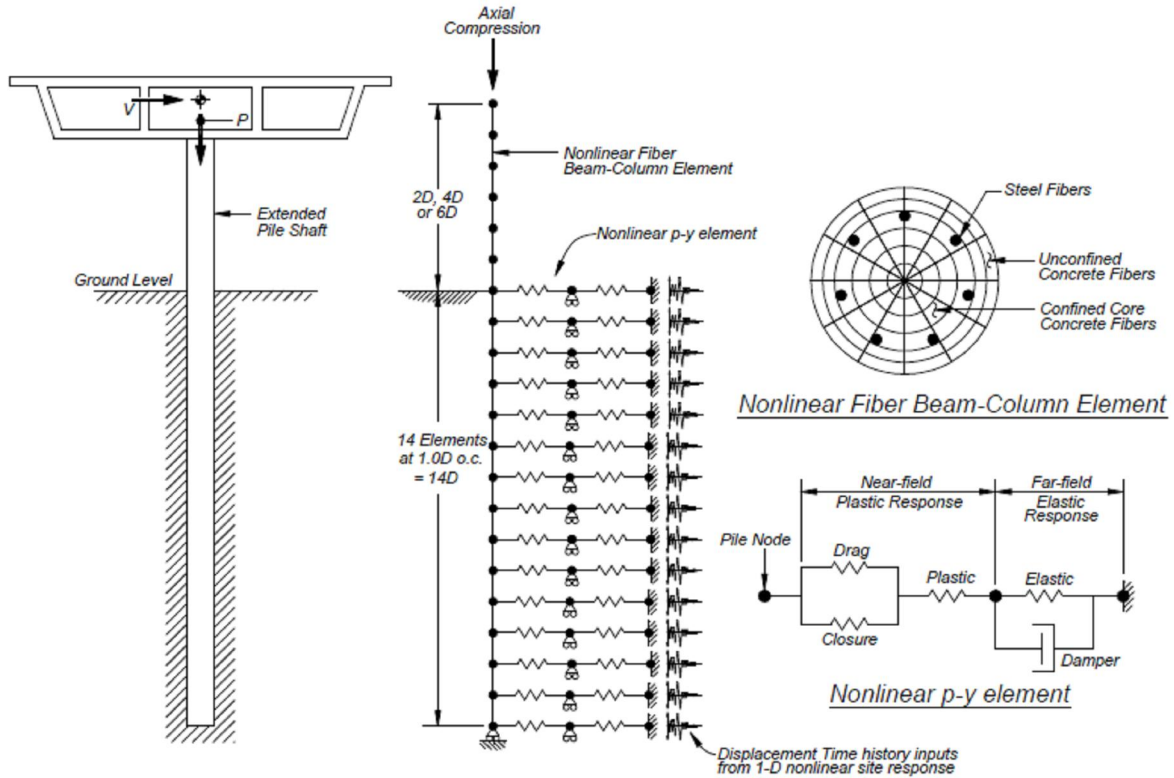
Слика 5.10 Моделирање интеракције конструкција-шип-тло: а) реални модел шипа у тлу, стуба моста и тла, б) нумерички модел шипа, стуба моста и имплицитно моделирање утицаја тла

Брже решење се добија ако се у делу шипа уграђеног у тло поставе само опруге, а у основи у хоризонталном правцу покретни ослонац, што се препоручује у цитираном приручнику (слика 5.11).

У неким случајевима се шип продужава до коловозне конструкције, као у случају приказаном на слици 5.12. Модел је заснован на МКЕ са поделом горњег дела и уграђеног у тлу шипа на елементе влакнастог типа греда – стуб, а на границама елемената овог дела постављени  $p - u$ , како је то показано на слици.

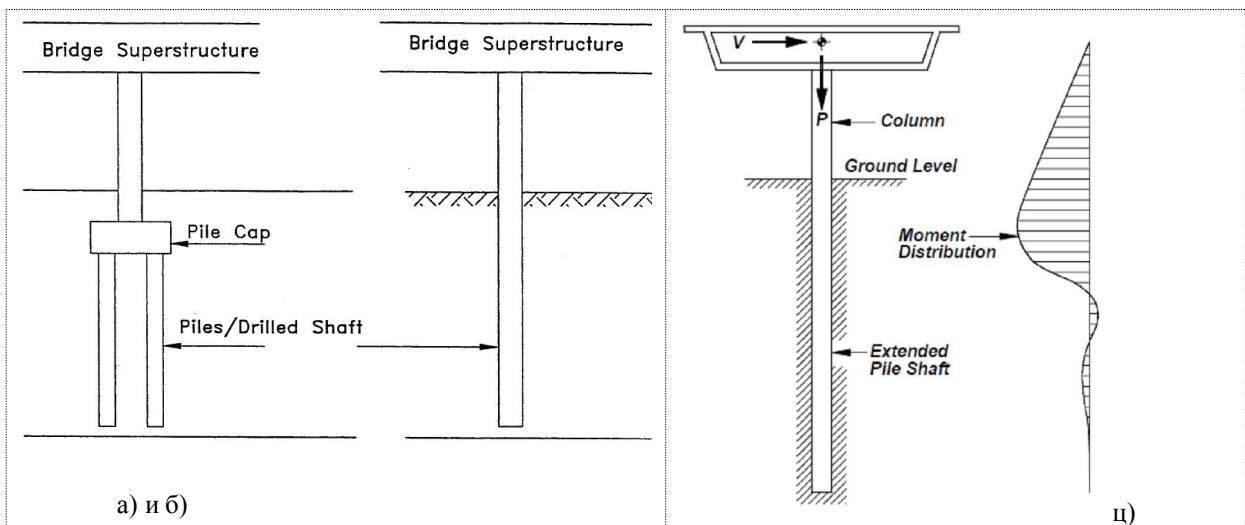


Слика 5.11 Метод презентације крутости темеља на шиповим, према (SCDOT Bridge design Manual април 2006: Ch. 19)



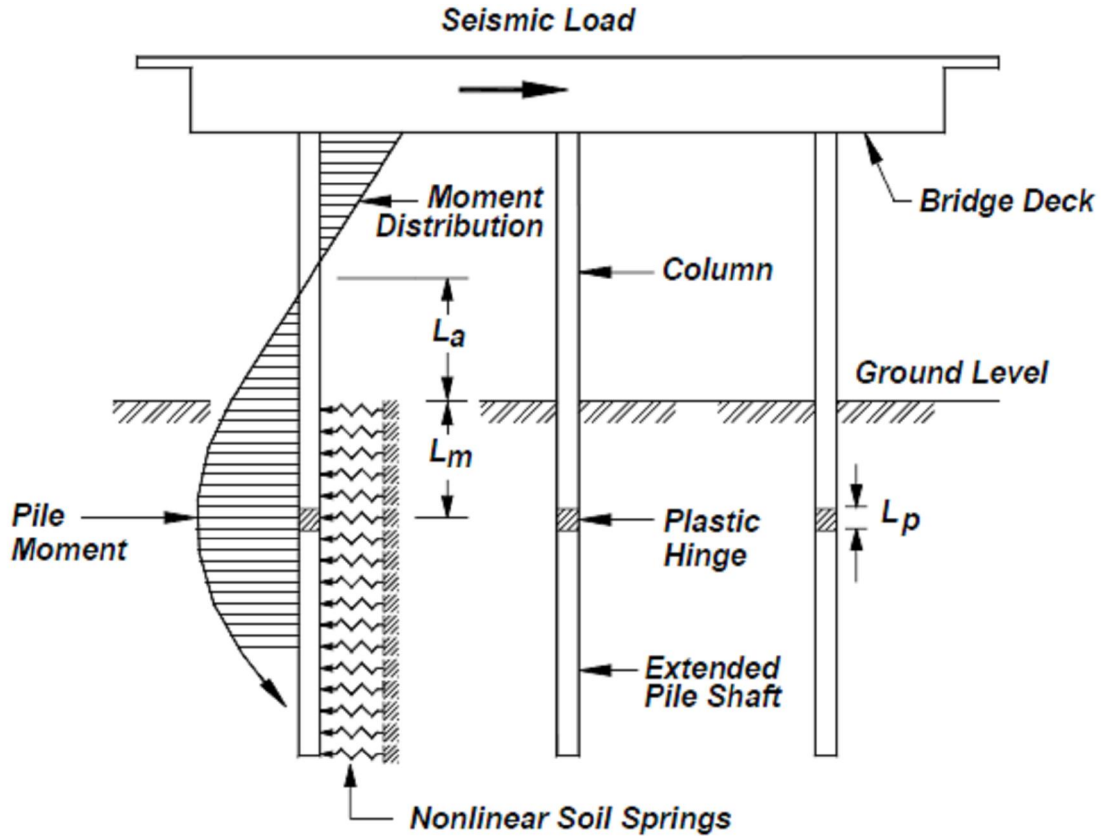
Слика 5.12 Шематски приказ модела заснованог на МКЕ за динамичку анализу BNWF коришћењем нелинеарног влакнастог елемента греда-стуб и нелинеарног p-y елемента

Различите су могућности повезивања горње конструкције, тј. коловозне табле са темељима што је показано на слици 5.13. У првом случају изнад шипова је наглавица (капа) која повезује шипове одоздо и стуб постављен изнад ње. У другом случају шип се продужава до коловозне табле као стуб. Када су оптерећења велика може се користити и више шипова који се продужавају до коловозне табле и са њом, као риглом, формирају рам (слика 5.14). На истој слици је приказан модел са тлом замењеним опругама и расподела момената савијања подуж тела шипа укљештеног у коловозну таблу.



Слика 5.13 Темељи на шиповима са различитим ослањањем на шипове; а) стуб ослоњен на групу шипова са јастуком и б) шип продужен као стуб (појединачан шип), ц) појединачни – стуб рам ослоњен на продужено тело шипа расподела момента (pile shaft)





Слика 5.14 Више шипова продужени у стубове постављене у низу формирају рам са горњом конструкцију моста

Линијски коначни елементи којим се моделирају шип и стуб моста засновани су на принципу простирања нелинеарних деформација дуж елемента, где се у попречном пресеку спроводи посебна дискретизација на влакна. Уопштено разматрајући попречни пресек се разматра преко три поддомена: влакна неутегнутог бетона; влакна утегнутог бетона и влакна челика. Одређивање стање напона и деформација у попречном пресеку изискује интеграцију нелинеарног једноаксијалног стања напон-деформација сваког појединачног влакна. Описани линијски коначни елементи су уграђени у софтвер (*SeismoStruct*, 2012). За конститутивни модел понашања за неутегнут и утегнут модел бетона користи се предлог (*Mander, et al., 1988*). При томе је потребно познавати четири параметра за дефинисање механичких карактеристика (слика 5.15). Први параметар је  $f_{ck}$  чврстоћа бетона при притиску цилиндра димензија 150x300mm при старости од 28 дана према ЕН 1992 (ЕЦ 2):

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left( 1 + 5 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad \text{za } \sigma_2 \leq 0.05 f_{ck}$$

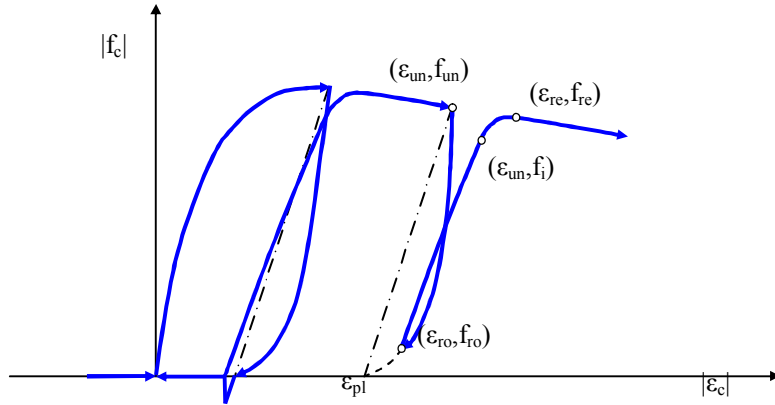
$$f_{ck,c} = f_{ck} \left( 1.125 + 2.5 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad \text{za } \sigma_2 > 0.05 f_{ck}$$
(5.13)

где је  $\sigma_2$  ефективни бочни напон притиска услед утезања,  $\gamma_c$  запреминска тежина бетона. Други параметар је  $f_{ctk}$  чврстоћа бетона при аксијалном затезању:

$$f_{ctk} = k_t \sqrt{f_{ck}}, \quad (5.14)$$

где је  $k_t = 0,5$  за аксијално затезање, а  $k_t = 0,5$  за затезање савијањем. Трећи параметар

$\varepsilon_{c,\max}$  је дилатација бетона при максималном напону притиска, а четврти параметар је  $k_c$  фактор односа утегнутог и неутегнутог напона притиска у бетону.



Слика 5.15 Крива  $|f_c| - |\varepsilon_c|$  за дефинисање параметара конститутивног модела понашања бетона

Конститутивни модел понашања челичне арматуре је *bi-linear elastoplastic model with kinematic strain hardening* у зони нелинеарних деформација (слика 15) (Simo&Hughes,1998), при чему за еластичан домен важи:

$$\sigma_s = E_s (\varepsilon_s - \varepsilon_{s,p}), \quad (5.15)$$

где је  $\sigma_s$  напон у челичној арматури,  $E_s$  модул еластичности челичне арматуре,  $\varepsilon_s$  дилатација челичне арматуре,  $\varepsilon_{s,p}$  пластична дилатација челичне арматуре. Закон течења челика се дефинише према:

$$\dot{\varepsilon}_{s,p} = \gamma \operatorname{sign}(\sigma_s - q), \quad (5.16)$$

а закон изотропног и кинематичког ојачања према:

$$\dot{q} = \gamma H \operatorname{sign}(\sigma_s - q), \quad \dot{\alpha} = \gamma, \quad (5.17)$$

при чему је услов за течење:

$$f(\sigma_s, q, \alpha) := |\sigma_s - q| - [\sigma_{s,y} + K\alpha] \leq 0$$

$$E_\sigma = \{(\sigma_s, q, \alpha) \in \mathbb{R} \times \mathbb{R}^+ \times \mathbb{R} \mid f(\sigma_s, q, \alpha) \leq 0\}^? \quad (5.18)$$

а *Kuhn-Tacker*-ови комплементарни услови:

$$\gamma \geq 0, \quad f(\sigma_s, q, \alpha) \leq 0, \quad \gamma f(\sigma_s, q, \alpha) = 0, \quad (5.19)$$

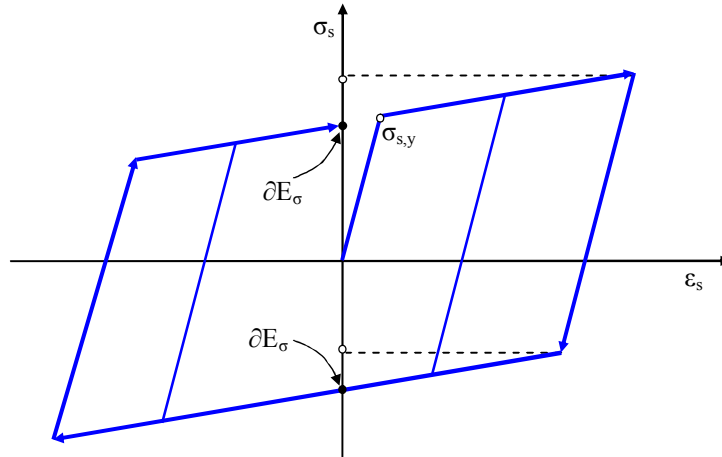
и услов конзистентности:

$$\dot{\gamma} f(\sigma_s, q, \alpha) = 0. \quad (5.20)$$

Дефинисање механичких карактеристика конститутивног модела понашања челичне арматуре захтева познавање три параметра. Први параметар је  $E_s$  модул еластичности челичне арматуре, други параметар је  $\sigma_{s,y}$  напон на граници течења у челичној арматури, а трећи параметар је  $\mu_c$  фактор односа пост-еластичне крутости  $E_{s,p}$  и иницијалне еластичне крутости  $E_s$  (параметар очвршћавања дилатација), при чему је:

$$E_{s,p} = \frac{\sigma_{s,ult} - \sigma_{s,y}}{\varepsilon_{s,ult} - \frac{\sigma_{s,y}}{E_s}}, \quad (5.21)$$

где је  $\sigma_{s,ult}$  максимална вредност напона у челичној арматури,  $\varepsilon_{s,ult}$  максимална вредност дилатације челичне арматуре,  $\gamma_s$  специфична тежина челичне арматуре.



Слика 5.16 Крива  $\sigma_s$ - $\varepsilon_s$  за дефинисање параметара конститутивног модела понашања челичне арматуре

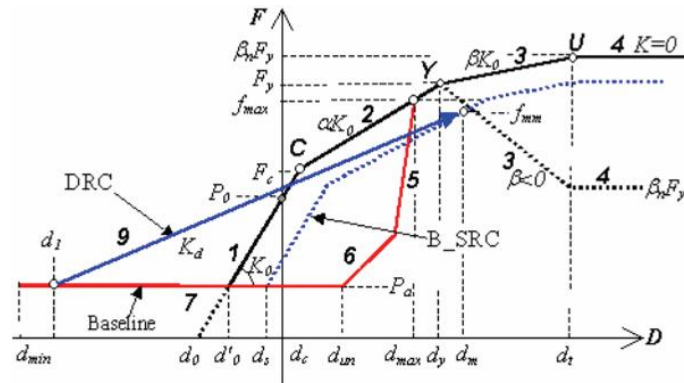
Тип коначног елемента којим се моделира шип и стуб (елемент оквира заснован на нееластичној вези) (Hellesland & Scordelis, 1981). Овакав коначни елемент има шест степени слободе  $\theta_{A,y}$ ,  $\theta_{A,z}$ ,  $\theta_{B,y}$ ,  $\theta_{B,z}$ ,  $\Delta_a$ ,  $\theta_T$ , док су одговарајуће унутрашње силе и моменти  $M_{A,y}$ ,  $M_{A,z}$ ,  $M_{B,y}$ ,  $M_{B,z}$ ,  $N$ ,  $M_T$ . Геометријска нелинеарност се уводи применом ефеката великих померања и ротација и преко  $P$ - $\Delta$  ефеката. Услови равнотеже и компатибилности се успостављају на деформисаној конфигурацији применом коротационе формулације (Fellip, 2007).

Моделирање нелинеарне динамичке интеракције тло-шип (SPI) спроводи се применом конститутивног модела понашања за латералну анализу код шипова, где се узима у обзир и формирање отвора-одвајања (*gap*) при цикличној деформацији тла (слика 5.16) (Allotey & El Naggar, 2008a). Такође, узимају се у обзир ефекти цикличне деградације/ојачања крутости и чврстоће тла, али се поред тога посебно моделирају утицаји у правцу осе шипа који су ортогонални на ефекте који се уводе применом овог модела интеракције. Хистерезисни конститутивни модел се састоји из четири главна дела: криве обвојнице (тзв. скелетна крива), стандардна крива поновног оптерећења (SRC), општа неоптерећена крива (GUC) директна крива поновног оптерећења (DRC). Крива обвојница је адаптивна полигонална крива дефинисана из четири сегмента (Allotey & El Naggar, 2008b):

$$p(y) = \sum_{i=1}^j (p_i - p_{i-1}) + \alpha_j K_0 (y - y_j), \quad j = \max(i), \quad \forall y_i \leq y, \quad j \geq 0, \quad (5.22)$$

где су:  $p$  - реакција тла,  $y$  - релативно померање,  $\alpha_j$  - коефицијент редукације крутости у последњем сегменту криве,  $K_0$  - иницијална крутост. Дефинисање механичких карактеристика конститутивног модела понашања интеракције шип-тло захтева познавање деветнаест параметра:  $K_0$  - почетна крутост,  $F_C$  - чврстоћа тла у другом сегменту са крутошћу  $\alpha K_0$  пре границе течења  $0 \leq F_C < 1$ ,  $F_y$  чврстоћа тла на граници течења (попуштања),  $P_0$  иницијални коефицијент силе при нултом померању

$0 \leq P_0 \leq 0.9$ , минимални коефицијент силе при негативном померању  $0 \leq P_a \leq P_0$ ,  $P_a \leq \beta_n F_y$  и  $P_a \leq F_c$  (*minimum force ratio at baseline*),  $\alpha$  коефицијент редукције крутости у првом сегменту  $0.001 \leq \alpha \leq 1$  (крутост после првог окретања),  $\alpha_n$  фактор крутости повратног циклуса оптерећења (фактор крутости неоптерећеног елемента),  $\beta$  коефицијент редукције крутости иза границе течења,  $\beta_n$  коефицијент граничне чврстоће тла  $\beta_n < 1$  за  $\beta < 1$ ,  $\beta_n = 1$  за  $\beta = 0$ ,  $\beta_n > 0$  за  $\beta > 0$ , *Flg* фактор подешавања комбинације при дефинисању конститутивног модела (*flag settings combination indicator*),  $e_{pl}$  коефицијент почетне крутости DRC криве,  $p_1$  параметар силе контакта  $0 \leq p_1 \leq 1$ ,  $p_2$  параметар којим се описује постојање иницијалног зазора између шипа и тла,  $p_k$  и  $e_k$  параметри деградације/ојачања крутости,  $p_s$  и  $e_s$  параметри деградације/ојачања носивости,  $k_s$  нагиб S-N криве и  $f_0$  напон у тлу који одговара тачки  $S_1$  на S-N криви.



Слика 5.17 Моделирање нелинеарне динамичке интеракције шип-тло (*SeismoStruct: User Manual, 2012*)

Радијацијско пригушење је моделирано применом формулације нелинеарног пригушења пропорционално тренутној крутости са малом иницијалном вредношћу дилатације, а одређено применом функције импеданце (Allotey & El Naggar, 2008b):

$$\zeta_h = \begin{cases} \frac{1}{2\pi} \left[ 2 - \frac{K_s}{K_0} \right] & \text{za } \varphi \leq \frac{\varphi_1}{1 - \varphi_1}, \\ \frac{1}{2\pi} \left[ 2 - \frac{K_s}{K_0} - \left( \frac{K_s}{K_0} \right) \left( 1 - \frac{1 + \varphi}{\varphi / \varphi_1} \right)^2 \left( \frac{1}{\alpha_1} - 1 \right) \right] & \text{za } \varphi > \frac{\varphi_1}{1 - \varphi_1}, \end{cases} \quad (5.23)$$

где је  $\varphi_i = p_i / p_f$ , а  $K_s$  секантна крутост.

Разматрање одговора интеракција шип-тло спроводи се у домену анализе капацитета (капацитативном домену) применом серије нелинеарних динамичких анализа (NDA), односно **инкременталном нелинеарном динамичком анализом (INDA)**.

Акцелерограми се sukcesивно скалирају од почетног минималног фактора скалирања  $F_{s,0}$  до крајњег фактора скалирања  $F_{s,n}$  за колапсно стање. Прво се скалира на одређену почетну вредност, тако да је одговор конструкције за дати скалирани ниво земљотреса у линеарно-еластичном домену. Ово се постиже тако што се акцелерограм скалира на довољно малу вредност убрзања (Vamvatsikos & Cornell, 2004):

$$PGA_{s,1} = F_{s,1} PGA_{us}, \quad (5.24)$$

где је  $PGA_{us}$  максимално убрзање оригиналног некалираног акцелерограма,  $F_{s,1}$  фактор скалирања за иницијалну NDA анализу (*start scaling factor*),  $PGA_{s,1}$  максимално убрзање скалираног акцелерограма на почетну минималну вредност убрзања. Скалирање се наставља тако што се сукцесивно повећава  $PGA_{s,i}$ :

$$PGA_{s,i} = PGA_{s,i-1} + 0.1 + 0.05(i-1) \quad \text{за } i = 1, \dots, n, \quad (5.25)$$

а када се уочи да је разлика у одговору конструкције за две узастопне вредности скалирања без велике промене, тада се повећава фактор скалирања. У случају да је разлика у одговору конструкције за две узастопне вредности скалирања значајна, тада се редукује фактор скалирања. Уколико се NDA анализом за  $PGA_{s,i}$  добије да је максимална вредност дрифта:

$$DR_{max} \rightarrow +\infty, \quad (5.26)$$

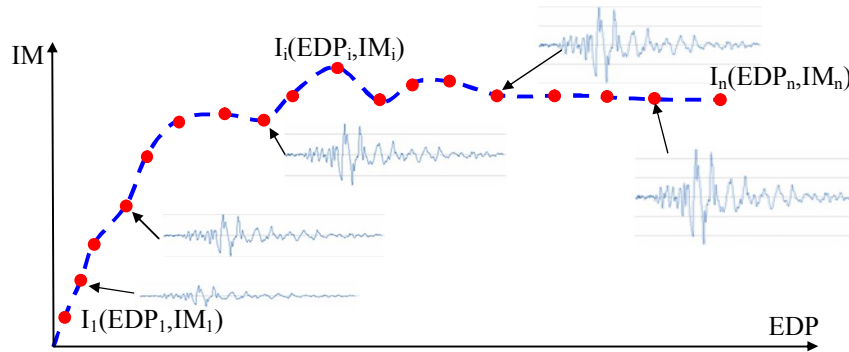
тада се скалирање врши према:

$$PGA_{s,i+1} = PGA_{s,i-1} + \frac{(PGA_{s,i} - PGA_{s,i-1})}{3}, \quad (5.27)$$

док за факторе скалирања важи:

$$F_{s,1} < F_{s,i} < F_{s,n} \quad (5.28)$$

Потребан број нелинеарних динамичких анализа (NDA) у оквиру једне инкременталне нелинеарне динамичке анализе (INDA) одређује се према (Ćosić, 2010). На слици 5.18 је приказана конструисана INDA *pushover* крива  $IM=f(EDP)$  интерполацијом дискретних вредности  $I_i(EDP_i, IM_i)$  из NDA анализа за скалиране акцелерограме од еластичног, преко нелинеарног, све до домена колапса. На апсциси су представљене вредности параметра инжењерског захтева (EDP - *engineering demand parameter*), а на ординати вредности мере интензитета (IM - *intensity measure*).



Слика 5.18 INDA *pushover* крива  $IM=f(EDP)$  са дискретним вредностима из NDA анализа и скалираним акцелерограмима (Ćosić i Brčić, 2012)

Термин INDA анализа примењен у овом истраживању је еквивалентан термину постојеће IDA (*Incremental Dynamic Analysis*) анализе  $INDA \equiv IDA$ , уколико је IDA анализа потпуна нелинеарна анализа са развојем и геометријске и материјалне нелинеарности у систему. У поступку одређивања убрзања, брзине и померања интеракције шип-гло, за услове дејства земљотреса, посматрају се диференцијалне једначине кретања:

$$[M]\{a\} + [C]\{v\} + [K]\{d\} = \{Q\}. \quad (5.29)$$

Решавање једначина (5.29) се спроводи нумеричком интеграцијом корак по корак (*step*

by step) Hilber-Hughes-Taylor-овим (ННТ) поступком у модификованом облику (Hilber et al., 1977):

$$[M]\{a\}_{i+1} + (1 + \alpha)[C]\{v\}_{i+1} - \alpha[C]\{v\}_i + (1 + \alpha)[K]\{d\}_{i+1} - \alpha[K]\{d\}_i = \{Q\}_{i+\alpha}, \quad (5.30)$$

а за тренутак времена:

$$t_{i+1} = t_i + \Delta t, \quad (5.31)$$

где је  $[M]$  матрица маса,  $\{a\}$  вектор убрзања,  $[C]$  матрица пригушења,  $\{v\}$  вектор брзине,  $[K]$  матрица крутости,  $\{d\}$  вектор померања,  $\{Q\}$  вектор спољашњих генералисаних сила. Вектори померања и брзине изражавају се према:

$$\{d\}_{i+1} = \{d\}_i + \Delta t\{v\}_i + \frac{\Delta t^2}{2} [(1 - 2\beta)\{a\}_i + 2\beta\{a\}_{i+1}], \quad (5.32)$$

$$\{v\}_{i+1} = \{v\}_i + \Delta t[(1 - \gamma)\{a\}_i + \gamma\{a\}_{i+1}], \quad (5.33)$$

док за вектор спољашњих генералисаних сила важи:

$$\{Q\}_{i+\alpha} = \{Q\}(t_{i+\alpha}), \quad (5.34)$$

где је:

$$t_{i+\alpha} = (1 + \alpha)t_{i+1} - \alpha t_i = t_{i+1} + \alpha \Delta t. \quad (5.35)$$

ННТ поступак постаје безусловно стабилан уколико су параметри  $\alpha$ ,  $\beta$  и  $\gamma$  изабрани у складу са релацијама:

$$\alpha \in \left[-\frac{1}{3}, 0\right], \quad \beta = \frac{1}{4}(1 - \alpha)^2, \quad \gamma = \frac{1}{2} - \alpha. \quad (5.36)$$

Корекција матрице крутости система спроводи се после сваког аплицираног корака времена, а према инкрементално-итеративној *Newton-Raphson*-овој методи.

У SAP2000 су уграђене ове релације, тако да се може изабрати  $-1/3 \leq \alpha \leq 0$ , а за уобичајену вредност  $\alpha = 0.00 \rightarrow \beta = 0.25, \gamma = 0.50$  (Напомена: тачка у изразима замењује зарез).

## 5.4 НУМЕРИЧКЕ АНАЛИЗЕ КОНСТРУКЦИЈЕ МОСТА

### 5.4.1 ОПИС ОБЈЕКТА И МОДЕЛА

За нумеричке анализе изабран је издвојени средњи рам једног надвожњака. Надвожњак је пројектован као регуларна АБ монтажно-монолитна конструкција са два поља, са распоном  $2 \times 24 \text{ m} = 48 \text{ m}$  (слика 5.19). У пољу су приказани монтажни носачи са попречним монолитним ребрима.

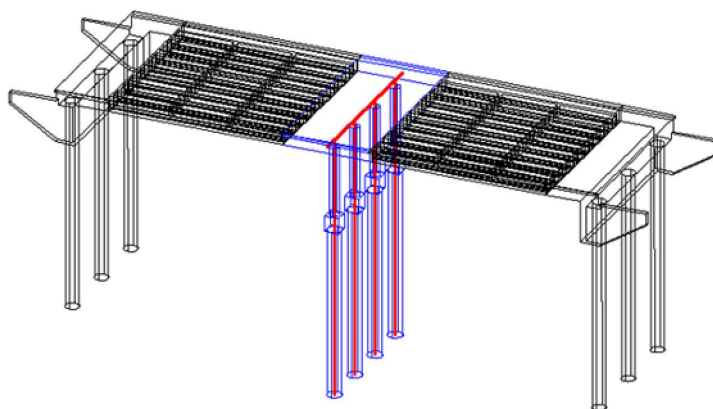
Након уобичајене припремних радова почиње извођење бушених шипова (НВ). Шипови се израђују у челичној цеви, армирају и бетонирају на лицу места. Након завршетка и крајцовања (обијања горњег дела „слабог“ бетона) шипова средњег рама, изводи се АБ блок – наглавница (облика коцке) као прелазни елеменат у којој се остварује настављање арматуре шипа и стуба. Коцка је странице 1,30 m. Сви шипови су пречника 1,20 m.

Око шипова спољних рамова се израђују крилни зидови који повезују приступни пут насипа и приступни пут до надвожњака. Насип се у овом случају израђује од

материјала скоро истих карактеристика као и код доњег тла, како се не би појавила концентрисана сила смицања у шиповима или пластификације, на месту нагле промене крутости слојева.

### ДИНАМИЧКИ МОДЕЛ КОРИШЋЕН ЗА ПРОРАЧУН

Систем средњег рама се састоји од четири бушена шипа пречника 1,20 m, који се настављају са четири кружна стуба пречника 0,90 m. Прелаз попречног пресека са шипа на стуб остварен је преко коцке странице 1,3 m. Стубови су у врху спојени са монолитном гредом висине 1,15 m, и ширине 8 m. Греда се на крајевима наставља са пешачким стазама, које су унете као оптерећење. У средини, оне се повезују са монтажним носачима. Осовинско растојање између стубова је 4,15 m (или 3,46 пречника).



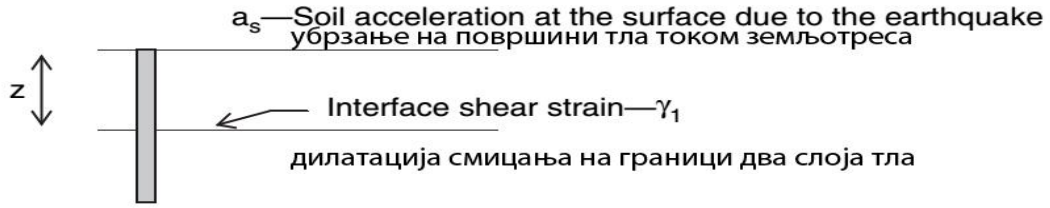
Слика 5.19 3D модел конструкције и темеља на шиповима са крилним зидовима

Шипови су дужине 14,50m. Чиста висина стубова је  $6,48 \text{ m} - 1,15/2 \text{ m} = 5,90 \text{ m}$ , за које је укључена функција offset за штапове, са одговарајућом дужином и вредношћу круте зоне у чвору (rigid zone factor)  $k$ . Тло је моделирано преко обостраних линк елемената са  $p$ -у кривама, које су напрегнуте само на притисак. У овом случају средњи рам је формиран за прорачун ефеката земљотреса у попречном правцу моста.

Услови ослањања крајњих рамова у односу на средњи рам значајно се разликују, иако су фундирани на шиповима истог типа и пречника. Базе четири шипа средњег рама, су за два метра ниже од шипова крајњег рама (којих има по 3). Упркос томе шипови крајњег рама су дужи јер се они настављају скоро 5,5 m, изнад коте терена и ови шипови садејствују са касније насутим тлом за приступни пут.

### Д Крајњи рам

У ЕН 1998:2004 (Еврокоду 8) дата је препоруке да код фундарања на шиповима треба избегавати нагле промене крутости слојева тла. Када је то немогуће избећи, и када је однос крутости суседних слојева тла већи од 5 или 6, тада ће се услед одређеног нивоа сеизмичког дејства у околини границе ових слојева јавити пластични зглоб. Прорачун смичуће силе у шипу на граници два слоја различите крутости, услед дејства земљотреса приказан је у (Рајараксе, 2008), а урађен је према процедури Milonakis-а. Осовински размак ових шипова је 6 метара (или 5 пречника шипова). Коцка за наставак арматуре овде не постоји, јер се шипови изводе у целости, све до наглавне греде која је мало упуштена (за 50 cm) и представља интегрални део моста.



**Figure** Interface shear strain

Слика 5.20 Модел за прорачун дилатације смицања на границу између два слоја тла  
Дилатација на граници слојева се срачунава према изразу:

$$\delta = k_1 / E_1 = k_2 / E_2 \quad (5.37)$$

При томе треба имати у виду да се вредности односа ( $k/G$ ) за тло налазе у интервалу од 2,5 до 4,0. Израз  $k=3G$  даје добру апроксимацију за тло. Моменат савијања је пропорционалан са  $(k)^{1/4}$ , и неки тачнији поступак налажења вредност за  $k$  није загарантован.

$$\gamma_1 = (r_d \cdot \rho_1 \cdot h_1 \cdot a_s) / G_1 \quad (5.38)$$

$$\delta = 3 / (1 - \nu^2) [(E_p / E_1)^{-1/8} (L / d)^{1/8} (h_1 / h_2)^{1/2} (G_2 / G_1)^{-1/30}] \quad (5.39)$$

У кораку 3, изналази се преносни коефицијент, који се срачунава према изразу:

$$(\varepsilon_p / \gamma_1) = \frac{(c^2 - c + 1) \{ [3(k_1 / E_p)^{1/4} (h_1 / d) - 1] c(c - 1) - 1 \}}{2c^4 (h_1 / d)} \quad (5.40)$$

Где су:

$a_s$  - убрзање на површини тла током земљотреса,

$$r_d = 1 - 0.015z$$

$z$  - дубина у метрима од површина тла до границе два слоја ( $m$ ),

$\rho_1$  - маса (збијеност) горњег слоја тла ( $t/m^3$ ),

$h_1$  - дебљина горњег слоја тла ( $m$ ),

$$c = (G_2 / G_1)^{1/4}$$

$\gamma_1$  - дилатација смицања на граници два слоја тла,

$\varepsilon_p$  - дилатација савијања најудаљенијег влакна шипа.

Моменат савијања шипа се срачунава, према отпорности материјала (еластична линија, теорија савијања греде)

$$M = \sigma_p / W = (\sigma_p \cdot I) / y = (E_p \cdot \varepsilon_p \cdot I) / y \quad (5.41)$$





На MRO мосту је постављено 26 акцелерометра 1978, и још 6 инструмената 1992. године. У дну рупа постављено је 12 инструмената, за осматрање простирање таласа из дубоких слојева тла ка површини. Мост се састоји од два распона од преднапрегнутих греда које су део коловозне табле.

Модални облици и основна својства система конструкција-тло су упоређени са вредностима која су измерена на објекту моста (стварним покретима тла). Конструкција је густо инструментализована и била је побуђена неколико пута са значајним земљотресима, што је послужило као идеална референтна тачка, за проверу исправности анализе.

Опорац је постављан на насипу, а сваки опорац је ослоњен на по седам дрвених шипова. Централни стуб је пречника 1,5m, а висине од врха шипова је 7,9 m. Укупно 18 подужних шипки арматуре коришћено је за стуб. Темељ је ослоњен на 25 дрвених шипова, на растојању 0,91m.

На основу мерења срачунавањем уназад одређена је припадајућа маса тла која садејствује са крилним зидом, током земљотреса, за трансверзални тон. Опорац је ослоњен на дрвене шипове  $M = kT^2/(4\pi^2) = 1848 \text{ tona}$

Својства материјала који се користи за насип је у збијеном стању  $1600 \text{ kg/m}^3$  а брзина смичућих таласа тла  $V_s = 110 \text{ m/sec}$ . Те вредност дају смичући модул  $19.4 \text{ MPa}$ , за меку глину.

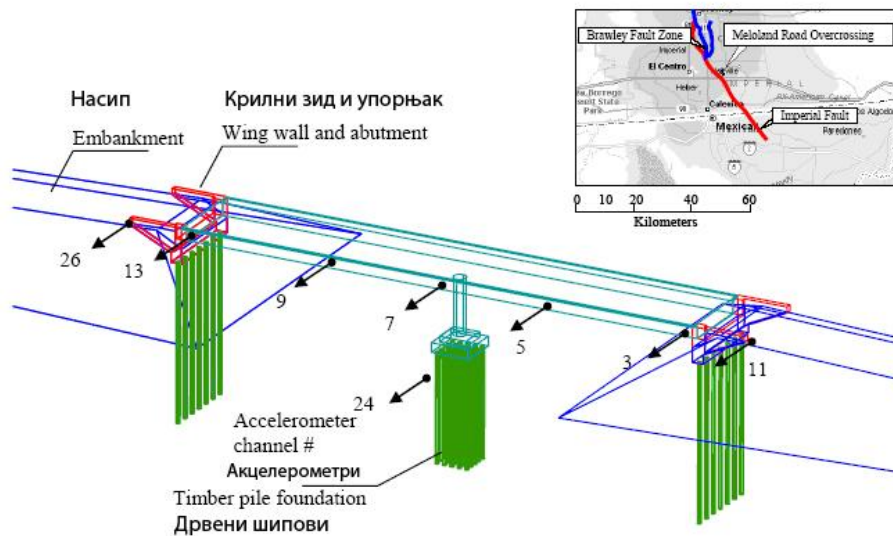
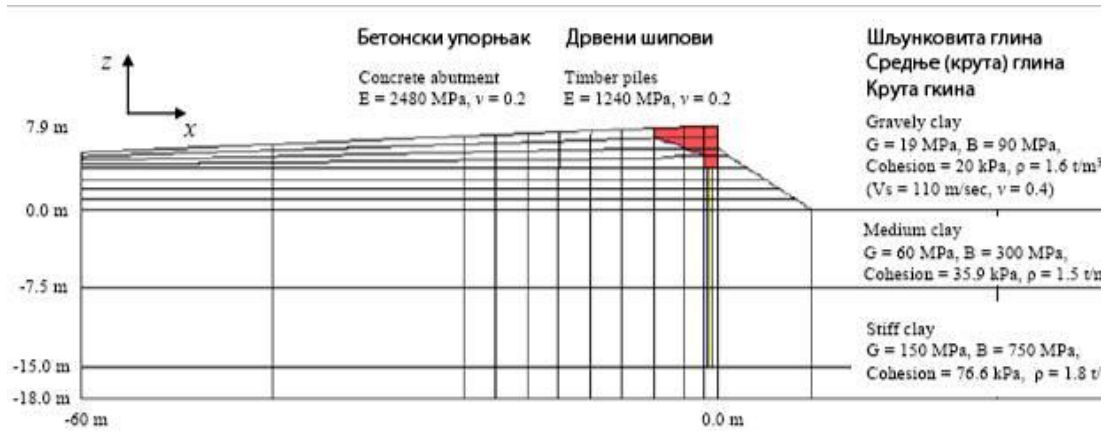
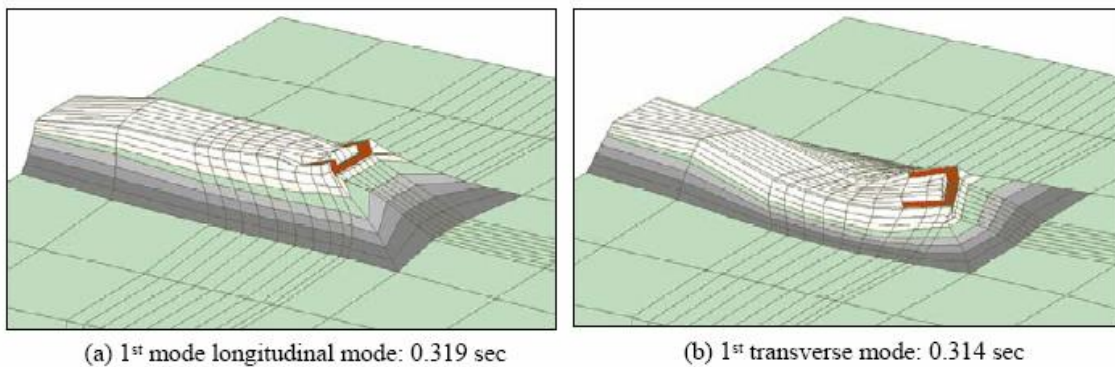


Figure The configuration of MRO Bridge

Слика 5.22 Диспозиција и 3Д модел MRO моста. Горe десно положај раседа Imperијал Валеј и ElCentro са скалом у километрима



Слика 5.23 МКЕ модел насипа, ослоначког стуба – опорца и ослоначких шипова



Слика 5.24 Својствени облици и периоди насипа

Димензије везних греда обично се одређује у односу на интензитет нормалне силе у стубовима и попречне силе у везним гредама. Везне греде својом крутошћу утичу на изједначавање слегања темеља у нивоу глава група шипова. Крутост везних греда мора бити тако изабрана да дође до њиховог оштећења пре наглавних греда-капа шипова, јер се тиме расипа сеизмичка енергија.

Испитани и анализирани су следећи модели, и карактеристичне вредности прорачуна су изложене у овом раду.

- Модел 1 Основни модел без ојачања везним гредама
- Модел 2 Модел са везним гредама  $AB \ b/d=60/40$

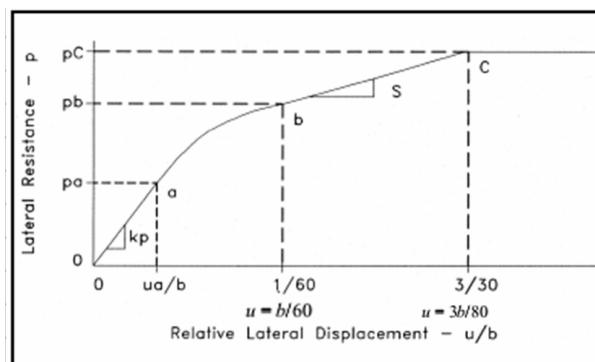
Сви прорачуни су изведени са почетном матрицом крутости изведеном на крају напонског стања од сопствене тежине.

Модели који су истражени у овом раду, настављају се на истраживања приказана у (Suarez, 2005), али основни модел у овом раду није у потпуности идентичан са тим моделом. То је последица тога, што су нови модели прилагођавани захтевима ојачања конструкције у неколико корака као што је увођење везних греда, а стуб и шип нису истих димензија. Такође су, због облика слома система тло-шип-конструкција приказаног на слици 5.25, продужене  $p$ -у криве линк елемената веза, као константне вредности након тачке С (слика 5.25). За правце будућег истраживања предвиђена је и варијација облика  $p$ -у криве, као и други модели тла. Прецизније криве се могу видети и код Wilsona у дисертацији. Код примене  $p$ -у кривих лакша за употребу је (Mosher, 2000) са API формула (за циклично оптерећење):

$$P = 0.9 p_u \tanh\left(\frac{kH}{0.9 p_u} y\right) \quad (5.42)$$

Међутим, да би формула била што сличнија моделу Соох, Rees и Matlock треба да изгледа:

$$P = 1.0 p_u \tanh\left(\frac{k_0(z)}{0.9 p_c} y\right) \quad (5.43)$$



Слика 5.25  $P$ -у крива за песак, према (Mosher) Reese, Cox, Кооп.

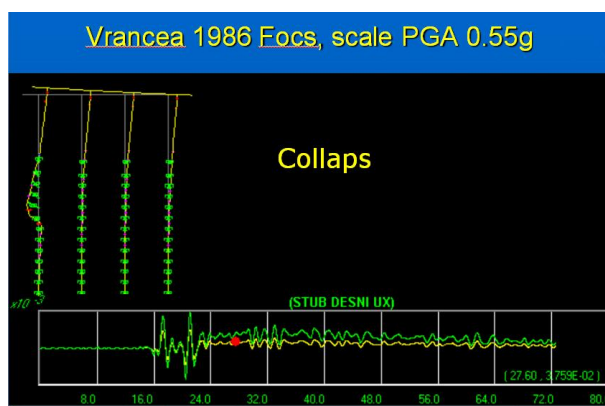
За шип  $b=120$  cm, померање :  $u_c = 3 \cdot 120/80 = 4,5$  cm

Веома битан параметри за предвиђање понашања шипова у песку су

$\varphi$  - угао унутрашњег трења, и

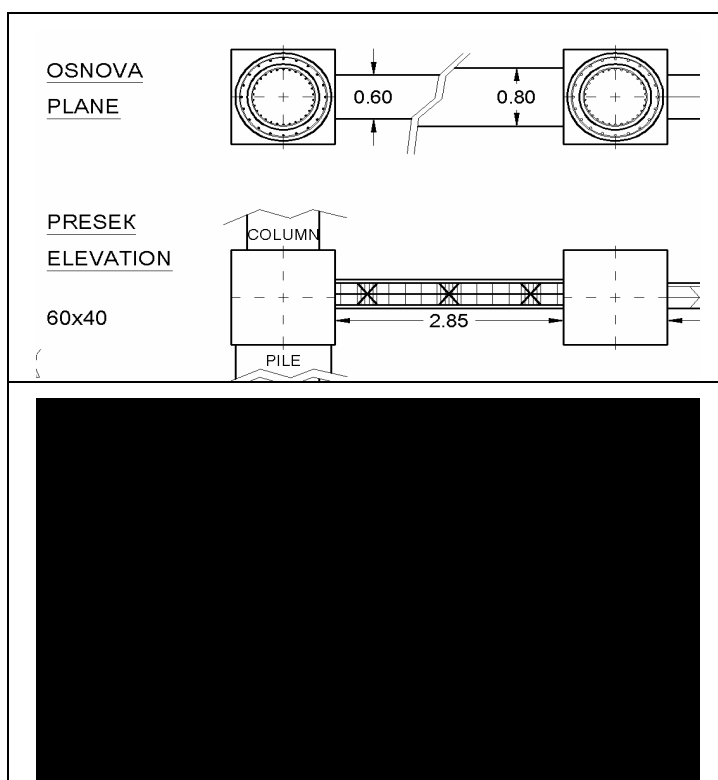
$\gamma$  - јединична тежина песка.

АБ везне греда је додате између АБ коцки у ископу са двостраном оплатом приказана је на слици 5.27. Везне греде могу бити направљене са надвишењем у средини распона (за правце даљег истраживања). Надвишење једнако дозвољеном максималном угибу је (око 1,5-2 cm), мада се, у овом случају, могу дозволити и нешто више вредности. Надвишење се уводи из два разлога. Један разлог је што се „програмира“ отварање пластичног зглоба и у пољу, што повећава дисипацију енергије унету земљотресом у статички неодређену конструкцију. Други разлог је да се „програмира“ лучно дејство тј. „прескок“ греде, по аналогији са плитким луком како би се компензовало евентуално слегање тла. Након отварања три пластична зглоба по једној везној греди, она тада садејствује са збијеним слојем туцаника. Тиме се активира трење између греде и тампон слоја туцаника. Тампон је дебљине око 10 cm, а шљунак испод тампона бетона је парцијално постављен испод везне греде, како би се омогућило расипање сеизмичке енергије у овом делу система конструкција - тло. Нови слој не сме бити комплетно ојачан јер то би имало контраефекат, основна идеја је да се осипање енергије обавља прво у везним гредама и околном тлу. За ово истраживање треба, у средини везне греде, увести линк елемент трења и хоризонталном правцу.



Слика 5.26 Основни Модел 1 . VR86FocsNS scale PGA at 0.50g. Колапс у систему тло - шип. Слика је изведена из филма, одабран је тренутак када се ломи шип, а дијаграм померања чвора 5 и 6 у доњем делу омогућава лакше праћење дејства и дрифта током земљотреса (Б. Фолић, и др., 2013)

Димензије греда у овом случају су  $b/h = 60/40$  cm, а за правце даљег истраживања  $60/60$  cm,  $80/60$  и  $80/70$  cm. Претпоставља се да ће везна греда  $80/60$ , са адекватном арматуром имати повољнији утицај од осталих. Веће димензије греда би имале вредност крутости блиске стубовима, што је неповољно. Следећи корак укључује цртеж детаља арматуре у размери, тако се може добити реална слика димензија

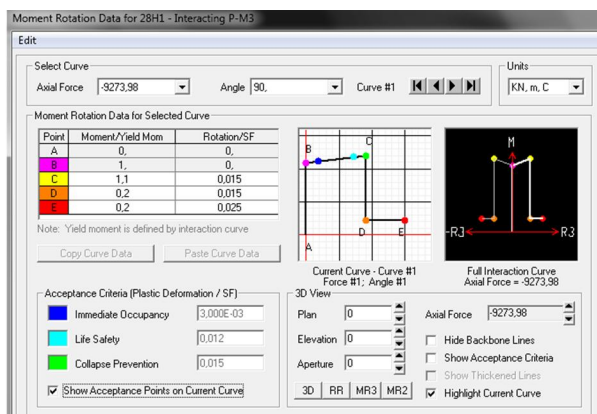


Слика 5.27 Основа и попречни пресек везне греде. Приказани су неке могућности распореда и вођења арматуре.

Осовинско растојање шипова је свега 4,15 m, узимајући у обзир димензије коцки страница 1,30 m, преостала дужина везне греде је 2,85 m. Ово наводи на закључак да се централни зглоб уводи само код греда веће висине (попречног пресека) од 40 cm. На дужину пластичног зглоба може се утицати избором типа и пречника подужне

арматуре као и облика и димензија АБ попречног пресека. Неопходно је утегнути пластични зглоб коришћењем узенгија или спирала.

Систем се за прорачун у софтверу SAP2000 пружа могућност увођења линк елемента трења (friction) између греде и тла. Коефицијент трења је мањи од  $\tan(40) = 0,84$ . Будућа истраживања и фитовање модела морају бити у складу са изабраним принципима ојачања.



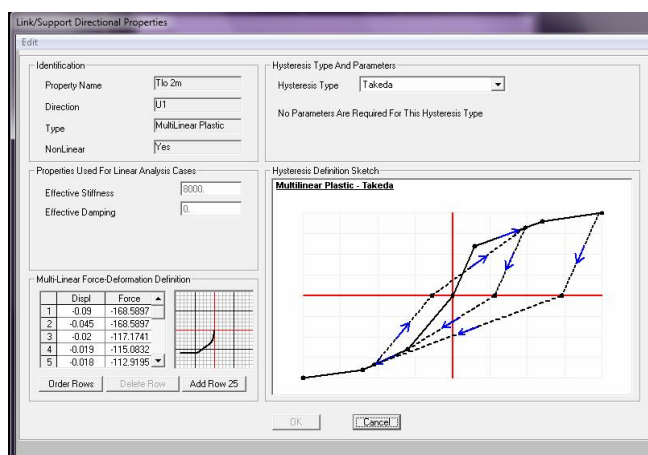
Слика 5.28 Пластични зглоб за вертикалне конструктивне елементе (момент-аксијална сила). Користе се различите боје за лакшу индентификацију стања пластичног зглоба: B)pink–yielding limit, IO)Immediate Occupancy, LS) cyan-LS Life Safety, C)green – CP Collapse Prevention, D) orange – residual strength, E) red – total collaps.

ТН испитивања утицаја везних греда, на сеизмичко ојачање конструкција, на моделу без утицаја трења, показује да се пластични зглобови селе из шипова у стубове, и да исти, који су у стубовима имали ознаке LS (life safety) и CP (collapse prevention), сада доживљавају стање колапса. То нам даје на знање да је дата конструкција у прорачунском моделу добро конципирана, пројектована и пропраћена одговарајућим детаљима.

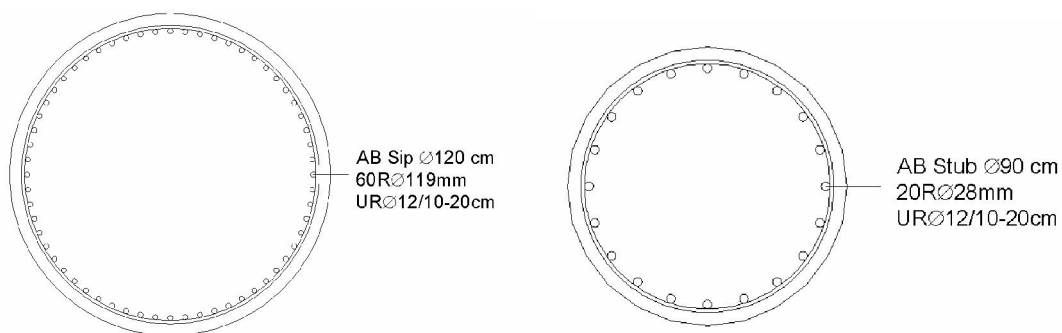
Крутоост чвора на ротацију на месту континуитета шип-стуб увођењем везне греде се повећава, а тиме и формирања пластичних зглобова и у стубу, а не само у везној греди.

### Кратка анализа просторног модела

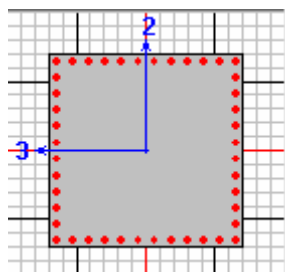
Уколико се уместо средњег рама изведе један масивни стуб повећава се оптерећење на шипове. Пример је мост MRO и Paintere Street Bridge (PSB). Код PSB моста су изведена два средња стуба косо у односу на подужну осу, јер је и мост такав. Базе шипова средњег рама (којих има 4) су за два метра ниже од шипова крајњег рама (којих има по 3). Упркос томе шипови крајњег рама су дужи јер се они настављају скоро 5,5 m, изнад природне површине тла и ови шипови садејствују са касније насутим тлом за приступни пут.



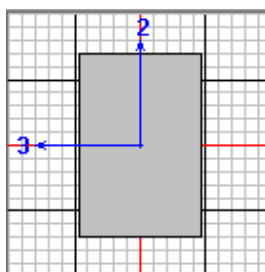
Слика 5.29 Моделовање  $p$ - $u$  криве коришћењем линк елемента, мулти линеарног пластичног материјала са Такеда хистерезисним типом пригушења. (Анвелоба је  $p$ - $u$  крива)



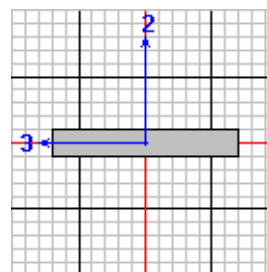
Слика 5.30 Попречни пресек АБ шипа МБ30; Слика 5.31 Попречни пресек АБ стуба МБ30



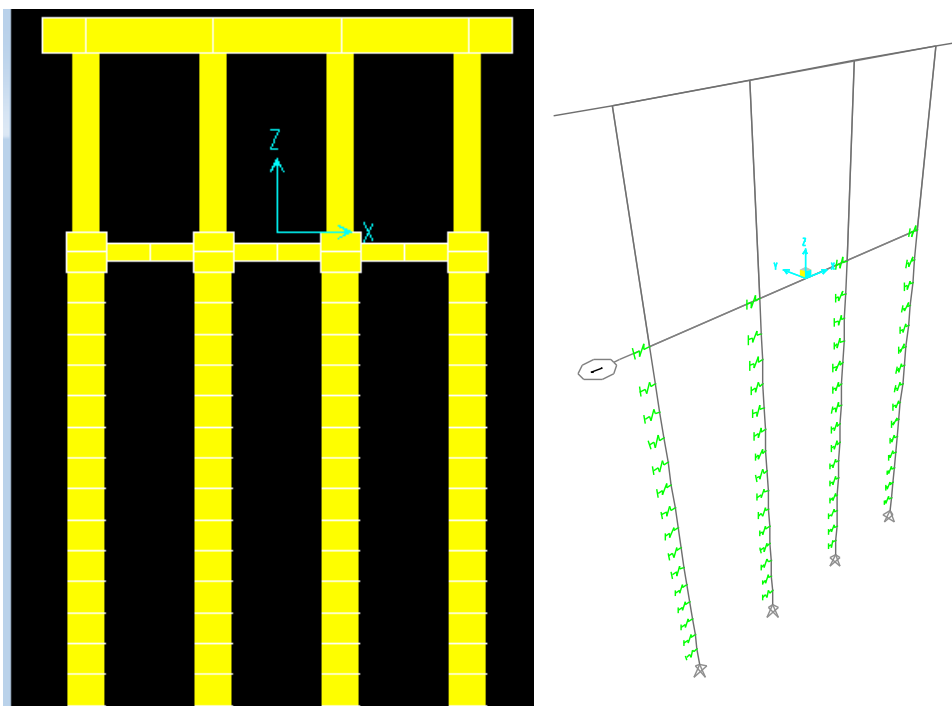
Слика 5.32 Попречни пресек кроз АБ коцку:  $b/d=130/130$  cm; МБ30;  $\Sigma 40R\varnothing 28$  (0,90%)



Слика 5.33 Пресек АБ Везне Грде:  $b/d=40/60$  cm; МБ30;  $\Sigma 8R\varnothing 14=\pm 2 \times 3,08$  cm<sup>2</sup> (0,51%)



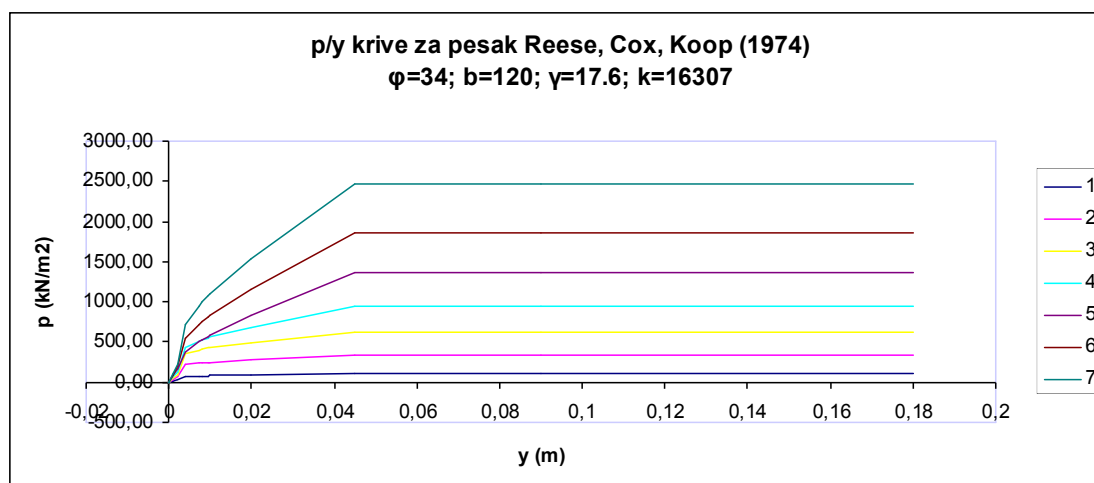
Слика 5.34 Попречни пресек АБ плоче:  $b/d=800/115$  cm; МБ40;  $\pm 2 \times 240$  cm<sup>2</sup> (1,04%)



Слика 5.35 Прорачунски модел средњег рама са везним гредима

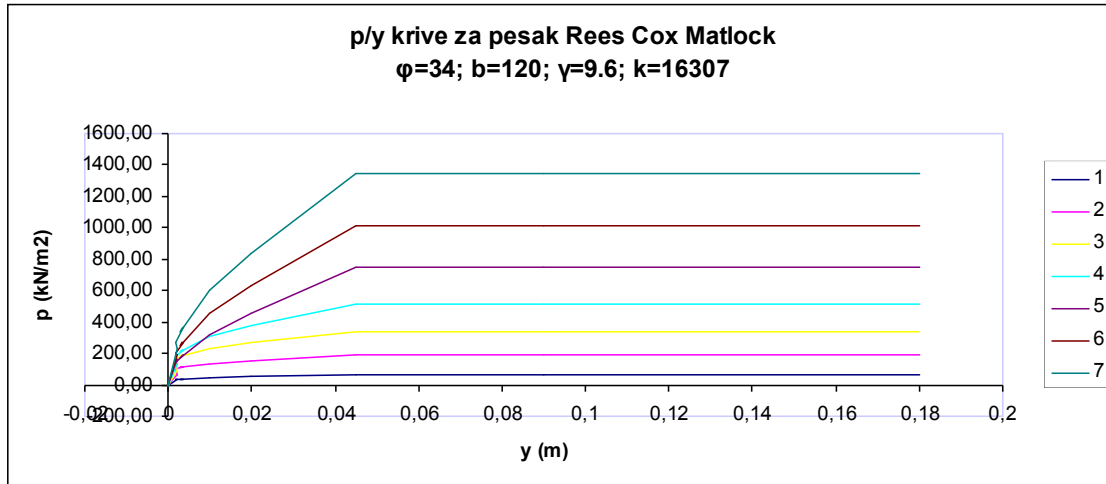
Коришћена су два модела тла: 1 хомогено тло, и 2 двослојно тло.

Стандардне криве  $p$ - $y$  криве срачунате су према методи Ris Koks Kup, за потопљен и сув песак, са следећим параметрима:  $\phi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=9.6$  (и 17,6)  $\text{kN/m}^3$ ;  $k=16307$   $\text{kN/m}$ . Постоји делимична модификација која се састоји у томе да је узета тежина (потопљеног и) непотопљеног средње збијеног песка а почетни модул тла за потопљен средње збијен песак. Код зграда је песак коплетно потопљен  $\gamma=9.8$   $\text{kN/m}^3$ , и ширина шипа је 60 cm, те се криве код зграда разликују од ових код мостова. Само су сличне нису исте.

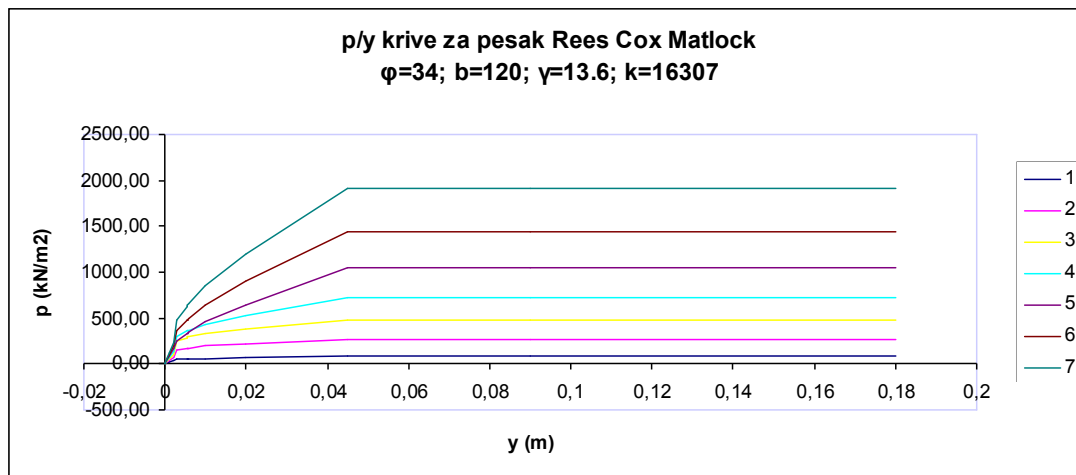


Слика 5.36 Фамилија  $p$ - $y$  кривих за песак (циклично оптерећење) за дубину до 7м, на сваких метар дубине,  $p$ - $y$  криве за песак према Reese Cox Кооп.  $\phi=34$ ;  $b=120$ ;  $\gamma=17.6$ ;  $k=16307$  (строго узевши  $\gamma<10$ , код потопљеног песка). Слични параметри су дати код Suarez (2005).





Слика 5.37 Фамилија  $p$ - $y$  кривих за песак (циклично оптерећење) за дубину до 7m, на сваких метар дубине,  $p$ - $y$  криве за песак према Rees Cox Matlock.  $\varphi=34$ ;  $b=120$ ;  $\gamma=9.6$ ;  $k=16307$



Слика 5.38 Фамилија  $p$ - $y$  кривих за песак (циклично оптерећење) за дубину до 7m, на сваких метар дубине,  $p$ - $y$  криве за песак према Rees Cox Matlock  $\varphi=34$ ;  $b=120$ ;  $\gamma=13.6$ ;  $k=16307$ . Ово је средња вредност  $\gamma$ , ове  $p$ - $y$  криве су дате ради поређења са друге две фамилије кривих, нису коришћене за прорачунске моделе тла.

Код  $p$ - $y$  кривих за песак, према истраживању Мајера и Риса 1979, за циклична оптерећења, највише утицаја на померање шипа има параметар угао унутрашњег трења и тежина тла. Овде је дакле моделовано двослојно тло које у горњем делу има слабије параметре носивосто него доњи слој (део 5.6.5.-5.6.8 и 5.6.13.1-5.6.13.4). Код двослојног тла, до дубине од 5.5 m (првих пет опруга) је срачунато као за потопљено тло, тако што је промењена тежина тла која тада износи  $9,6 \text{ kN/m}^2$ .

У некој области која је испресецана путевима различите важности, анализа повредљивости конструкције, и утврђивање фактора значаја за мостове, не треба само да буде регулисана појединачним разматрањем објеката. Неопходно је створити услове за одвијање саобраћаја и транспорта у ванредним условима. У овим случајевима је могуће да једна конструкција, која је направљена на више локација, има различите нивое значаја у обезбеђивању заштите и функционалности, чак и под веома сличним условима и под претпоставком да су лоциране на путевима истог приоритета и интензитета саобраћаја. Овде је могуће дефинисати матрице суседства где се путања одређених тачака или локација могу сматрати приоритетним. Путање могу бити затворене петље или отворене криве линије, са или без укрштања.

У нумеричким анализама које су надаље приказане и анализиране су усмерене на проучавање значаја избора конструктивног система и утицај сеизмичког ојачања постављањем везних греда, односа крутости, дуктилности и пригушења конструктивних елемената система.

#### Напомена:

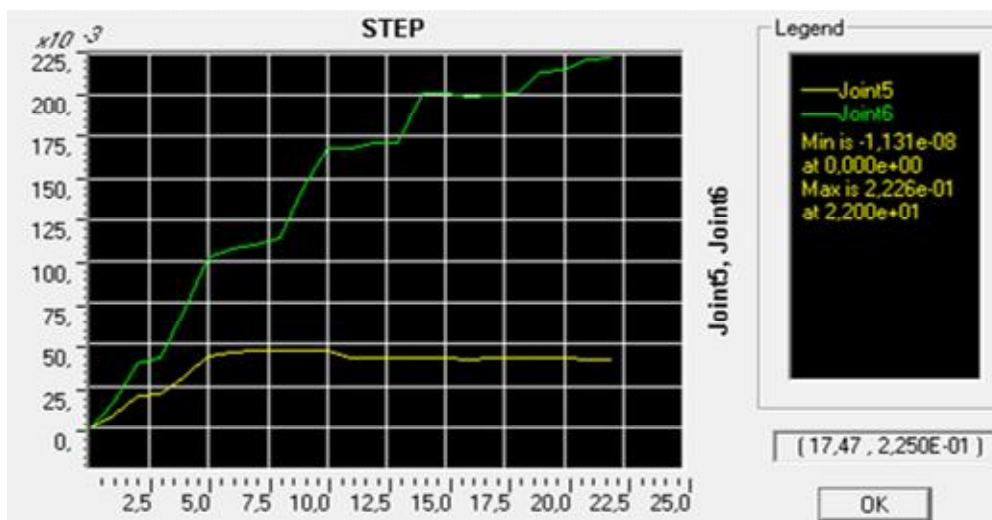
Разлика модела са тамном подлогом и светлом подлогом код мостова

Код слика са црном позадином модели за мостове имају, константан по дубини, линеарни део крутости. Такође коришћене су модификоване  $p$ -у криве (дате у прилогу), и пластични зглобови на шиповима су постављени у средини распона, коначног елемента шипа, који је дужине 1m.

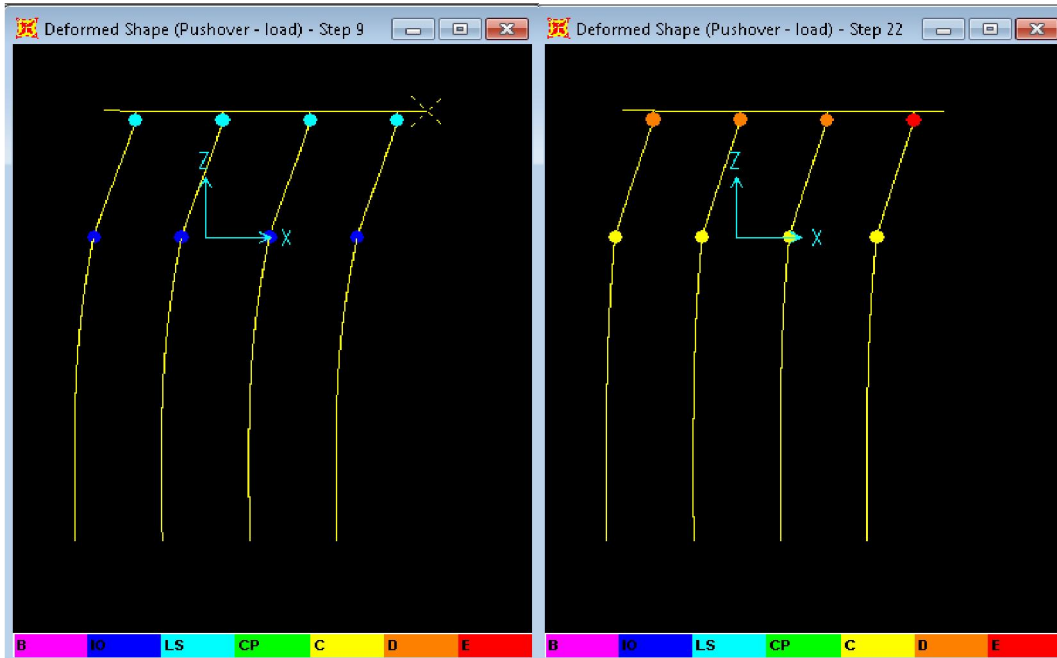
Код слика са светлом позадином коришћене су  $p$ -у криве према Коксу, Рису, Купу које су дате у уводном делу ове главе (и у прилогу Д). Такође се разликују места пластичних зглобова, који су на шиповима постављени на крајевима коначног елемента шипа, уз опруге или  $p$ -у криве.

#### **5.4.2. ПУШОВЕР АНАЛИЗА 2Д РАМА ОСНОВНИ МОДЕЛ ТЛО МОДЕЛОВАНО КАО МОДИФИКОВАНЕ $P$ -У КРИВЕ ВГ 40/60СМ**

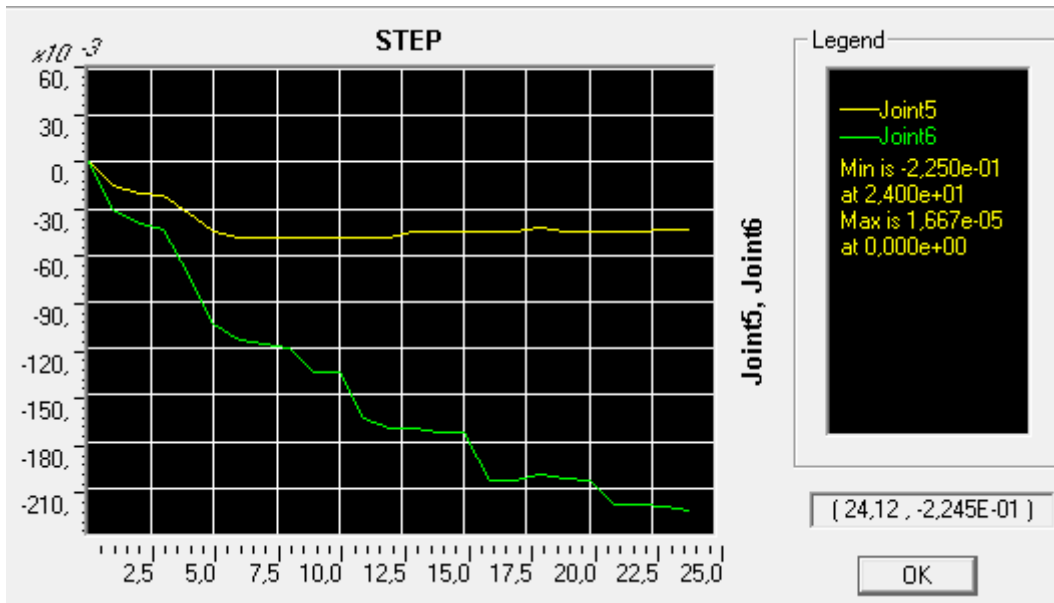
У наставку су дати резултати померања за три врсте облика пушовер оптерећења. Везна греда се посматра као секундаран елемент конструкције. За ВГ се може користити и фактор крутости 0,50. За остале примарне елементе се не сме користи фактор крутости нула. Нпр за чвор стуб-горња греда (коловоза плоча) фактор крутости је 1, а то значи да нема деградације везе стуба.



Слика 5.4.2.1 Пушовер крива корак/померање за оптерећење силом у врху средњег рама (Load). Тло модификоване  $p$ -у криве за песак, Стуб је континуалан без offset.  $U_{max}=22.26$  cm

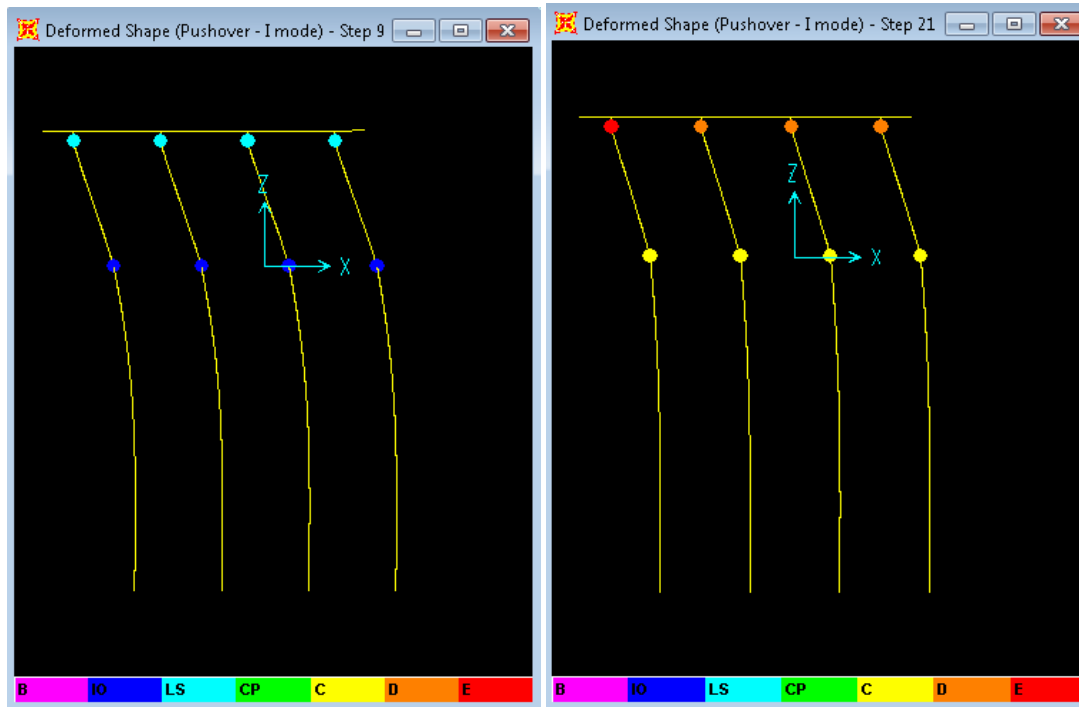


Слика 5.4.2.2 Стање пластичних зглобова у кораку а)9 и б)22. ПушOVER оптерећење облика (Load)  
 Врхови стубова: 4LS (1 LS /стубу)                      Врхови стубова: 3D+1E (1 D /стубу)  
 Дно стубова: 4 IO (1IO/стубу)                      Дно стубова: 4 C (~1 C /стубу)  
 Шипови: -    Шипови: -



Слика 5.4.2.3 ПушOVER крива корак/померање за оптерећење облика распоређеног према убрзању (Acc.).  
 Гло модификоване p-y криве за песак, Стуб је континуалан без offset. Umax=22.50 cm





Слика 5.4.2.6 а,б Стање пластичних зглобова у кораку а)9 и б)21. ПушOVER оптерећење облика 1 тона (1 mode)

Врхови стубова: 4LS ()  
 Дно стубова: 4 IO (1IO/стубу)  
 Шипови: -

Врхови стубова: 3D + 1E ()  
 Дно стубова: 4 C (1C/стубу)  
 Шипови: -

Табела 5.4.2.1 Максимално померање врха стуба Основног модела у зависности од облика оптерећења. Вредност првог и другог својственог тона пре првог и после првог удара. Гло модификоване  $p$ -у криве за песак.

	Load	Acc	1 mode	T1 (sec)	T2 (sec)
Umax (cm) RZ offset 0,50 очитано са графика	22.26	22.50	22,24	0,96453	0,11175
RZ offset 0,50 Nakon 1 zemljotresa				1,63394	0,14242

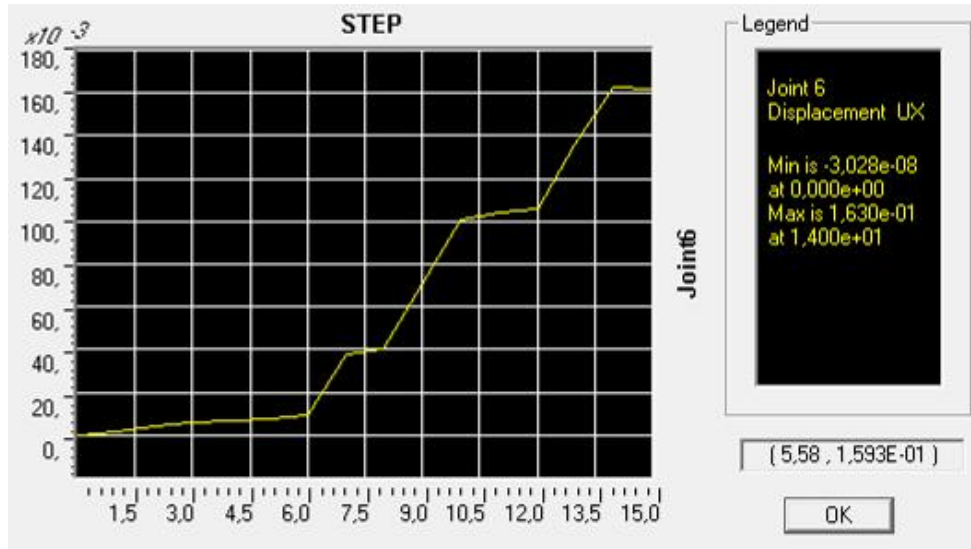
Минимално (најмање максимално) померање је 22,24 см. Према ЕЦ8 минимални број облика пушOVER оптерећења је 2. Максимална померања за сва 3 облика расподеле оптерећења су врло сличног интензитета.

#### Напомена

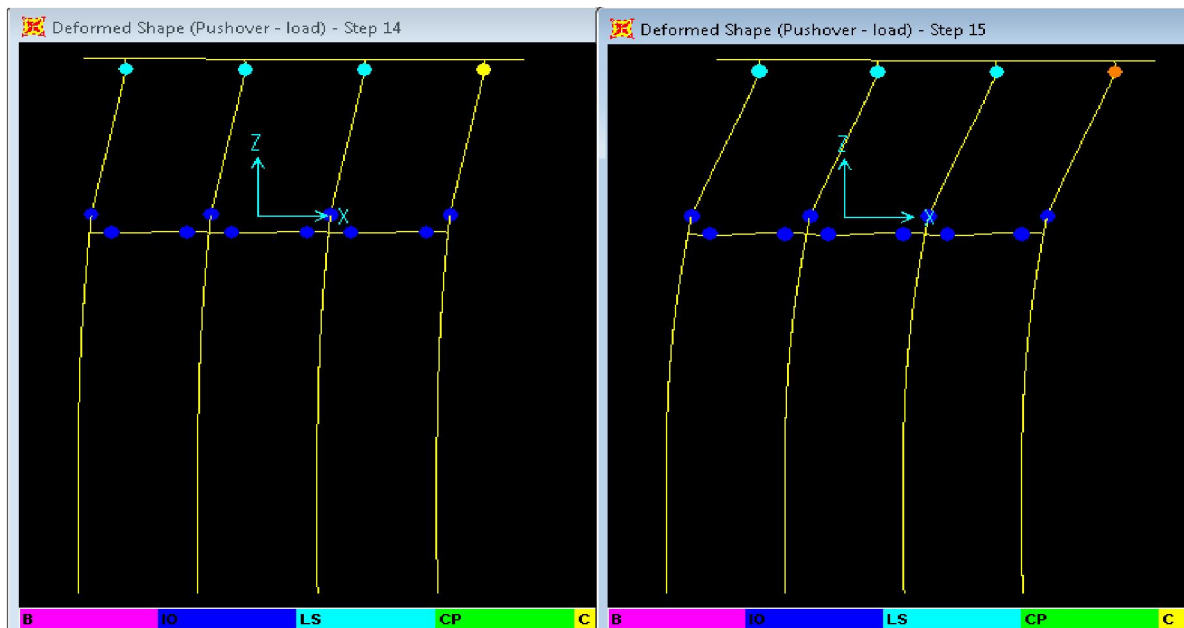
Оптерећење облика Load код мостова су јединичне силе у врху рама.

### 5.4.3. ПУШОВЕР АНАЛИЗА 2Д РАМА СА ВЕЗНИМ ГРЕДАМА ТЛО МОДЕЛОВАНО КАО МОДИФИКОВАНЕ P-U КРИВЕ

У наставку су дати резултати померања за три врсте облика пушOVER оптерећења. Фактор крутости (офсет) чворног краја елемената штапа – везне греде је нула. Везна греда се посматра као секундаран елемент конструкције. За ВГ се може користити и фактор крутости 0,50. За остале примарне елементе се не сме користи фактор крутости нула. Нпр за чвор стуб-горња греда (коловоза плоча) фактор крутости је 1. Фактором крутости се може описати и степен деградације везе елемената у чвору, вредност 1 је када нема деградације везе.

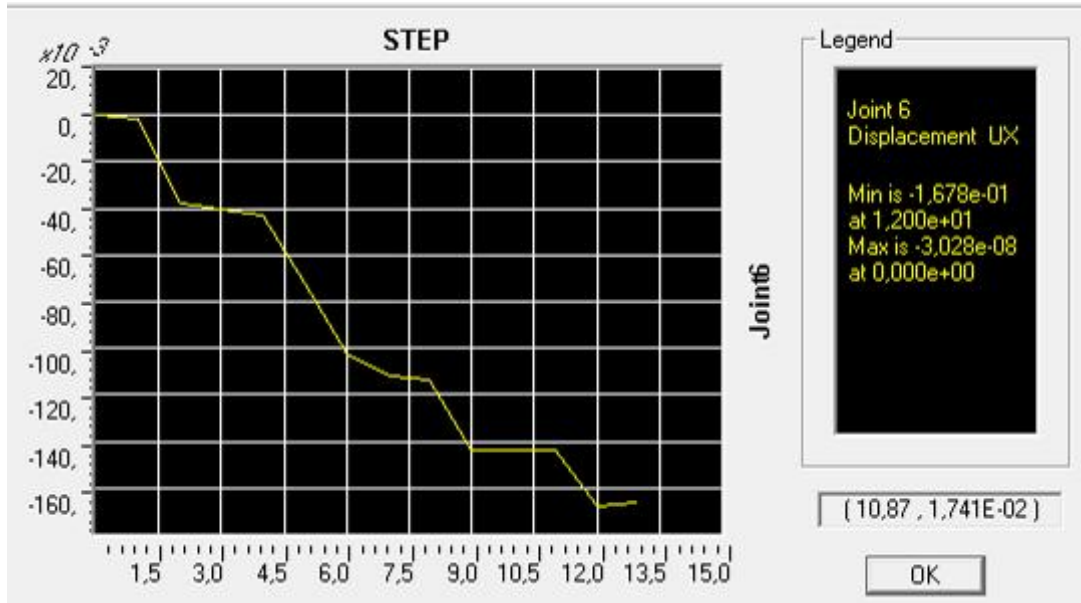


Слика 5.4.3.1 ПушOVER крива корак/померање за оптерећење силом у врху средњег рама (Load). Тло модификоване p-u криве за песак, Везне греде 40/60см, Rigid zone factor за ВГ је 0. Арматура ВГ  $\pm 2 \times 2R\text{Ø}14$ . Стуб је континуалан без offset.  $U_{\text{max}}=16.30$  cm

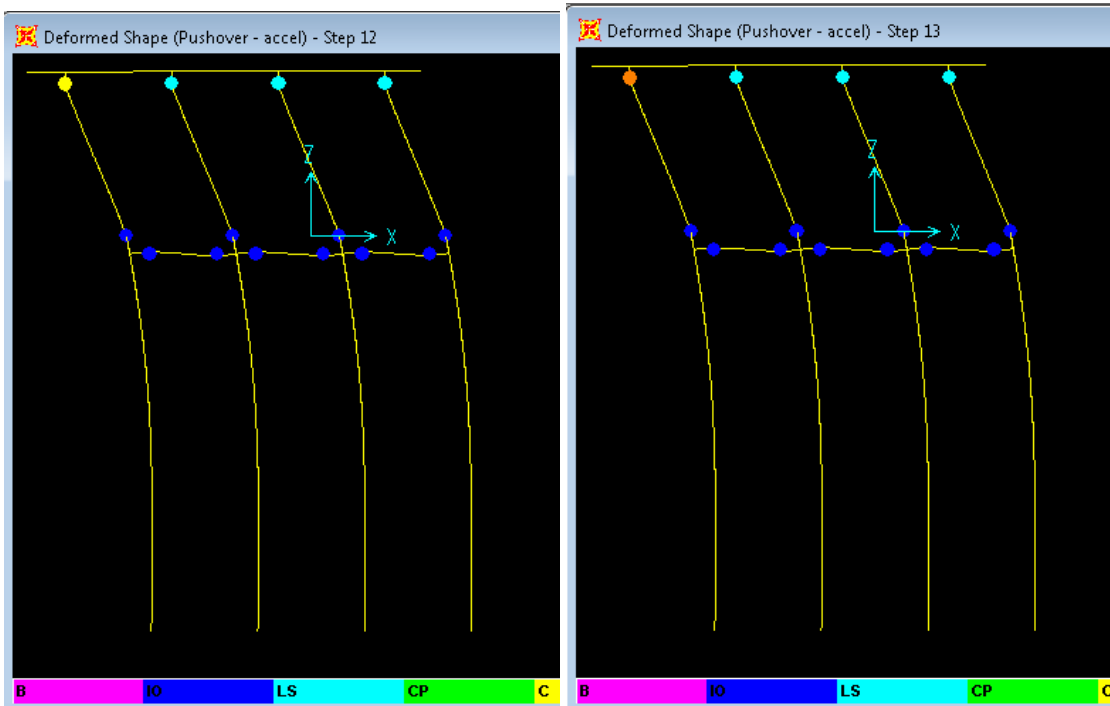


Слика 5.4.3.2 Стање пластичних зглобова у кораку а)14 и б)15. ПушOVER оптерећење облика (Load)

Врхови стубова:	3LS+ 1C ( )	Врхови стубова:	3LS +1D ( )
Дно стубова:	4 IO (1IO/стубу)	Дно стубова:	4 IO (1IO/стубу)
Везне Греде:	6 IO (3x2 IO; 2 IO/VG)	Везне Греде:	6 IO (3x2 IO; 2 IO/VG)
Шипови:	-	Шипови:	-

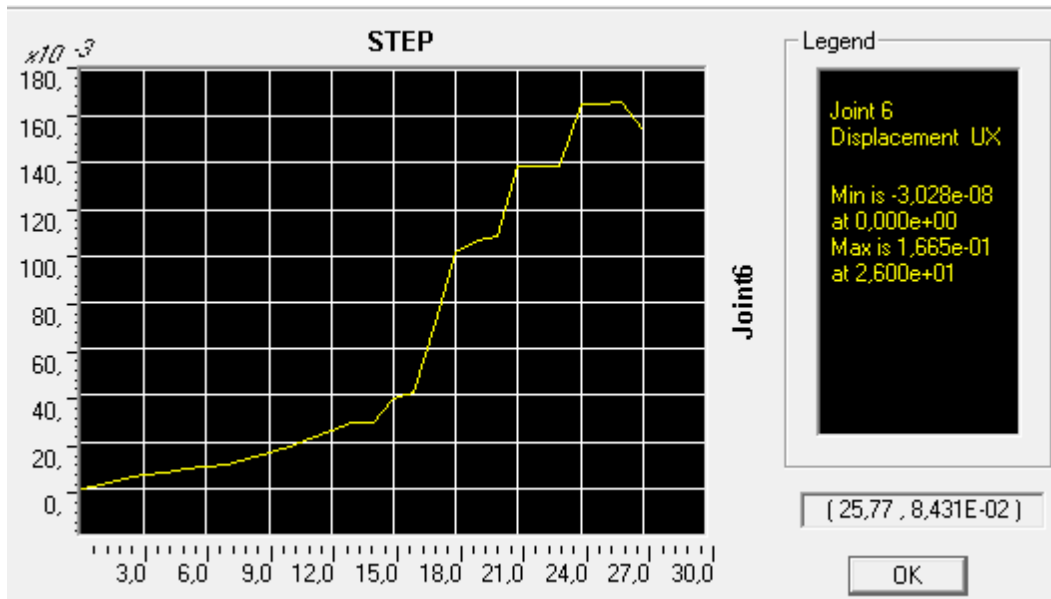


Слика 5.4.3.3 Пушвер крива корак/померање за оптерећење облика распоређеног прена убрзању (Асс.). Тло модификоване  $p$ -у криве за песак, Везне греде ВГ 40/60см, Rigid zone factor за ВГ је 0. Арматура ВГ  $\pm 2 \cdot 2R\text{Ø}14$ . Стуб је континуалан без offset.  $U_{\text{max}}=16.78$  cm

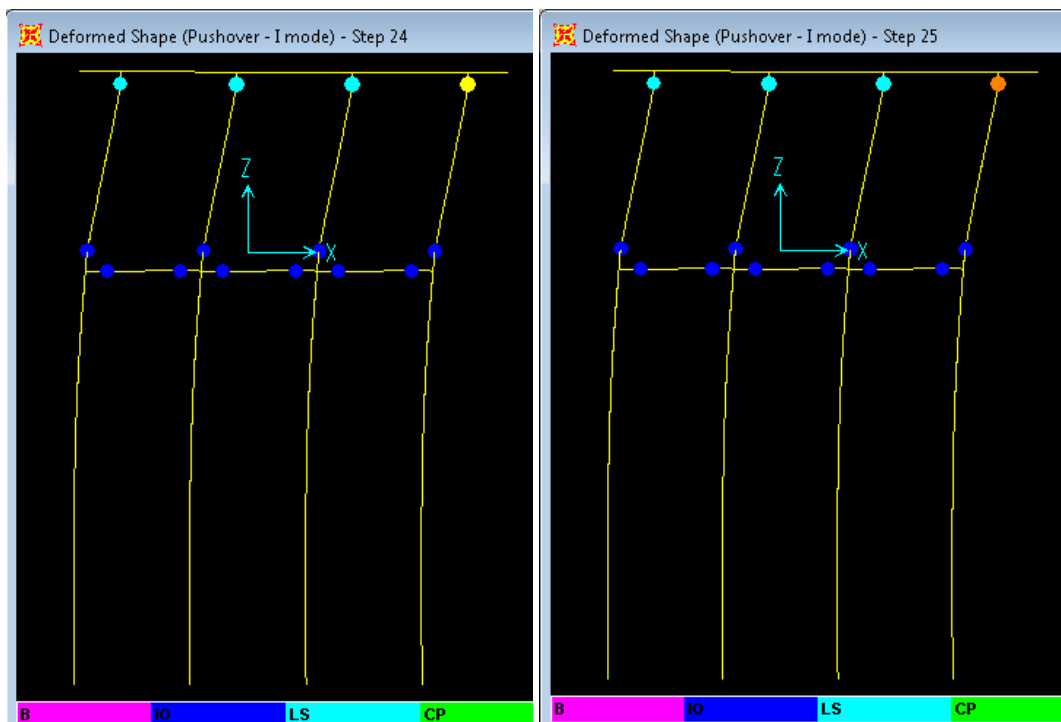


Слика 5.4.3.4 Стање пластичних зглобова у кораку а)12 и б)13. Пушвер оптерећење облика (Асс)

Врхови стубова:	1C +3LS ( )	Врхови стубова:	1D+ 3LS ( )
Дно стубова:	4 IO (1IO/стубу)	Дно стубова:	4 IO (1IO/стубу)
Везне Греде:	6 IO (3x2 IO; 2 IO/VG)	Везне Греде:	6 IO (3x2 IO; 2 IO/VG)
Шипови:	-	Шипови:	-



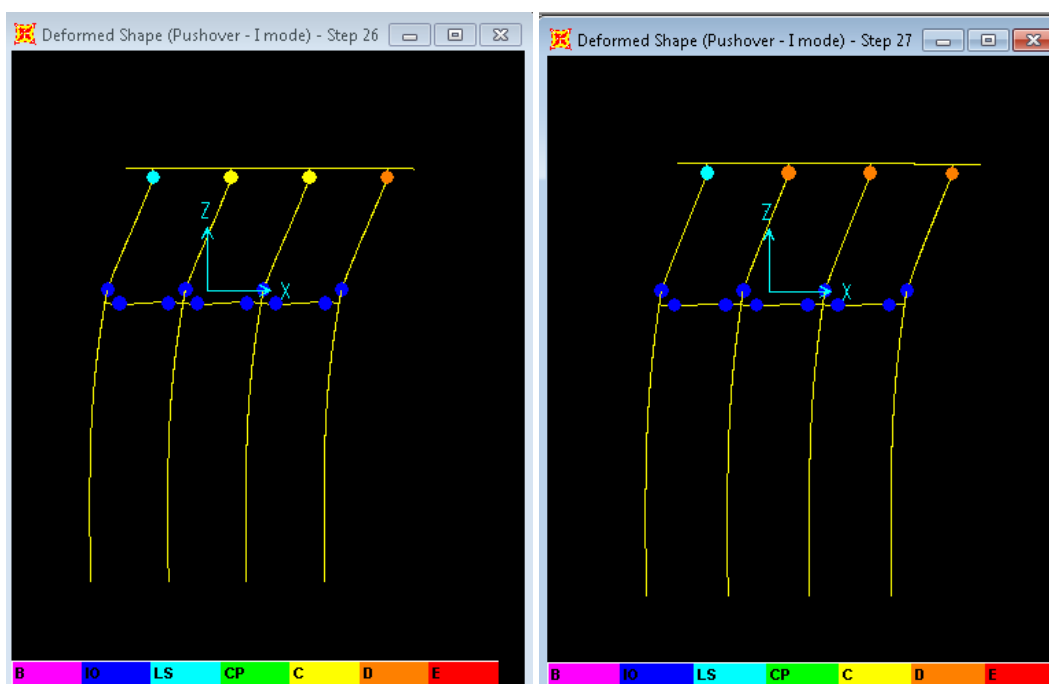
Слика 5.4.3.5 Пушвер крива корак/померање за оптерећење облика 1 тона (1 mode). Тло модификоване  $p$ -у криве за песак, Везне греде ВГ 40/60 cm, Rigid zone factor за ВГ је 0. Арматура ВГ  $\pm 2 \cdot R\varnothing 14$ . Стуб је континуалан без offset.  $U_{max} = 16.65$  cm



Слика 5.4.3.6 а,б Стање пластичних зглобова у кораку а)24 и б)25. Пушвер оптерећење облика 1 тона (1 mode) RZoffset 0,00

Врхови стубова:	3LS+1C ()	Врхови стубова:	3LS+1D ()
Дно стубова:	4 IO (1IO/стубу)	Дно стубова:	4 IO (1IO/стубу)
Везне Греде:	6 IO (3x2 IO; 2 IO/VG)	Везне Греде:	6 IO (3x2 IO; 2 IO/VG)
Шипови:	-	Шипови:	-





Слика 5.4.3.6 ц.д. Стање пластичних зглобова у кораку ц) 26 и д) 27. оптерећење облика 1 тона (1 mode) RZoffset 0,00

Врхови стубова:	1LS+2C+ 1D ()	Врхови стубова:	1LS+3D ()
Дно стубова:	4 IO (1IO/стубу)	Дно стубова:	4 IO (1IO/стубу)
Везне Греде:	6 IO (3x2 IO; 2 IO/VG)	Везне Греде:	6 IO (3x2 IO; 2 IO/VG)
Шипови:	-	Шипови:	-

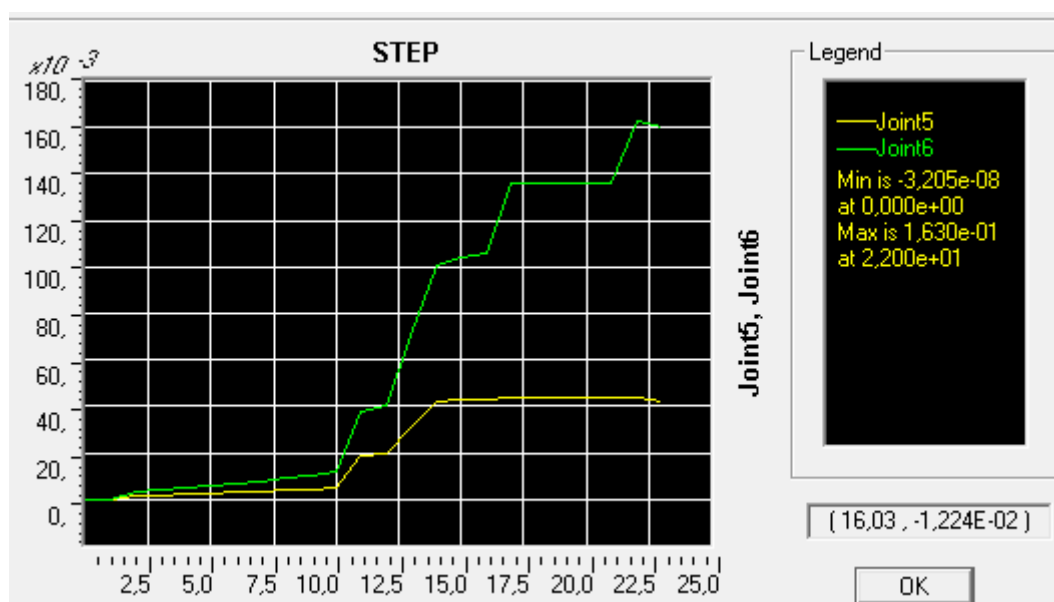
Први тон са увођењем круће чворне зоне са 0 на 0,5 се смањује што је и очекивано, међутим интересантно је да други тон расте са повећањем крутости offset rigid zone.

Вертикални угиб у средини везне греде првог поља за RZ 0,00 је 1,2mm, а за RZ 0,50 је 1,1 mm, што значи да је греда флексибилнија са мањим rigid zone фактором.

Табела 5.4.3.1 Максимално померање врха стуба модела са VG 40x60 у зависности од облика оптерећења и степена крутости VG у чвору. Вредност првог и другог својственог тона пре првог и после првог удара. Тло модификоване  $p$ -у криве за песак.

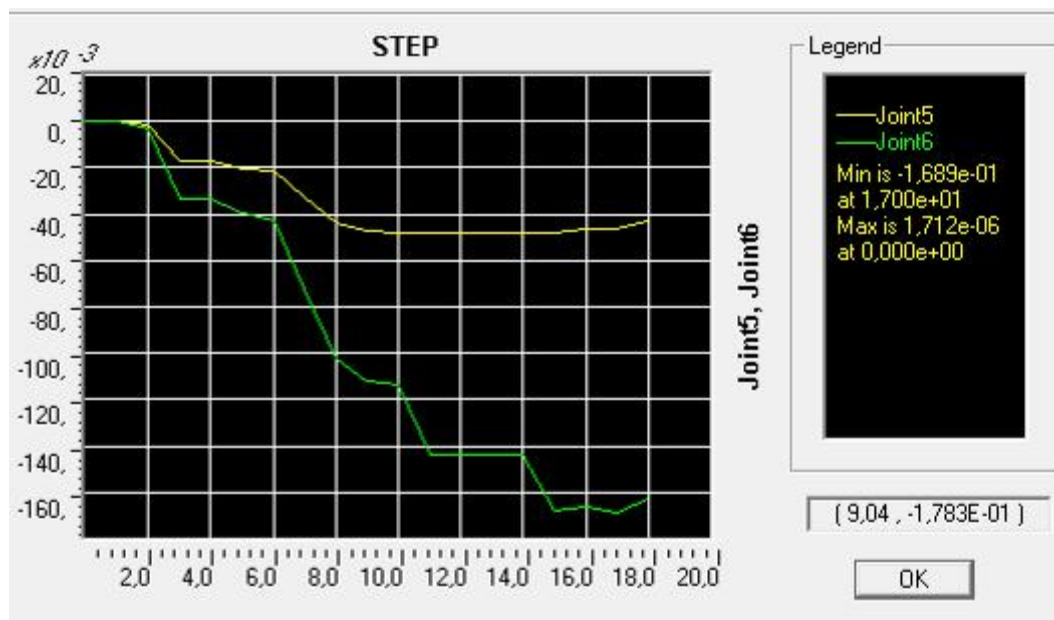
ВГ 40/60цм. Арматура ВГ +/-2*2RØ14	Load	Acc	1 mode	T1 (sec)	T2 (sec)
Umax (cm) RZ offset 0,00	16,30	16,78	16,65	0,87718	0,11386
Umax (cm) RZ offset 0,50 очитано са графика	16,30	16,89	16,50	0,84511	0,11434
Umax (cm) RZ offset 0,50 очитано мишем У чвора	16,00	16,88	16,59		
RZ offset 0,50 Након 1 земљотреса				1.23393	0,14566

Минимално померање је 16.30 cm.

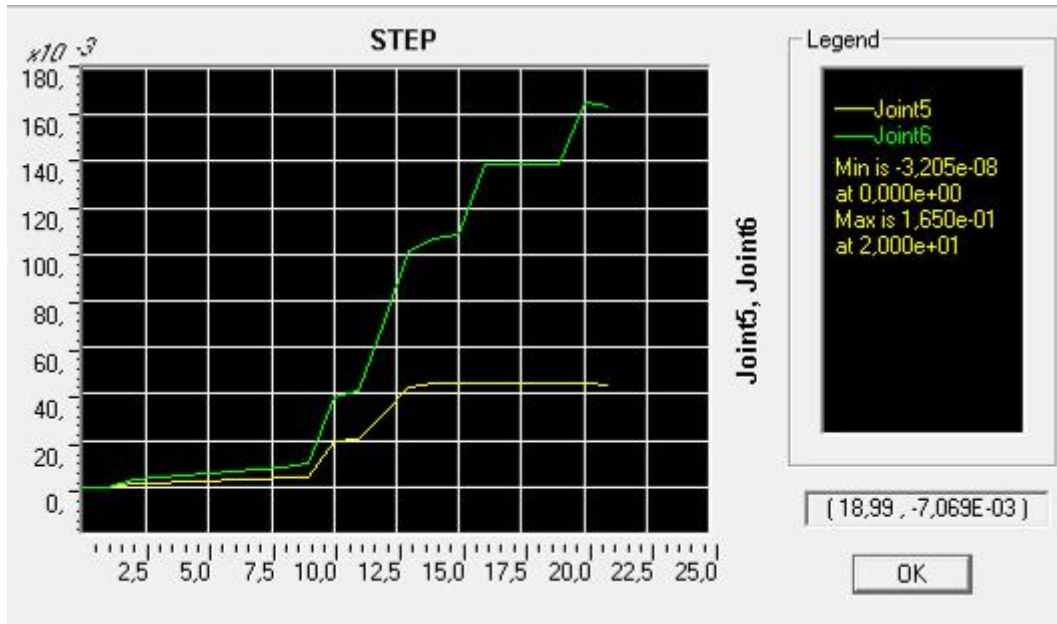


Слика 5.4.3.7 Пушвер крива корак/померање за оптерећење силом у врху средњег рама (Load). Тло модификоване  $p$ -у криве за песак, Везне гредe ВГ 40/60 см, Rigid zone factor за ВГ је 0,50. Арматура ВГ  $\pm 2 \times 2R\emptyset 14$ . Стуб у споју са ВГ је континуалан без offset.  $U_{max}=16,30$  cm.

Повољније је посматрати и померање чвора у нивоу тла, а не само у врху конструкције, јер то пружа бар делимичан увид у интеракцију конструкције са тлом. Ово померање се може упоредити са пројектованим померање тла за одређену категорију тла, при чему треба водити рачуна о разлици померања блиског поља тла (са утицајем темеља) и слободног поља тла (без утицаја темеља).



Слика 5.4.3.8 Пушвер крива корак/померање за оптерећење облика распоређеног прена убрзању (Acc.). Тло модификоване  $p$ -у криве за песак, Везне гредe ВГ 40/60 см, Rigid zone factor за ВГ је 0,50. Арматура ВГ  $\pm 2 \times 2R\emptyset 14$ . Стуб је континуалан без offset.  $U_{max}=16,89$  cm



Слика 5.4.3.9. ПушOVER крива корак/померање за оптерећење облика 1 тона (1 mode). Тло модификоване  $p$ -у криве за песак, Везне греде ВГ 40/60 cm, Rigid zone factor за ВГ је 0,50. Арматура ВГ  $\pm 2 \times 2R\text{Ø}14$ . Стуб је континуалан без offset.  $U_{\max}=16,50$  cm

Табела 5.4.3.2а Дрифт стуба за оптерећење облика 1 mode, offset RZ 0,50 VG 40/60,  $\Sigma 8R\text{Ø}14$

Pl.Hinge врh stubova	3LS+1C	3LS+1D	2LS+1C+1D	2LS+2D
Step	step 17	step 18	step 19	step 20
врх стуба чвор 6	16,48	16,4	16,59	15,72
дно стуба чвор 5	5,43	4,36	4,38	3,97
дрифт стуба (cm)	11,05	12,04	12,21	11,75
дрифт стуба ДС %	1,53	1,67	1,69	1,63
светла висина ДС	1,87	2,04	2,07	1,99

Дата је и светла висина јер је дрифт стуба изражен преко горњег чвора који се налази у пресеку греде и стуба, у оба случаја доњи чвор стуба је на врху наглавне греде

Табела 5.4.3.2б Дрифт стуба за оптерећење облика Acc, offset RZ 0,50 за VG 40/60 и  $\Sigma 8R\text{Ø}14$

Pl.Hinge врh stubova	3LS+1C	3LS+1D	2LS+1C+1D	2LS+2D	
Step		step 15	step 16	step 17	step 18
врх стуба	чвор 1	16,76	16,63	16,88	16,26
дно стуба	чвор 2	4,81	4,67	4,67	4,31
дрифт стуба	(cm)	11,95	11,96	12,21	11,95
	%	1,65	1,65	1,69	1,65
светла висина	2,03	2,03	2,07	2,03	

Табела 5.4.3.2ц Дрифт стуба за оптерећење облика Load – сила у врху offset RZ 0,50 VG 40/60 и  $\Sigma 8R\text{Ø}14$  (step 22=23 последица заокруживања на другу децималу у cm)

Pl.Hinge врh stubova	3LS+1C	3LS+1D
Step	step 22	step 23
врх стуба чвор 1	16	16
дно стуба чвор 2	4,16	4,16
дрифт стуба (cm)	11,84	11,84
%	1,64	1,64
светла висина	2,01	2,01

Табела 5.4.3.3а АТC40. Pushover за оптерећење облика Load - сила у врху. Сила у основи померање врха.  $\min V=1281,34 \text{ kN}$ ,  $\max V=2460,64 \text{ kN}$ ;  $\min Sd=0,028$ ,  $\max Sd=0,136$ 

		Cv							
V(kN)		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
CA	0,1	1281,34	1885,13	2100,05	2108,02	2108,02	2108,02	2108,02	2108,02
	0,2	1281,34	1885,13	2104,66	2460,64	2456,87	NA	NA	NA
	0,3	1281,34	1885,13	2104,66	2460,64	2456,87	NA	NA	NA
	0,4	1281,34	1885,13	2104,66	2460,64	2456,87	NA	NA	NA
		Cv							
D(m)		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
CA	0,1	0,028	0,054	0,072	0,073	0,073	0,073	0,073	0,073
	0,2	0,028	0,054	0,073	0,105	0,136	NA	NA	NA
	0,3	0,028	0,054	0,073	0,105	0,136	NA	NA	NA
	0,4	0,028	0,054	0,073	0,105	0,136	NA	NA	NA

Табела 5.4.3.3б АТC40. Pushover за оптерећење облика Load - сила у врху. Спектрално убрзање и померање.  $\min Sa=0,088$   $\max Sa=0,171$ ;  $\min Sd=0,027$   $\max Sd=0,133$ 

		Cv							
Sa(a/g)		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
CA	0,1	0,088	0,129	0,144	0,145	0,145	0,145	0,145	0,145
	0,2	0,088	0,129	0,144	0,169	0,171	NA	NA	NA
	0,3	0,088	0,129	0,144	0,169	0,171	NA	NA	NA
	0,4	0,088	0,129	0,144	0,169	0,171	NA	NA	NA
		Cv							
Sd(m)		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
CA	0,1	0,027	0,053	0,07	0,071	0,071	0,071	0,071	0,071
	0,2	0,027	0,053	0,071	0,102	0,133	NA	NA	NA
	0,3	0,027	0,053	0,071	0,102	0,133	NA	NA	NA
	0,4	0,027	0,053	0,071	0,102	0,133	NA	NA	NA

Табела 5.4.3.3ц. АТC40 Pushover за оптерећење облика Load - сила у врху. Ефективни период и пригушење.  $\min T_{eff}=1,086$   $\max T_{eff}=1,771$ ;  $\min \beta_{eff}=0,05$   $\max \beta_{eff}=0,246$ 

		Cv							
Teff(sec)		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
CA	0,1	1,086	1,266	1,399	1,403	1,403	1,403	1,403	1,403
	0,2	1,086	1,266	1,401	1,556	1,771	NA	NA	NA
	0,3	1,086	1,266	1,401	1,556	1,771	NA	NA	NA
	0,4	1,086	1,266	1,401	1,556	1,771	NA	NA	NA
		Cv							
$\beta_{eff}$		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
CA	0,1	0,05	0,111	0,183	0,184	0,184	0,184	0,184	0,184
	0,2	0,05	0,111	0,184	0,198	0,246	NA	NA	NA
	0,3	0,05	0,111	0,184	0,198	0,246	NA	NA	NA
	0,4	0,05	0,111	0,184	0,198	0,246	NA	NA	NA

Табела 5.4.3.4 ATC40. Pushover за оптерећење облика Асс - убрзање. Сила у основи померање врха. min V=1382,27 kN, max V=3176,14 kN; min Sd=0,024, max Sd=0,152

		Cv							
V(kN)		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
CA	0,1	1382,27	2312,89	2491,37	2491,37	2491,37	2491,37	2491,37	2491,37
	0,2	1382,27	2312,89	2561,98	2903,08	3176,14	3158,25	NA	NA
	0,3	1382,27	2312,89	2561,98	2903,08	3176,14	3158,25	NA	NA
	0,4	1382,27	2312,89	2561,98	2903,08	3176,14	3158,25	NA	NA
		Cv							
D(m)		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
CA	0,1	0,024	0,051	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063
	0,2	0,024	0,051	0,068	0,092	0,122	0,152	NA	NA
	0,3	0,024	0,051	0,068	0,092	0,122	0,152	NA	NA
	0,4	0,024	0,051	0,068	0,092	0,122	0,152	NA	NA

Највећа Сила у основи max V=3176,14 kN одговара померању врха Sd=0,122, које није највеће.

Табела 5.4.3.5 ATC40. Pushover за оптерећење облика 1 mode - 1 тон. Сила у основи померање врха. min V=1284,75 kN, max V=2565,96 kN; min Sd=0,027, max Sd=0,134

		Cv							
V(kN)		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
CA	0,1	1284,75	1945,14	2150,98	2150,98	2150,98	2150,98	2150,98	2150,98
	0,2	1284,75	1945,14	2161,99	2527,18	2565,96	NA	NA	NA
	0,3	1284,75	1945,14	2161,99	2527,18	2565,96	NA	NA	NA
	0,4	1284,75	1945,14	2161,99	2527,18	2565,96	NA	NA	NA
		Cv							
D(m)		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
CA	0,1	0,027	0,054	0,071	0,071	0,071	0,071	0,071	0,071
	0,2	0,027	0,054	0,072	0,103	0,134	NA	NA	NA
	0,3	0,027	0,054	0,072	0,103	0,134	NA	NA	NA
	0,4	0,027	0,054	0,072	0,103	0,134	NA	NA	NA

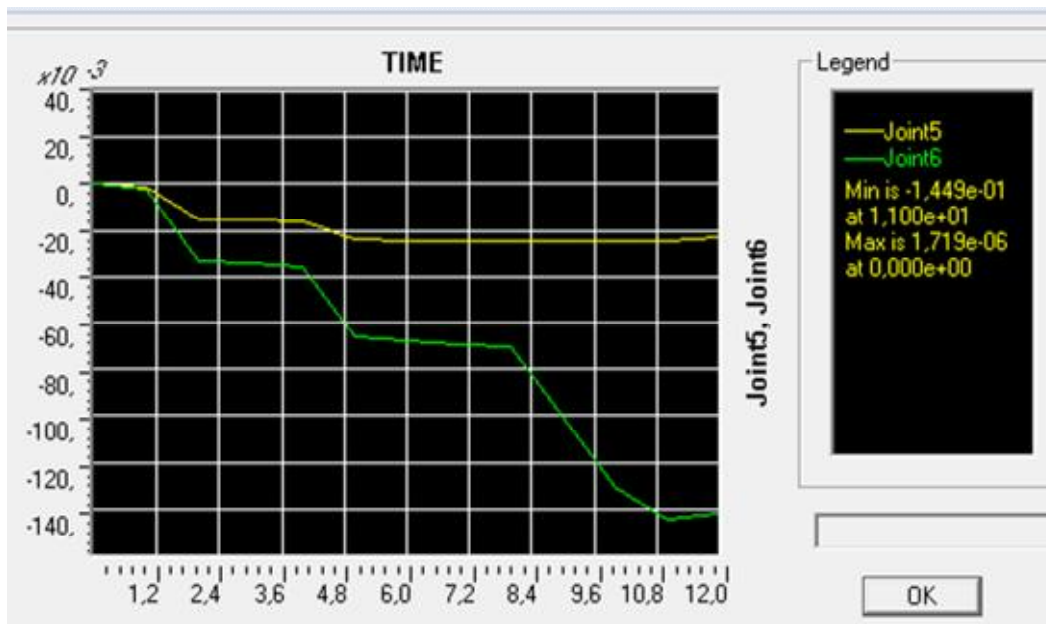
Табела 5.4.3.6 ATC40. Pushover за оптерећење облика: 1 mode, Асс , Load - сила у врху. Сила у основи, померање врха, min и max вредност

V(kN)	min V (kN)	max V (kN)	min Sd (m)	max Sd (m)
Load - сила у врху	1281,34	2460,64	0,028	0,136
Асс - убрзање	1382,27	3176,14	0,024	0,152
1 mode - 1 тон	1284,75	2565,96	0,027	0,134
min	1281,34	2460,64	0,024	0,134

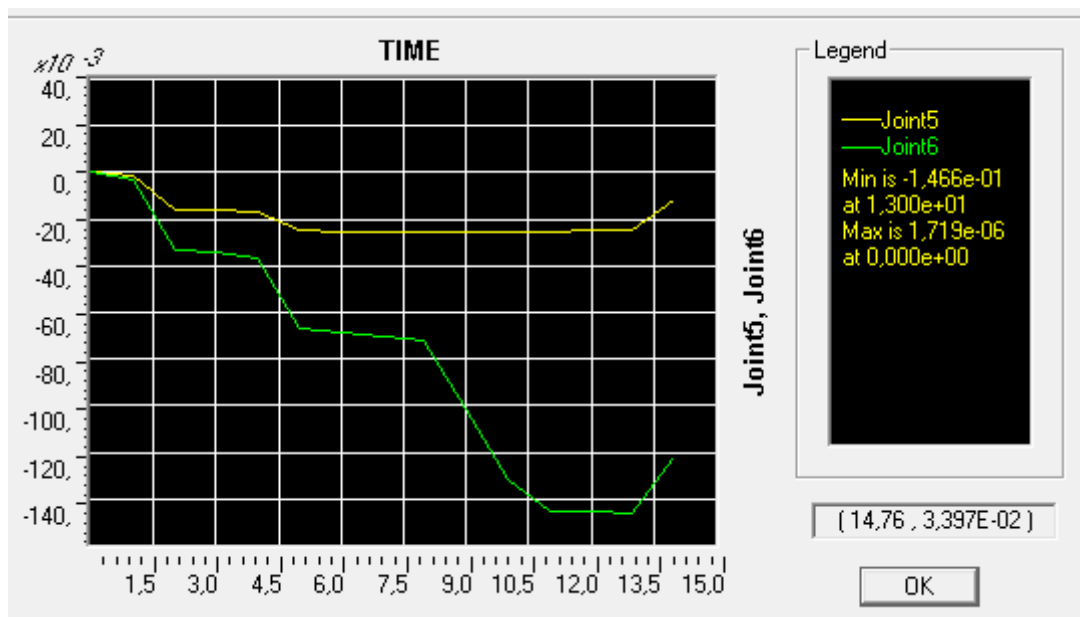
Минималне екстремне вредности сила у основи према Табели 5.4.3.6 се добија за пушвер оптерећење; Load - сила у врху. Ово оптерећење не мора да буде меродавно, веће је то пре оптерећење облика 1 mode - 1 тон, које је мање од 2 .

Када се код зграда уводи оптерећење типа Load, оно није никад само сила у врху (осим код једносратних конструкција, каква је и ова конструкција моста) већ се претпоставља константне силе по висини објекта, или линеарно променљиво по висини или неки други облик.

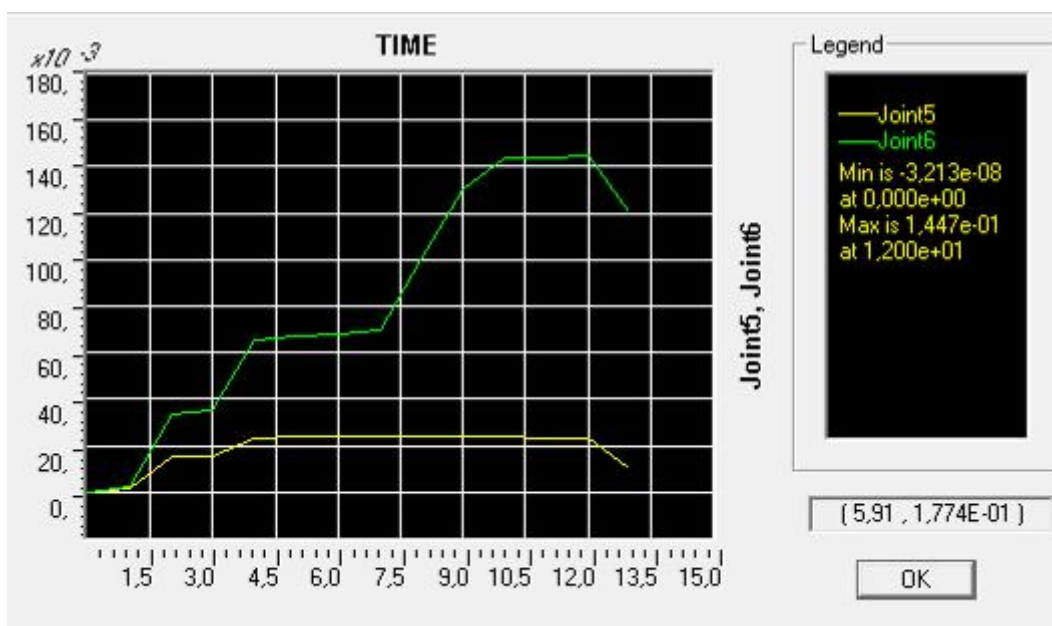
#### 5.4.4. ПУШОВЕР АНАЛИЗА 2Д РАМА СА ВЕЗНИМ ГРЕДАМА ВГ 40/60СМ ТЛО МОДЕЛОВАНО КАО ЕЛАСТИЧНЕ ОПРУГЕ $k_x=k_z=k_y=12000$ . ВГ $\pm 2 \times 2R\text{Ø}14$



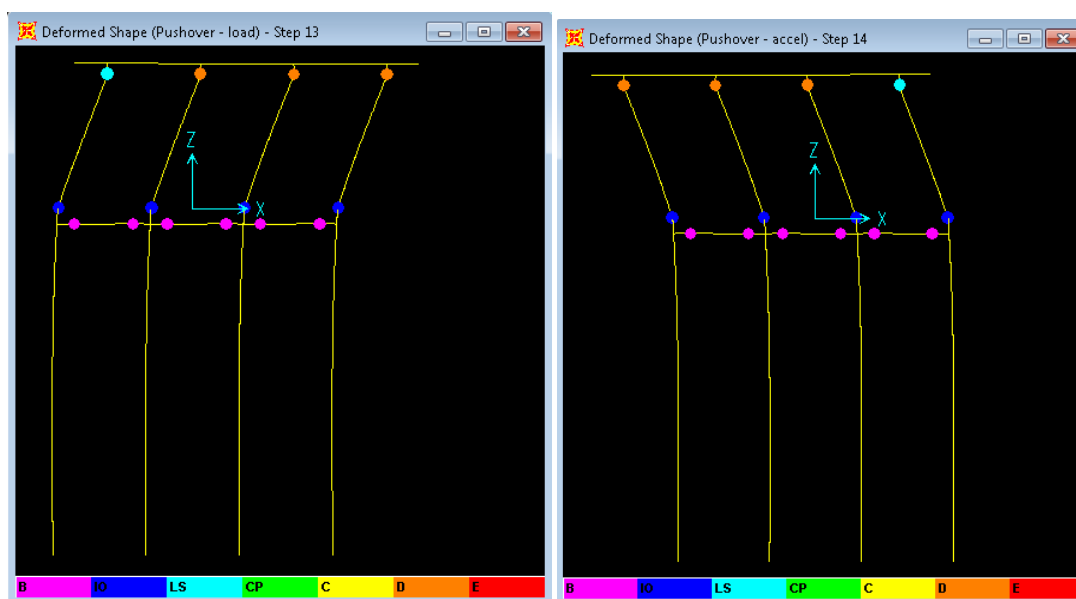
Слика 5.4.4.1 ПушOVER крива корак/померање за оптерећење облика 1 mode. Тло као еластичне опруге  $k_x=k_z=k_y=12000$ , Везне греде ВГ 40/60 см, Rigid zone factor за ВГ је 0,50. Арматура ВГ  $\pm 2 \times 2R\text{Ø}14$ . Стуб је континуалан без offset.  $U_{max}=14,49$  см



Слика 5.4.4.2 ПушOVER крива корак/померање за оптерећење облика Ass. Тло као еластичне опруге  $k_x=k_z=k_y=12000$ , Везне греде ВГ 40/60 см, Rigid zone factor за ВГ је 0,50. Арматура ВГ  $\pm 2 \times 2R\text{Ø}14$ . Стуб је континуалан без offset.  $U_{max}=14,66$  см

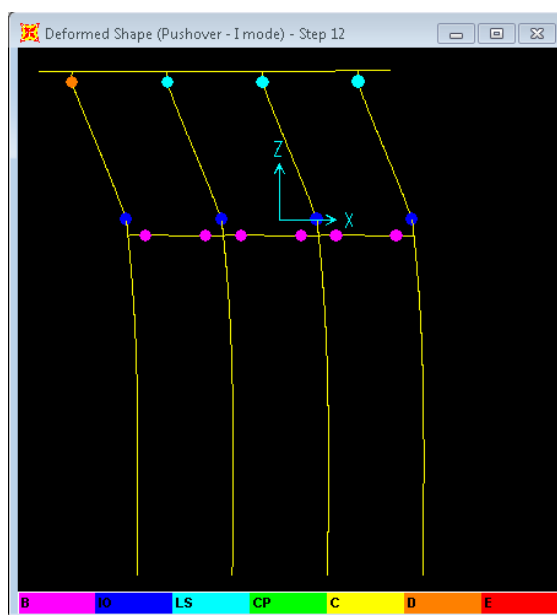


Слика 5.4.4.3 Пушвер крива корак/померање за оптерећење облика Load-сила у врху. Тло као еластичне опруге  $k_x=k_z=k_y=12000$ , Везне греде ВГ 40/60 cm, Rigid zone factor за ВГ је 0,50. Арматура ВГ  $\pm 2*2R\text{Ø}14$ . Стуб је континуалан без offset.  $U_{\max}=14.47\text{cm}$



Слика 5.4.4.4 a,b. Стање пластичних зглобова у крајњем кораку. Пушвер оптерећење облика: лево Load и десно Acc. RZoffset 0,50. Тло као еластичне опруге  $k_x=k_z=k_y=12000$ , Везне греде ВГ 40/60 cm, Арматура ВГ  $\pm 2*2R\text{Ø}14$ .

Врхови стубова:	1LS+3D ()	Врхови стубова:	3D + 1LS ()
Дно стубова:	4 IO (1IO/стубу)	Дно стубова:	4 IO (1IO/стубу)
Везне Греде:	6 Y (3x2 Y; 2 Y/VG)	Везне Греде:	6 Y (3x2 Y; 2 Y/VG)
Шипови:	-	Шипови:	-



Слика 5.4.4.4 ц. Стање пластичних зглобова у крајњем кораку. ПушOVER оптерећење облика: 1 тона (1 mode) RZoffset 0,50

Врхови стубова: 1D+3LS ()  
 Дно стубова: 4 IO (IO/стубу)  
 Везне Греде: 6 Y (3x2 Y; 2 Y/VG)  
 Шипови: -

Табела 5.4.4.1 Максимално померање врха стуба модела са VG 40x60 у зависности од облика оптерећења и степена крутости VG у чвору. Вредност првог и другог својственог тона пре првог и после првог удара. Тло као еластичне опруге

ВГ 40/60цм. Арматура ВГ ±2x2RØ14	Load	Acc	1 mode	T1 (sec)	T2 (sec)
U <sub>max</sub> (cm) RZ offset 0,50 очитано са графика	14,47	14,66	14,49	0,88619	0,12734
RZ offset 0,50 Nakon 1 zemljotresa				0,89137	0,12763

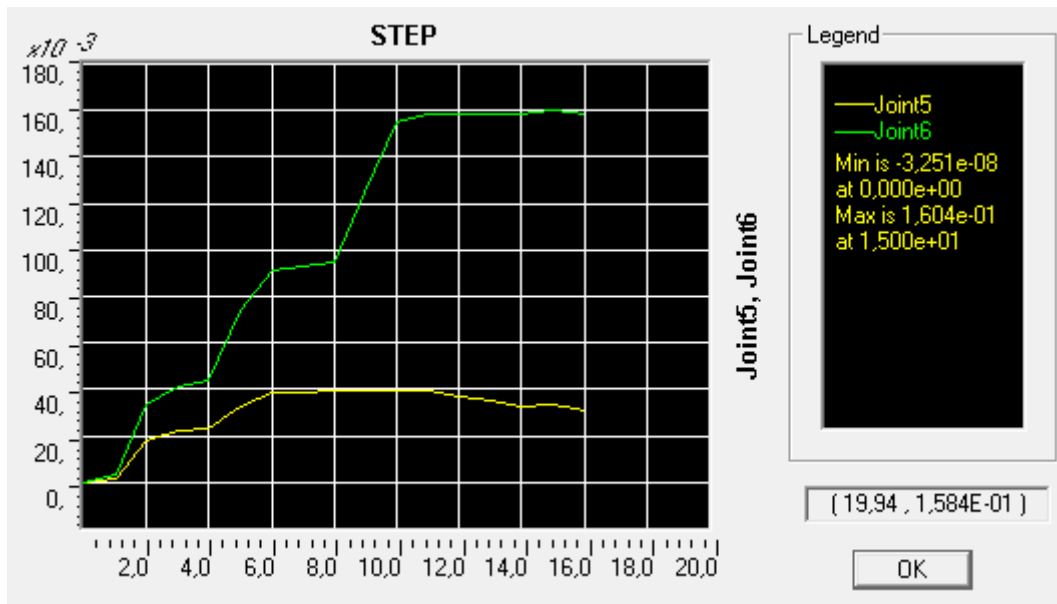
Минимално померање је 14.47 cm. Према ЕЦ8 минимални број облика пушOVER оптерећења је 2.

Иако је померање средњег рама за тло као еластичне опруге мање него код истог рама за тло као  $p$ -у криве, сеизмичка анализа преко временске историје са записом VR86FoscNS, показује боље понашање средњег рама код еластичних опруга него код  $p$ /у кривих. То је чест случај код ТХ али не и увек, јер утицај зависи од амплитудно фреквентног састава акцелерограма и динамичких карактеристика конструкције (период и пригушење). Ово се може видети у поглављу 5.5.2. и 5.5.3. за нелинеарну динамичку анализу. Ово боље понашање код временске анализе се може и прелиминарно очитати са Табеле 5.4.4.1 јер је промена првог својственог тона мања код еластичног тла него код модела тла са модификованим  $p$ -у кривама Табеле 3.2.1.

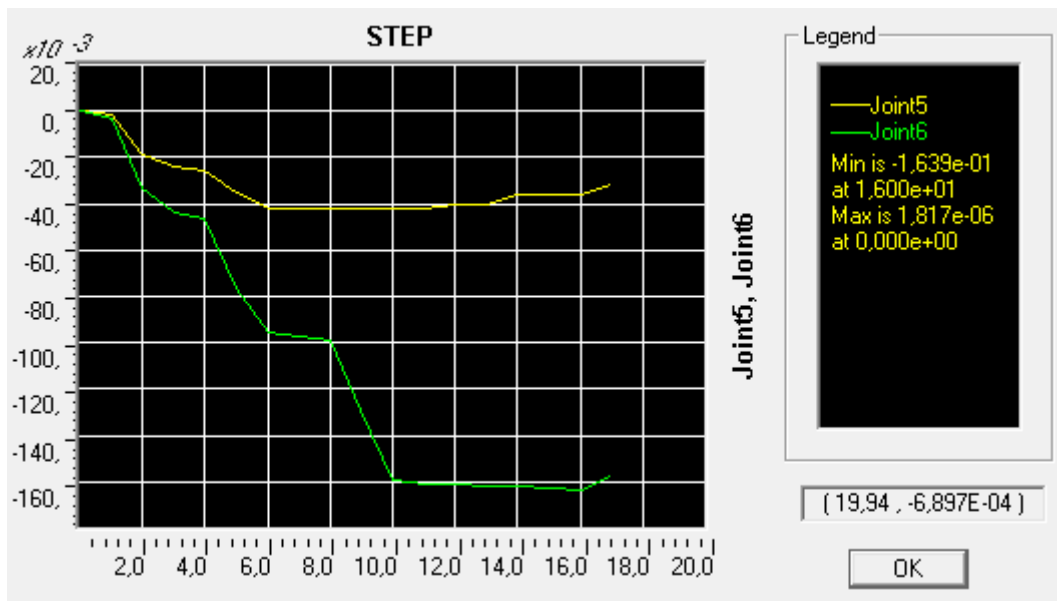
Објашњење ове појаве лежи у томе да почетна линеарна хоризонтална крутост  $p$ -у кривих за песак расте пропорционално са дужином  $z$ , (за овај случај) према формули:  $k_x=16500 \cdot z$ , али само до вредности  $p_a$ . На даље се  $p$ -у крива понаша као хипербола са хоризонталном асимптотом  $p_c$ . Хоризонтална крутост еластичних опруга је наизглед мања, али само у односу на почетну крутост  $p$ -у кривих, јер овакве еластичне опруге дају знатно веће силе отпора тла код већих померања. А већа померања се управо и дешавају у горњим слојевима тла. Ако би се користила секантна крутост за еластичне опруге резултат би био другојачији, бар у делу који се односи на померања мања од тачке пресека,  $p$ -у криве и линије секантне крутости. У наставку ће се анализирати максимално померање врха стуба модела са VG 40x60 и без као и вредност првог и другог својственог тона пре првог и после првог удара.



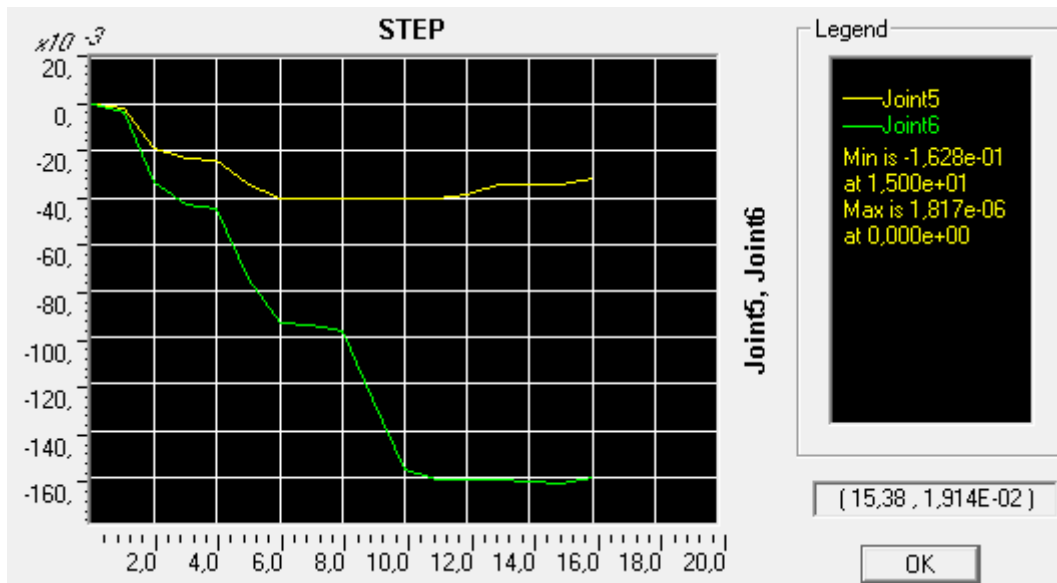
### 5.4.5. ПУШОВЕР АНАЛИЗА 2Д РАМА СА ВЕЗНИМ ГРЕДАМА ТЛО МОДЕЛОВАНО КАО ЕЛАСТИЧНЕ ОПРУГЕ $k_x=k_z=k_y=6000$



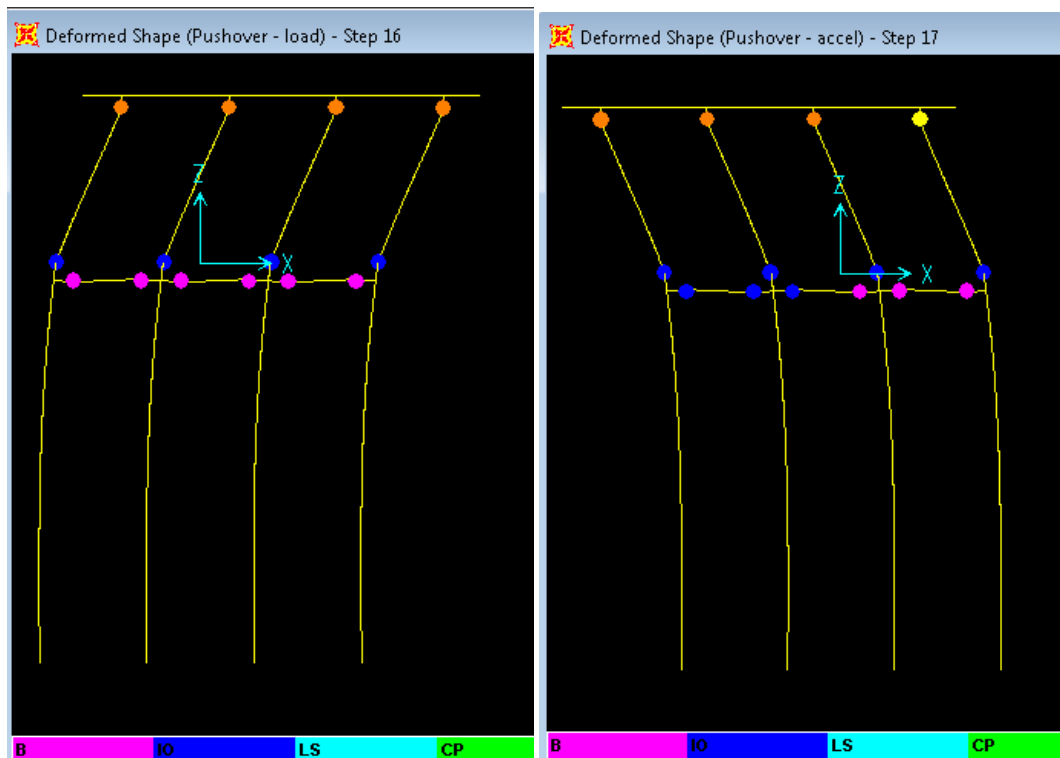
Слика 5.4.5.1 Пушовер крива корак/померање за оптерећење облика Load. Тло као еластичне опруге  $k_x=k_z=k_y=6000$ , Везне греде ВГ 40/60 cm, Rigid zone factor за ВГ је 0,50. Арматура ВГ  $\pm 2 \cdot 2R\text{Ø}14$ . Стуб је континуалан без offset.  $U_{\max}=16,04\text{cm}$



Слика 5.4.5.2 Пушовер крива корак/померање за оптерећење облика Ass. Тло као еластичне опруге  $k_x=k_z=k_y=6000$ , Везне греде ВГ 40/60 cm, Rigid zone factor за ВГ је 0,50. Арматура ВГ  $\pm 2 \cdot 2R\text{Ø}14$ . Стуб је континуалан без offset.  $U_{\max}=16,39\text{cm}$

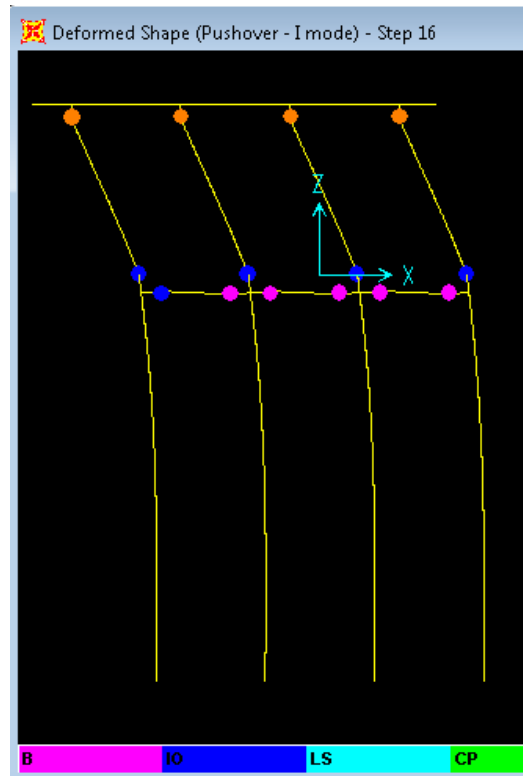


Слика 5.4.5.3 Пушвер крива корак/померање за оптерећење облика 1 Mode. Тло као еластичне опруге  $k_x=k_z=k_y=6000$ , Везне греде ВГ 40/60 cm, Rigid zone factor за ВГ је 0,50. Арматура ВГ  $\pm 2 \cdot 2R\text{Ø}14$ . Стуб је континуалан без offset.  $U_{\max}=16,28\text{cm}$



Слика 5.4.5.4 а,б. Стање пластичних зглобова у крајњем кораку. Пушвер оптерећење облика: лево Load и десно Acc. RZ offset 0,50. Тло као еластичне опруге  $k_x=k_z=k_y=6000$ , Везне Греде ВГ 40/60 cm, Арматура ВГ  $\pm 2 \times 2R\text{Ø}14$ .

Врхови стубова:	4 D ()	Врхови стубова:	3D + 1C ()
Дно стубова:	4 IO (1IO/стубу)	Дно стубова:	4 IO (1IO/стубу)
Везне Греде:	6 Y (3x2 Y; 2 Y/VG)	Везне Греде:	3 IO + 3 Y (3x2 Y; 2 Y/VG)
Шипови:	-	Шипови:	-



Слика 5.4.5.4 ц. Стање пластичних зглобова у крајњем кораку. ПушOVER оптерећење облика: 1 тона (1 mode) RZoffset 0,50

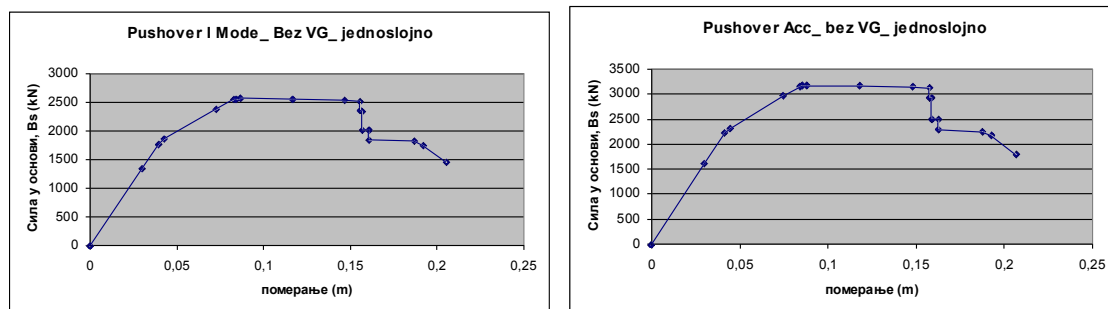
Врхови стубова: 4 D (1D/стубу)  
 Дно стубова: 4 IO  
 Везне Греде: 1 IO +5 Y()  
 Шипови: -

Табела 5.4.5.1 Максимално померање врха стуба модела са VG 40x60 у зависности од облика оптерећења и степена крутости VG у чвору.

ВГ 40/60цм. Арматура ВГ +/-2*2RØ14	Load	Acc	1 mode	T1 (sec)	T2 (sec)
U <sub>max</sub> (cm) RZ offset 0,50 очитано са графика	16.04	16.39	16.28	1,01227	0,16149
RZ offset 0,50 Након 1 земљотреса				1,20138	0,16654

Минимално вршно померање је 16,04 cm. Повећање својственог тона после првог удара је мало мање од 20%.

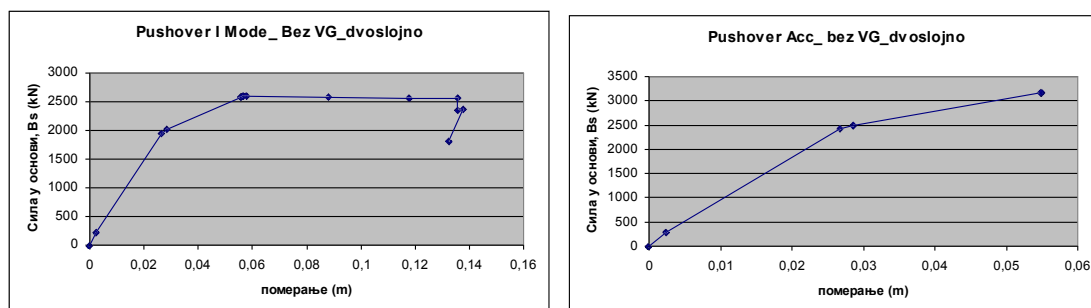
## 5.4.6. ПУШОВЕР АНАЛИЗА ЈЕДНОСЛОЈНО И ДВОСЛОЈНО ТЛА P-Y КРИВЕ



Слика 5.4.6.1. Једнослојно тло без ВГ. Лево: PushOver 1 Mode; Десно: PushOver Acc  
Једнослојно без ВГ\_ I mode механизам

	Bs (V)	D(m)	D(m)
sol cat. D	1471,53	0,272	
sol cat. C	1471,53	0,232	
dijagram	2571	0,087	0,155

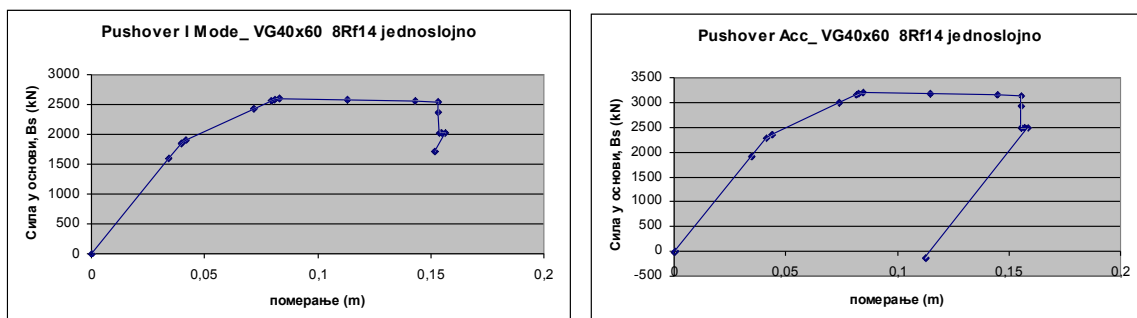
	Bs (V)	D(m)	D(m)
sol cat. D	1812,25	0,248	
sol cat. C	1812,25	0,211	
dijagram	3174	0,088	0,157



Слика 5.4.6.2. Двослојно тло без ВГ. Лево: PushOver 1 Mode; Десно: PushOver Acc;  
Двослојно без ВГ\_ I mode механизам

	Bs (V)	D(m)	D(m)
sol cat. D	1431,38	0,242	
sol cat. C	1431,38	0,206	
dijagram	2598,62	0,058	0,135

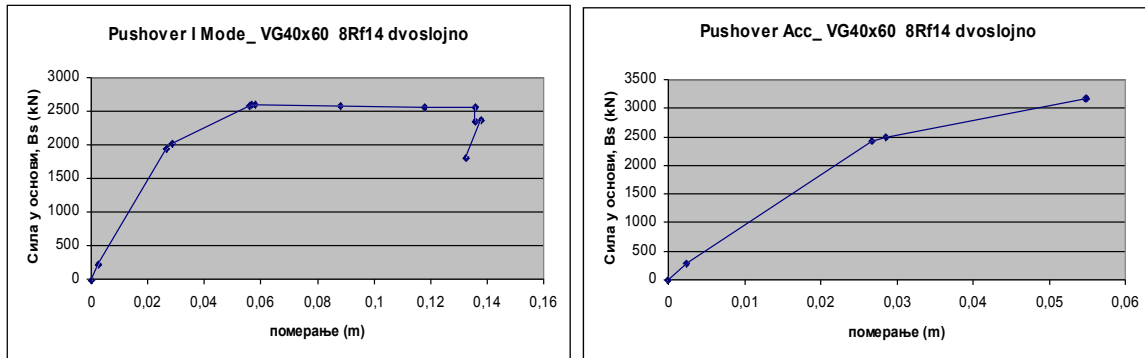
	Bs (V)	D(m)	D(m)
sol cat. D	3186,53	0,129	
sol cat. C	3186,53	0,113	
dijagram	3167,19	0,05474	0,05474



Слика 5.4.6.3. Једнослојно тло ВГ 40/60. Лево: PushOver 1 mode, Десно: PushOver Acc  
Једнослојно ВГ40/60\_ I mode механизам

	Bs (V)	D(m)	D(m)
sol cat. D	2031,38	0,244	
sol cat. C	2031,38	0,209	
dijagram	2586,68	0,083	0,153

	Bs (V)	D(m)	D(m)
sol cat. D	2514,2	0,223	
sol cat. C	2514,2	0,191	
dijagram	3194,72	0,085	0,155



Слика 5.4.6.4. Двослојно тло ВГ 40/60. Лево: PushOver 1 mode, Десно: PushOver Acc  
Двослојно ВГ40/60, I mode механизам

	Bs (V)	D(m)	D(m)
sol cat. D	2379,01	0,172	
sol cat. C	2569,11	0,122	
dijagram	2598,62	0,058	0,135

Acc механизам

	Bs (V)	D(m)	D(m)
sol cat. D	3173,42	0,126	
sol cat. C	3173,42	0,11	
dijagram	3167,20	0,055	0,055

Увођењем везних греда код једнослојног тла минимална сила расте за 38,05 %

Увођењем везних греда код двослојног тла минимална сила расте за 66,20%.

Повољније понашање модела конструкције код пушвер кривих је са везним гредама.

### 5.5.1 АНАЛИЗА ДЕЈСТВА ЗЕМЉОТРЕСА ПРЕКО ВРЕМЕНСКОГ ЗАПИСА АКЦЕЛЕРОГРАМА НА 2Д РАМ, ОСНОВНИ МОДЕЛ, ТЛО МОДЕЛОВАНО КАО МОДИФИКОВАНЕ $P$ - $U$ КРИВЕ

Овде се даје принцип кодирања ознака ради лакшег праћења слика и текста са резултатима.

Нпр: Kovilj PGA 045g VR86CvdNS Основни модел k6000 kN\_m.

Cvop 6 - је чвор у врху стуба

Cvop 5 - је чвор у „дну“ стуба (то је доњи чвор, у тексту је израз дно без наводника)

Kovilj – локација објекта

PGA 045g - је акцелерограм скалиран на PGA 0,45g

VR86CvdNS - је акцелерограм земљотреса Вранчеа који се догодио 1986 године, локација мерне станице је Чернавода, права NS је север-југ. EW – је правац исток-запад. У додату је дат списак Вранчеа акцелерограма, са вредностима PGA и ознакама прецизних праваца, јер неки правци записа одступају од наведеног правца, за неколико степени.

Основни модел – је модел без везних греда

k6000 kN\_m – је еластично тло са крутошћу опруга  $k_x=k_z=k_y=6000$  kN/m, или нехомогено

kxy8000 kz5000 kN\_m - је еластично тло са крутошћу опруга  $k_x=k_y=8000$  kN/m,  $k_z=5000$  kN/m

рум – је тло моделовано према модификованим  $p$ -у опругама за песак, уколико се користи више  $p$ /у модела, потребно је додати индексе за карактеристична својства тла, нпр:

G10 f130 c15 – гама специфична тежина 10 kN/m<sup>3</sup>, прорачунски угао унутрашњег трења 30, кохезија 15 kN/m<sup>2</sup>

VG 40/60 – везна греда димензија 40 /60 cm. Ваља проверити оријентацију греде и на слици са extrude option

± 2Rf14 – арматура везне греде у горњој и доњој зони по 2Rф14, дакле по 1 шипка у сваком углу. Допуна ознака кодирања дата је на крају поглавља 5.5.1.5.

Детаљније објашњење је на страни 309.

Средњи рам моста састоји се од 4 стуба пречника 90cm, продужених из шипова пречника 120 cm. У овом делу је пропуштен акцелерограм Вранчеа 1986 Focsani правац N07E (лонгитудинални), на Основни модел, који је без везних греда. Карактеристичне вредности из овог дела ће се упоредити са резултатима из 5.5.1.2. да би се утврдило да ли је значајна грешка модела. Наиме на овај **Основни модел је пропуштен акцелерограм без почетног напонског стања од сопствене тежине и употребљени су својствени облици типа Eigen уместо Ritz**, што није за препоруку код прорачуна NDA. У осталим деловима овог поглавља преузети су утицаји од сопствене тежине и коришћена је **Ritz метод** за одређивање својствених облика код нелинеарне анализе, јер је то технички коректно и препоручено код нелинеарне анализе у SAP2000.

У табели су дата највећа померања врха стубова Основног модела без везних греда за нелинеарну динамичку анализу, када није преузет почетни напон. Скалиран је акцелерограм Вранчеа 1986 Focsani правац N07E (лонгитудинални) према PGA, дато у табели у другој колони.

Табела 5.5.1.1.1. Прорачун вршних померања PGA стуба ( $m/s^2$ )=1.99=0,203g, NDA

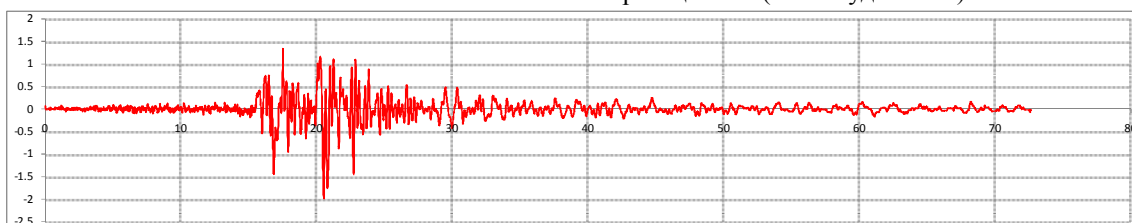
			Ux max		Ux min		p. 5.5.2	$\Delta$
PGA (g)	Fs	T pr(sec)	(m)	t(sec)	(m)	t (sec)	(cm)	%
0,05	0,246	1639	0,01339	20,97	-0,01565	21,49		
0,10	0,493	1682	0,03092	20,95	-0,03462	21,5		
0,15	0,739	1979	0,06001	20,96	-0,05606	21,55		
0,20	0,986	2448	0,09009	20,98	-0,07143	21,59	0,09552	-5,68
<b>0.203</b>			0,09164	20,98	-0,0716	21,59		
0,25	1,232	2762	0,1161	21,01	-0,07667	20,42	0,12	-3,25
0,30	1,479	5277	0,1331	21,03	-0,00983	20,44	0,1421	-6,33
0,35	1,725	3978	0,1443	21,04	-0,116	20,45	0,1542	-6,42
0,40	1,972	3451	0,1577	21,06	-0,1305	20,46	0,1643	-4,02
0,45	2,218	3212	0,1713	21,06	-0,1429	20,46		
0,50	2,465	6595	0,1845	21,06	-0,1568	20,47	0,1895	-2,64
0,55	2,711	7321	0,1995	21,06	-0,1713	20,47	0,2031	-1,77
0.60	2,958	Prekinut*	0,2173	21,05	-0,1854	20,47	0,221	-1,67

Прекинут прорачун \*преко 32000 нултих корака  
 NDA =4792 sec; Fs- фактор којим се скалира акцелерограм  
 Акцелерограми су без вертикалне компоненте, чак и за PGA>0.30g.

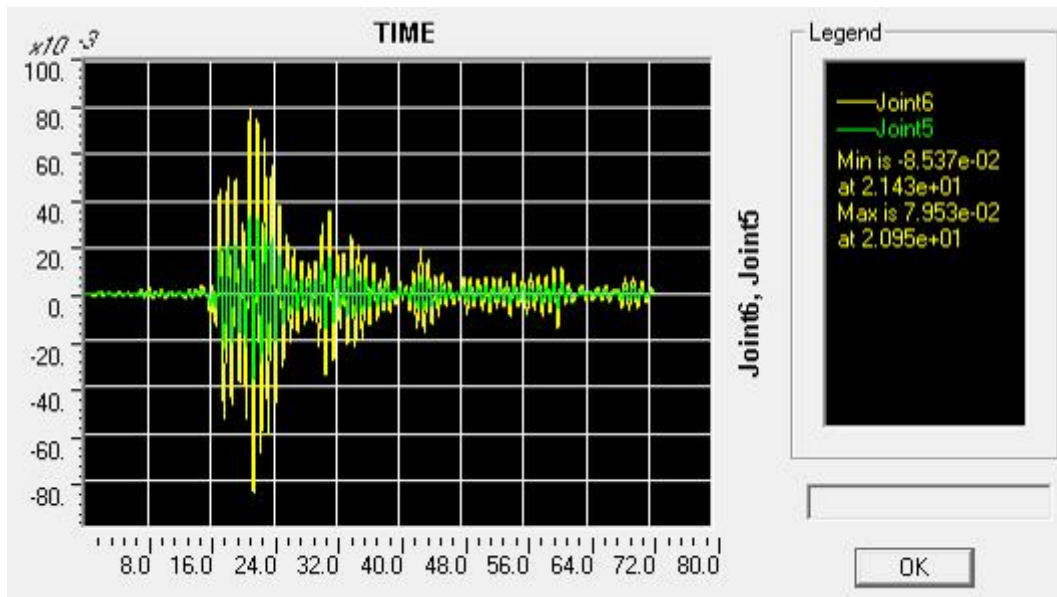
Табела 5.5.1.1.2 Поређење утицаја без и са (p. 5.5.2) почетним напонима од сопствене тежине.

PGA (g)	Fs					p. 5.5.2
1.99		Ux max	t(sec)	Ux min	t(sec)	Ux max
LDA	1	0.07953	20.95	-0.08537	21.43	0,08625
NDA	1	0.09164	20.98	-0.07160	21.59	0,09552

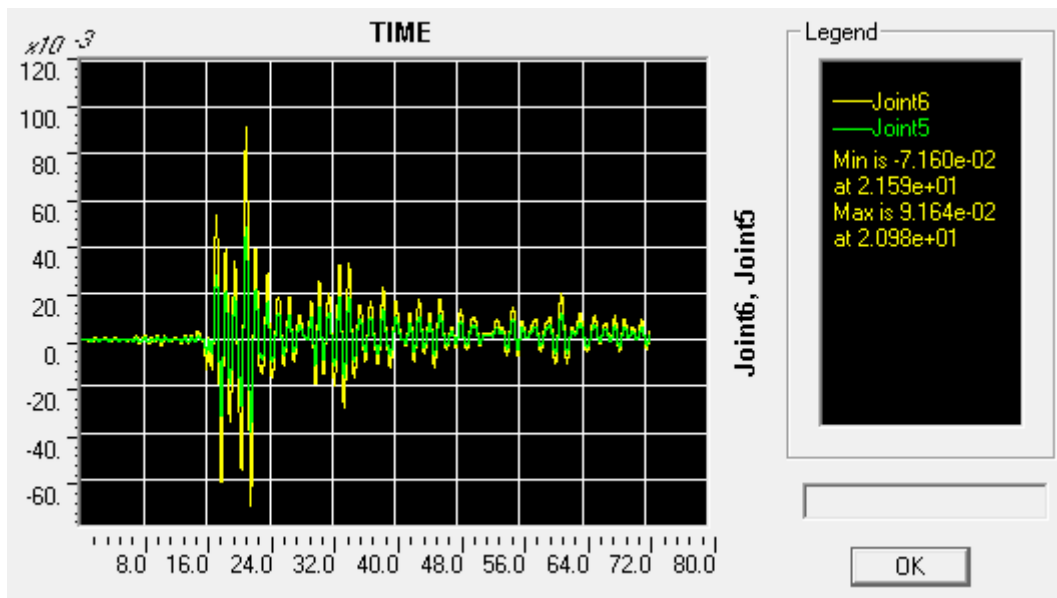
Слика 5.5.1.1.1 Vrančea 1986 Фоcсанi правац N07E (лонгитудинални)



Својствени тонови који су коришћени за прорачун матрице пригушења су: T1=0,9647 sec; T2=0,1127 sec.

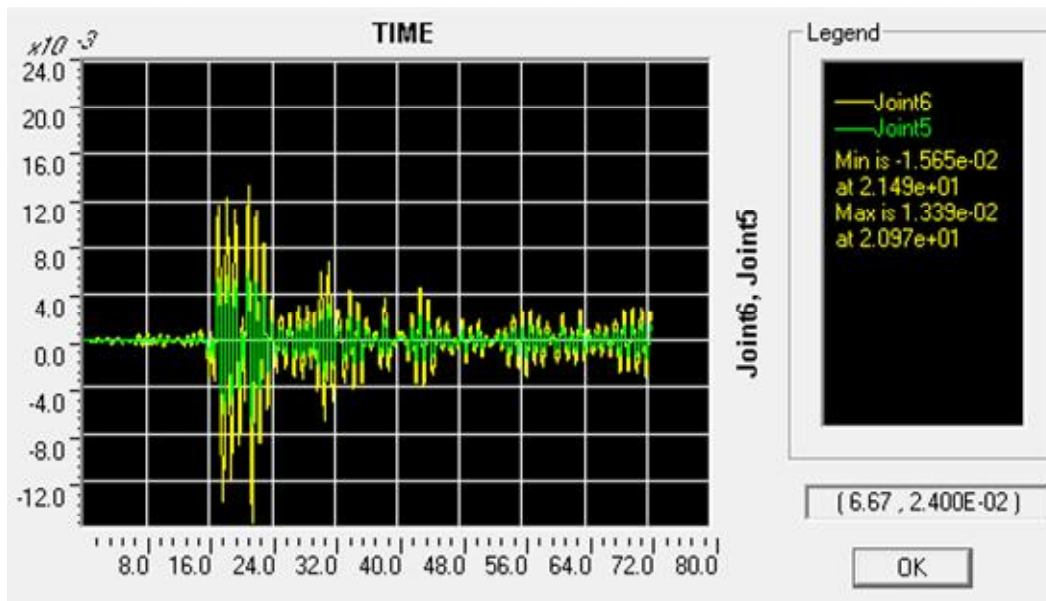


Слика 5.5.1.1.2. Први удар земљотреса. 0,202 g VR86FocsNS. LDA. Тло  $p$ -у криве за песок модификоване. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 8,537 cm.

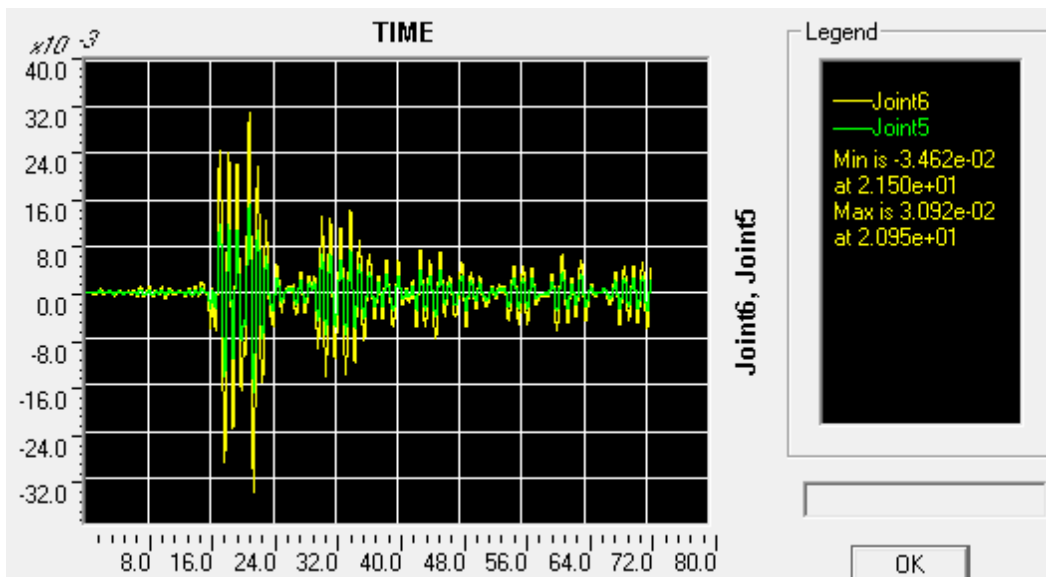


Слика 5.5.1.1.3. Први удар земљотреса. 0,202 g VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песок модификоване. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 9,164 cm.

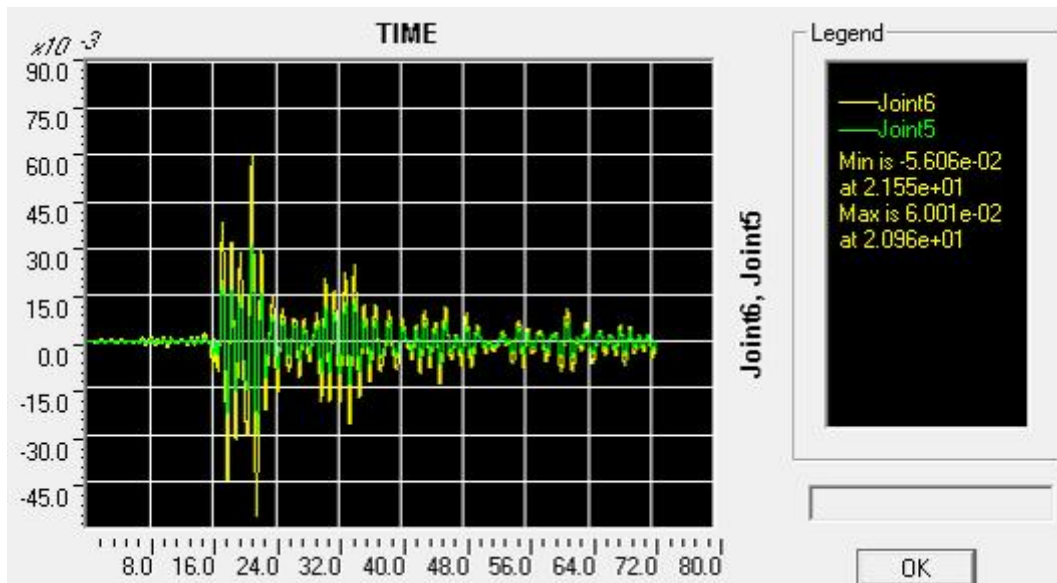




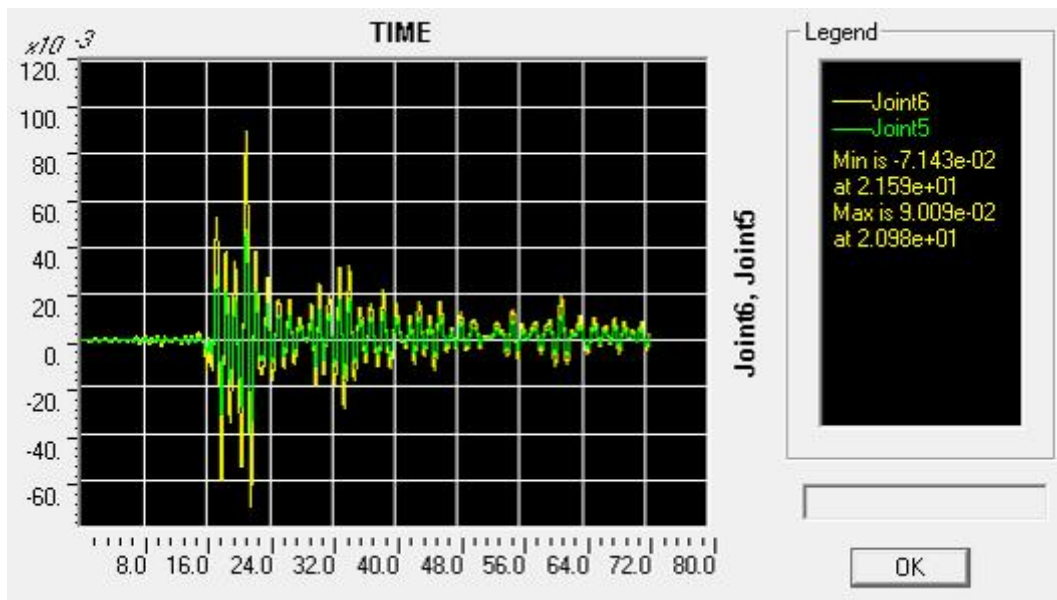
Слика 5.5.1.1.4. Први удар земљотреса. 0,05 g VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песок модификоване. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 1,565 cm.



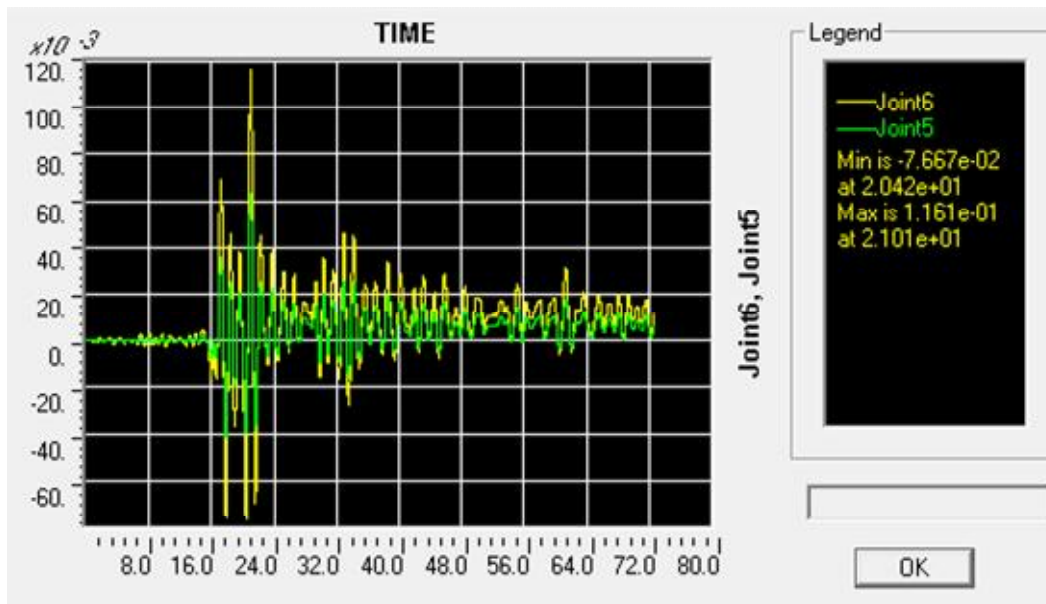
Слика 5.5.1.1.5. Први удар земљотреса. 0,10 g VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песок модификоване. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 3,092 cm.



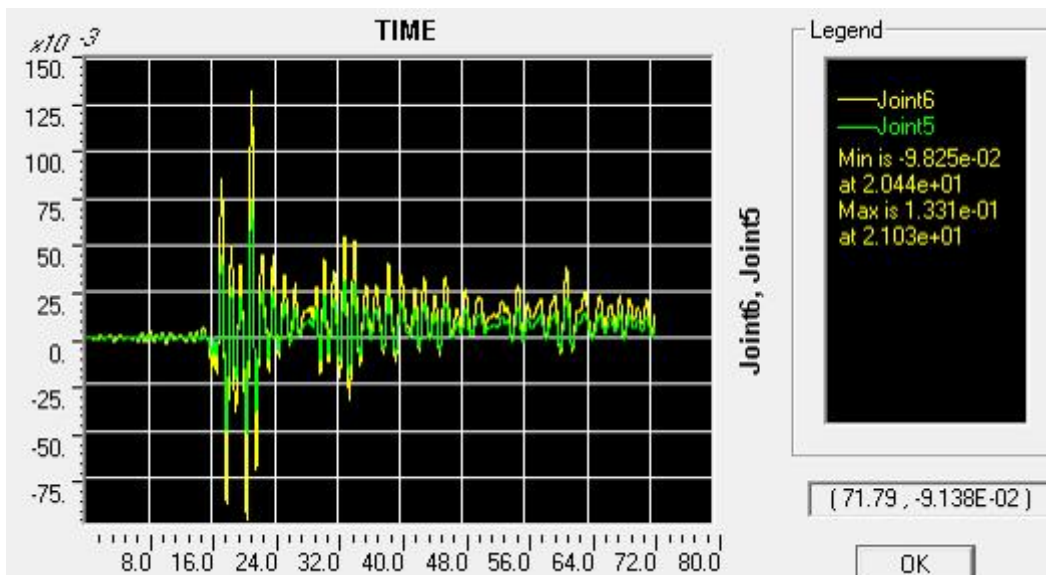
Слика 5.5.1.1.6. Први удар земљотреса. 0,15 g VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 6,001 cm.



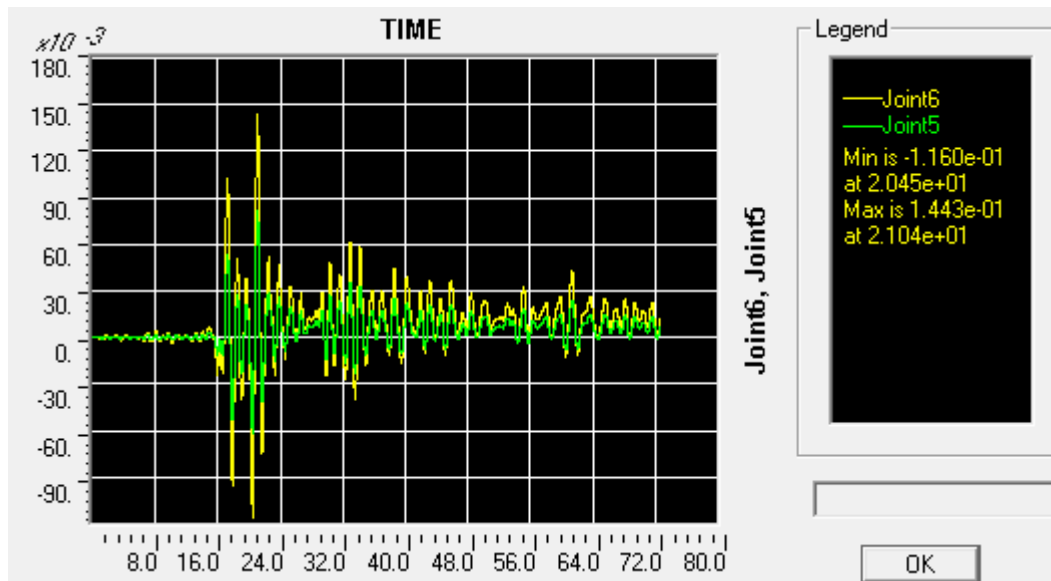
Слика 5.5.1.1.7. Први удар земљотреса. 0,20 g VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 9,009 cm.



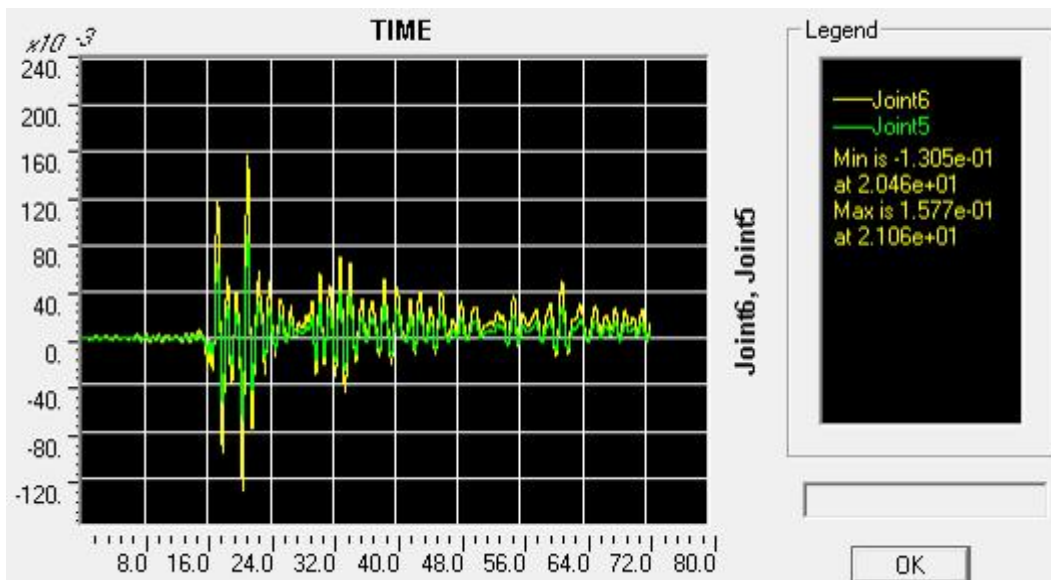
Слика 5.5.1.1.8. Први удар земљотреса. 0,25 g VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 11,61 cm.



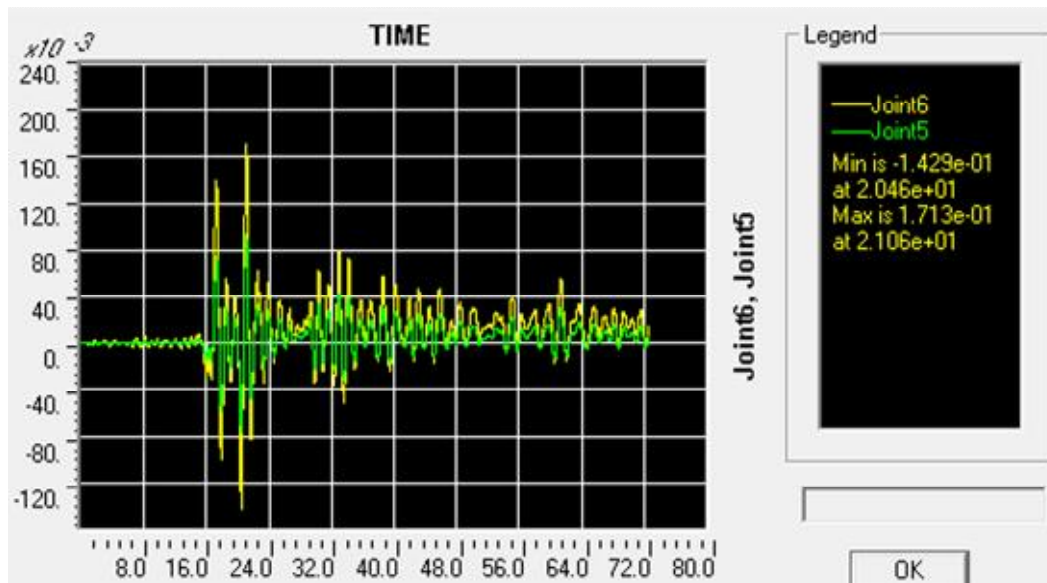
Слика 5.5.1.1.9. Први удар земљотреса. 0,30 g VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 13,31 cm.



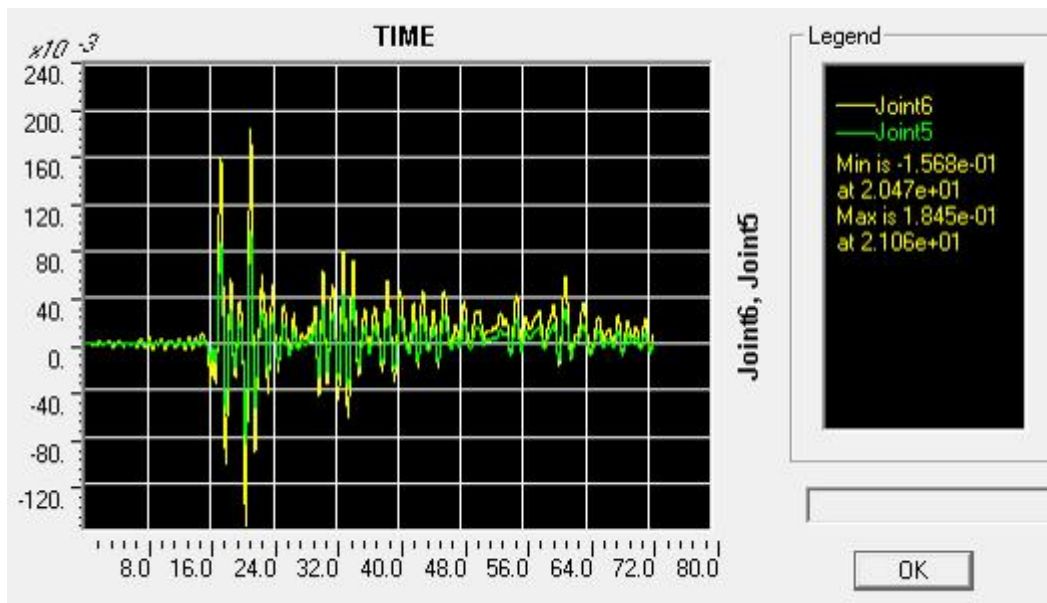
Слика 5.5.1.1.10. Први удар земљотреса. 0,35 g VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 14,43 cm.



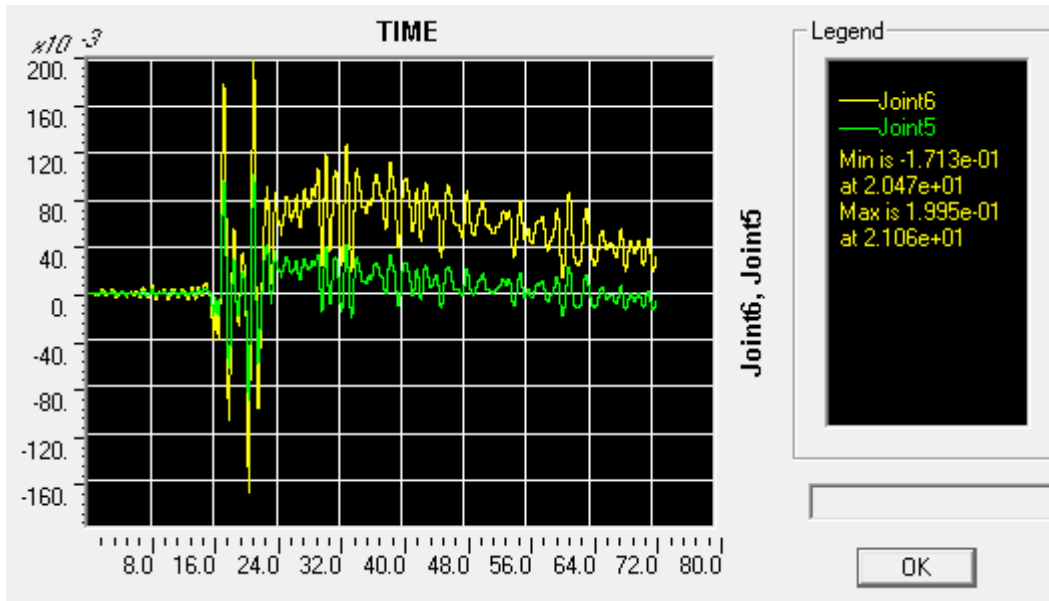
Слика 5.5.1.1.11. Први удар земљотреса. 0,40 g VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 15,77 cm.



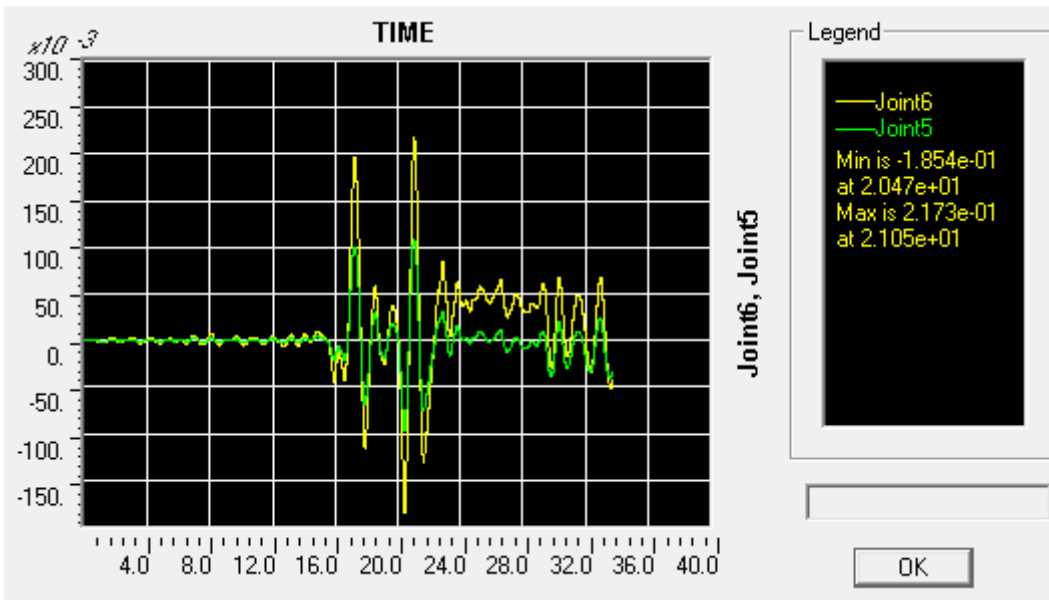
Слика 5.5.1.1.12. Први удар земљотреса. 0,45 g VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песок модификоване. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 17,13 cm.



Слика 5.5.1.1.13. Први удар земљотреса. 0,50 g VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песок модификоване. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 18,45 cm.

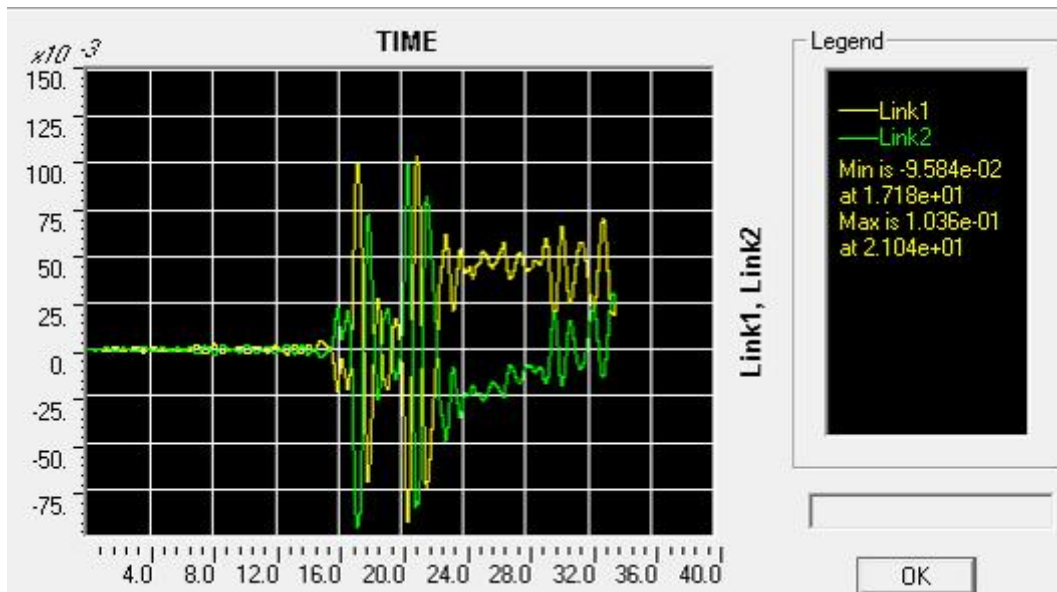


Слика 5.5.1.1.14. Први удар земљотреса. 0,55 g VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 19,95 cm.

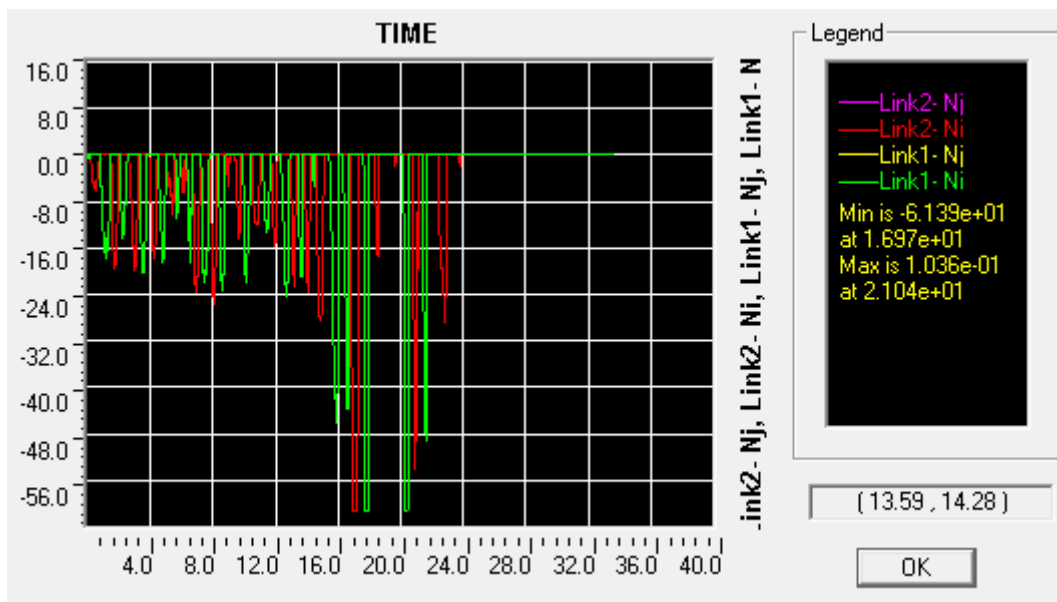


Слика 5.5.1.1.15. Први удар земљотреса. 0,60 g VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 21,73 cm.

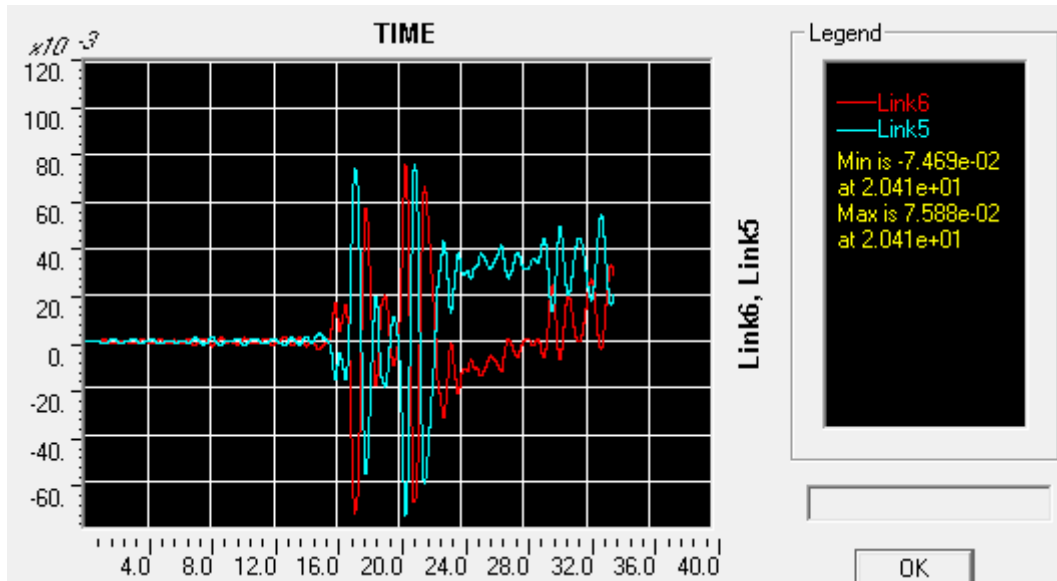
Анализа линк елемената нам омогућава процену понашања тла током земљотреса. Следи процена понашања линк елемената преко слика на којима су дата померања и силе (ознака -1). За препоруку је да се, у случајевима када се појављује значајан број пластичних зглобова у шиповима, направи филм временске историје, због прецизније анализе утицаја тло-шип. Карактеристичне детаље стања пластичних зглобова ваља придружити овој анализи линк елемената, јер у супротном може доћи до погрешне процене понашања.



Слика 5.5.1.1.16.а Линк 1 и 2, ниво површине тла леви крајњи стуб ослонац чвора 5 (површина тла, спој шипа и унутрашњег стуба). 0,60 g VR86FocsNS. NDA. Померања. max 10,36 cm.

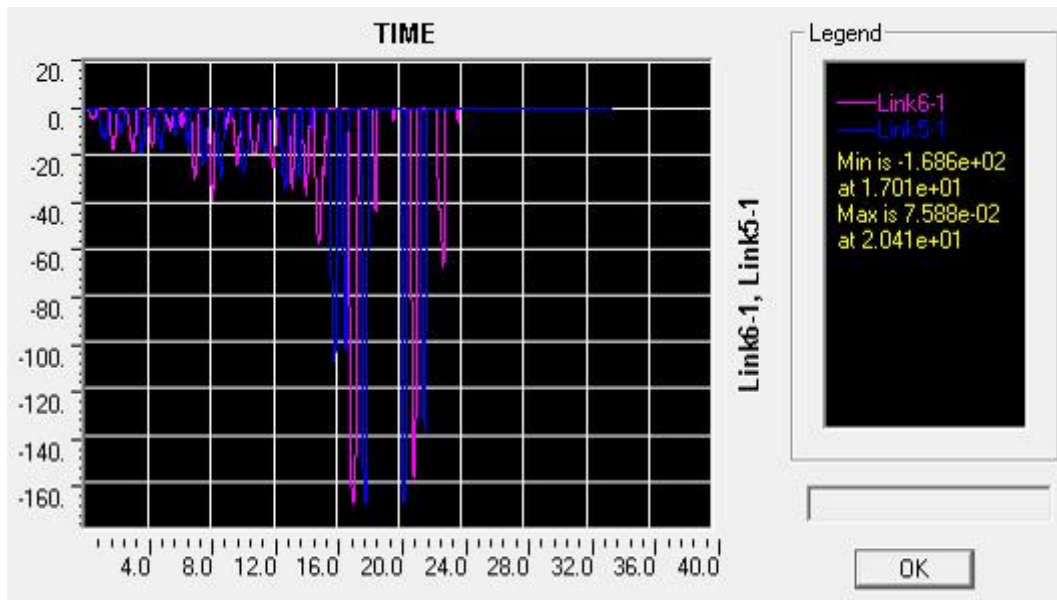


Слика 5.5.1.1.16.б Линк 1 и 2, ниво површине тла леви крајњи стуб ослонац чвора 5 (површина тла, спој шипа и унутрашњег стуба). 0,60 g VR86FocsNS. NDA. Силе. max 61,39 kN



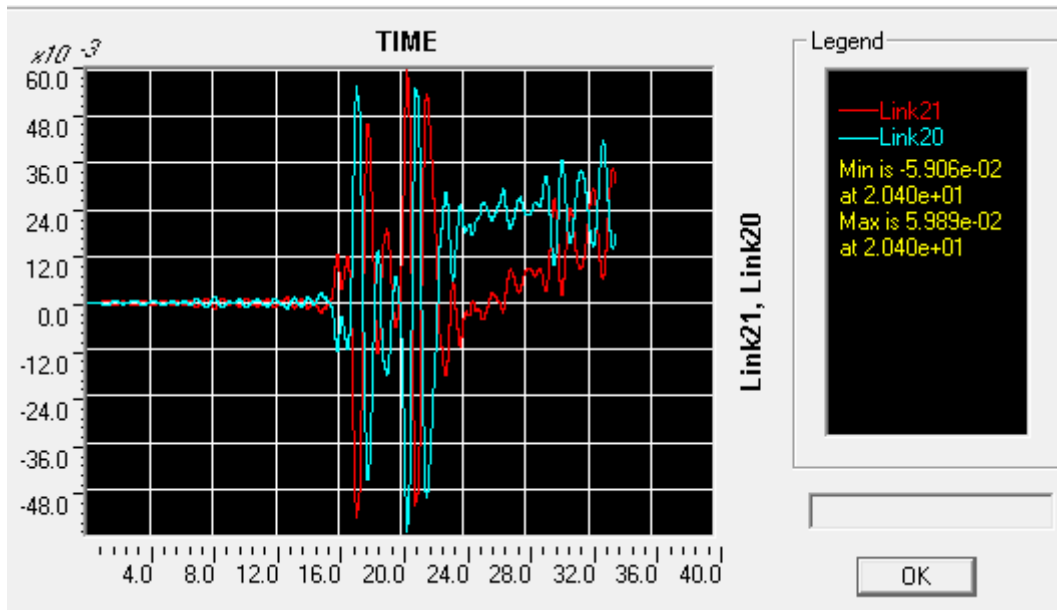
Слика 5.5.1.1.17.а Линк 5 и 6, ниво 1,3 m од површине тла леви крајњи стуб. 0,60 g VR86FocsNS. NDA. Померања. max 7,588 cm

Након 23 sec дејства земљотреса од PGA 0,60 g VR86FocsNS горњи слој тла испод крајњег левог стуба губи носивост, и способност хистерезисне дисипације енергије, јер су прекорачена максимална померања (силе) тог слоја. Оптерећење тада преузимају нижи слојеви тла, при чему се у нивоу тла практично формира зазор као слично као гап елемент али услед хистерезисног понашања. Губитак носивости се не види на дијаграму померања, већ је неопходно погледати и дијаграм сила. С обзиром да је сила нула након 23 sec у овим линк елементима (на површини тла) се не врши рад, а тиме ни дисипација унете сеизмичке енергије у систем тло-шип-горња конструкција.

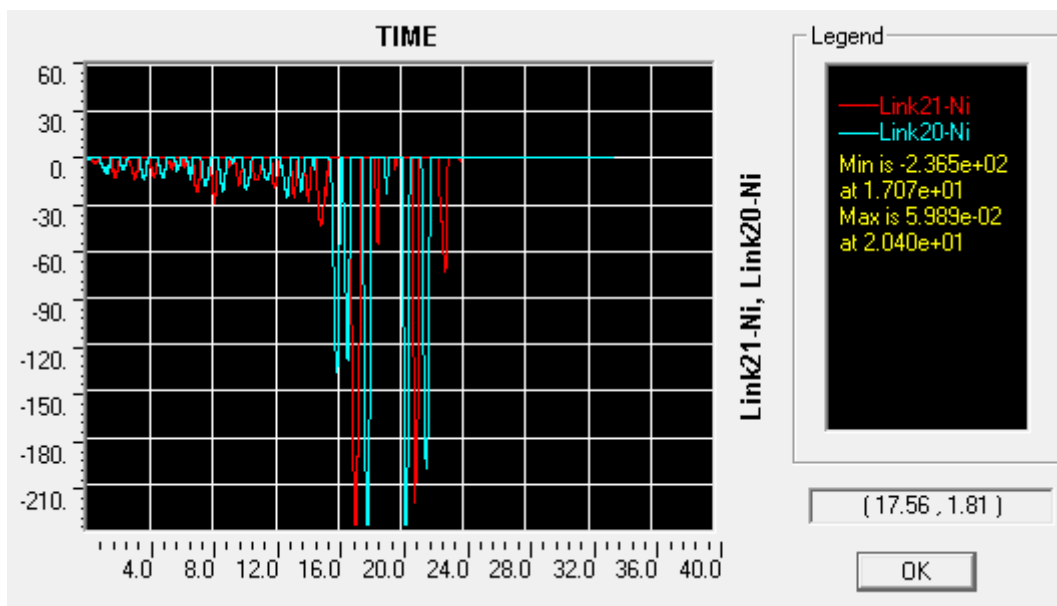


Слика 5.5.1.1.17.б Линк 5 и 6, ниво 1,3 m од површине тла леви крајњи стуб. 0,60g VR86FocsNS. NDA. Сила. max 168,6 kN

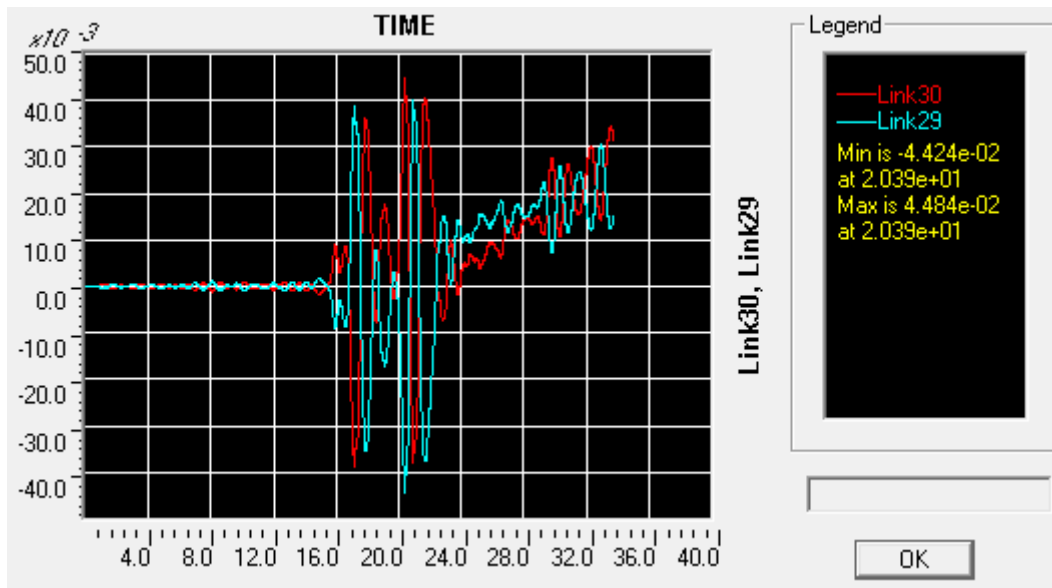




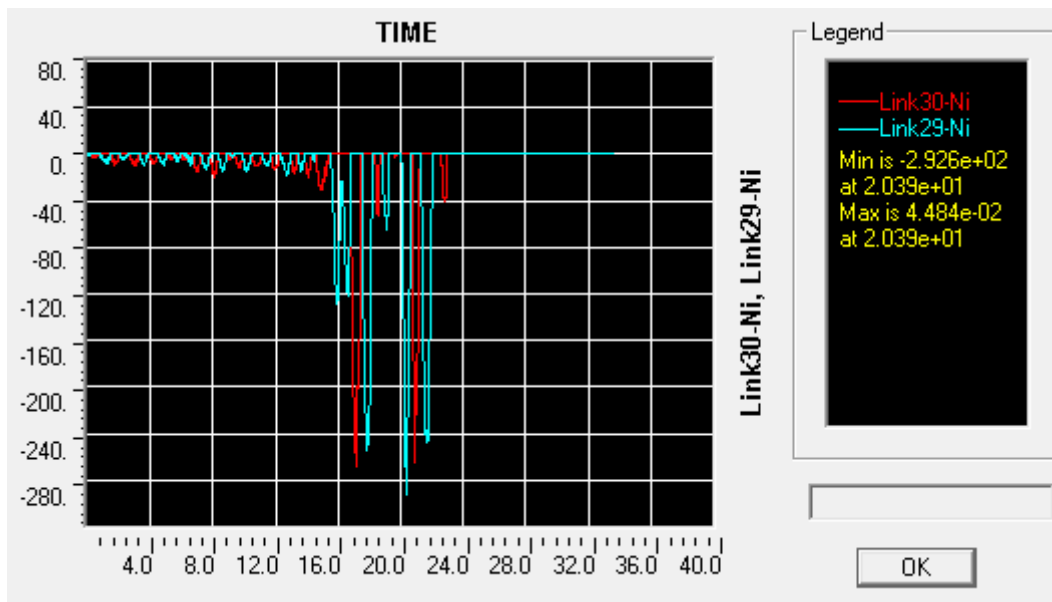
Слика 5.5.1.1.18.а Линк 20 и 21, ниво 2.32 m од површине тла леви крајњи стуб. 0,60g VR86FocsNS. NDA. Померања. max 5,989 cm



Слика 5.5.1.1.18.б Линк 20 и 21, ниво 2.32 m од површине тла леви крајњи стуб. 0,60g VR86FocsNS. NDA. Сила. max 236,5 kN

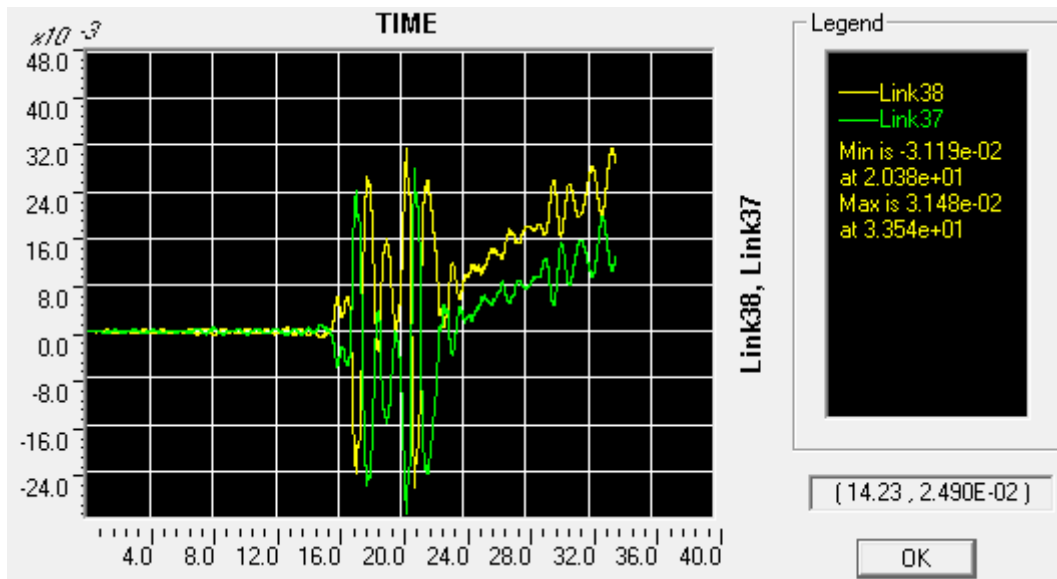


Слика 5.5.1.1.19.а Линк 29 и 30, ниво 3.33 m од површине тла леви крајњи стуб. 0,60g VR86FocsNS. NDA. Померања. max 4,484 cm

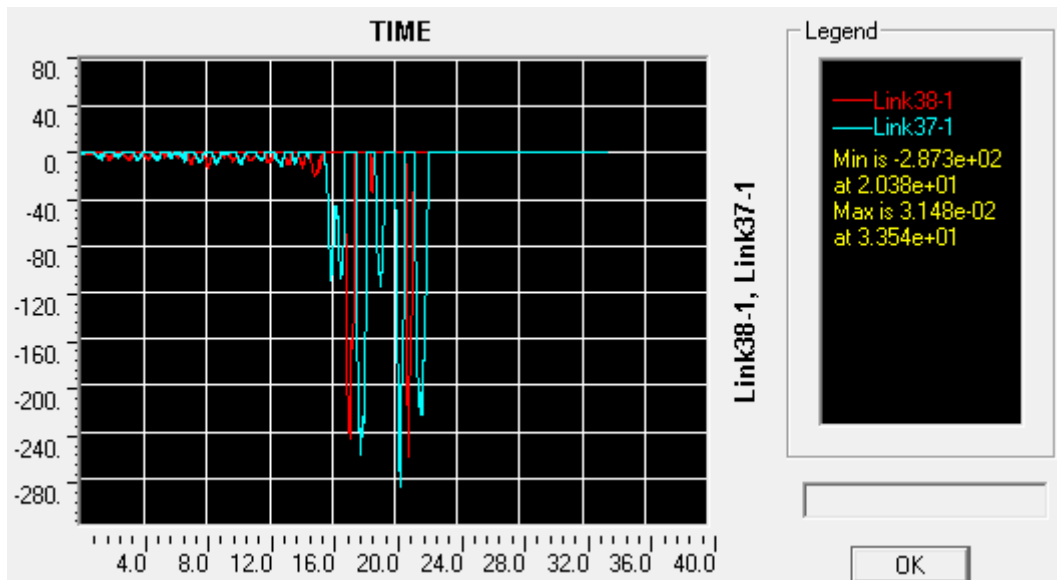


Слика 5.5.1.1.19.б Линк 30 и 29, ниво 3.33 m од површине тла леви крајњи стуб. 0,60g VR86FocsNS. NDA. Сила. max 292,6 kN

Подуж шипа се појављују пластични зглобови, тако да практично и шип и тло доживавају стање лома.

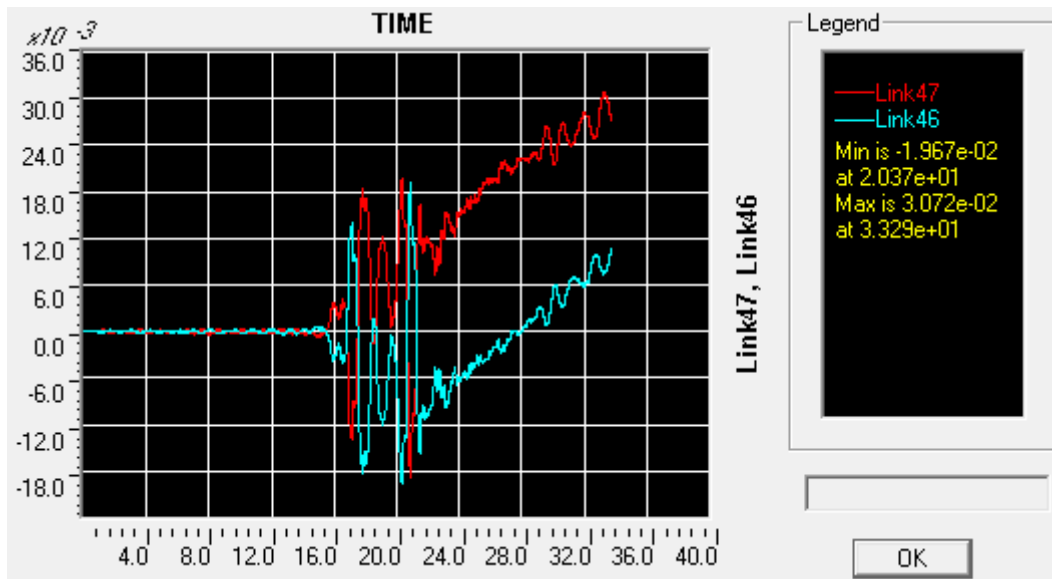


Слика 5.5.1.1.20.а Линк 37 и 38, ниво 4.35 m од површине тла леви крајњи стуб. 0,60g VR86FocsNS. NDA. Померања. мах 3,148 cm (главни удар око 3,2 cm)

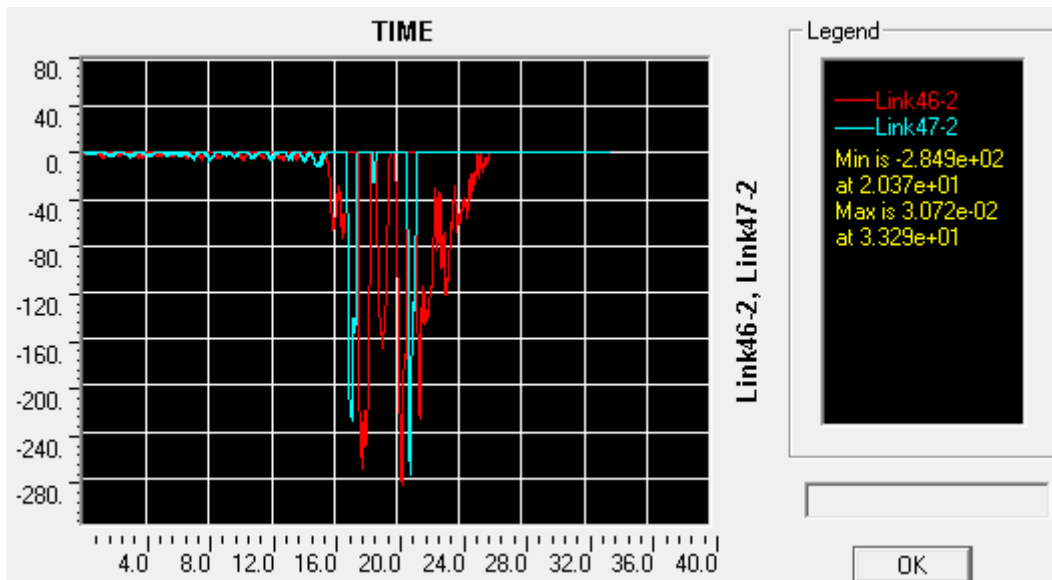


Слика 5.5.1.1.20.б Линк 37 и 38, ниво 4.35 m од површине тла леви крајњи стуб. 0,60g VR86FocsNS. NDA. Сила. мах 287,3 kN

Линк 46 и 47 је на новоу  $-5,36\text{m}$  од површине тла

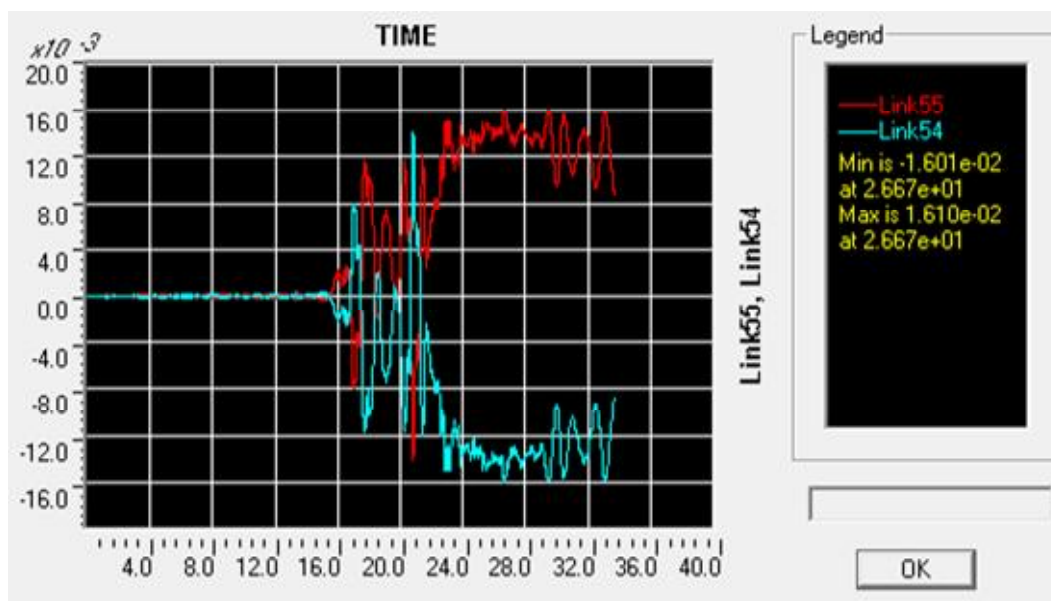


Слика 5.5.1.1.21.а Линк 46 и 47, ниво 4.35 m од површине тла леви крајњи стуб. 0,60g VR86FocsNS. NDA. Померања. max 3,072 (cm) (главни удар око 1.9cm)



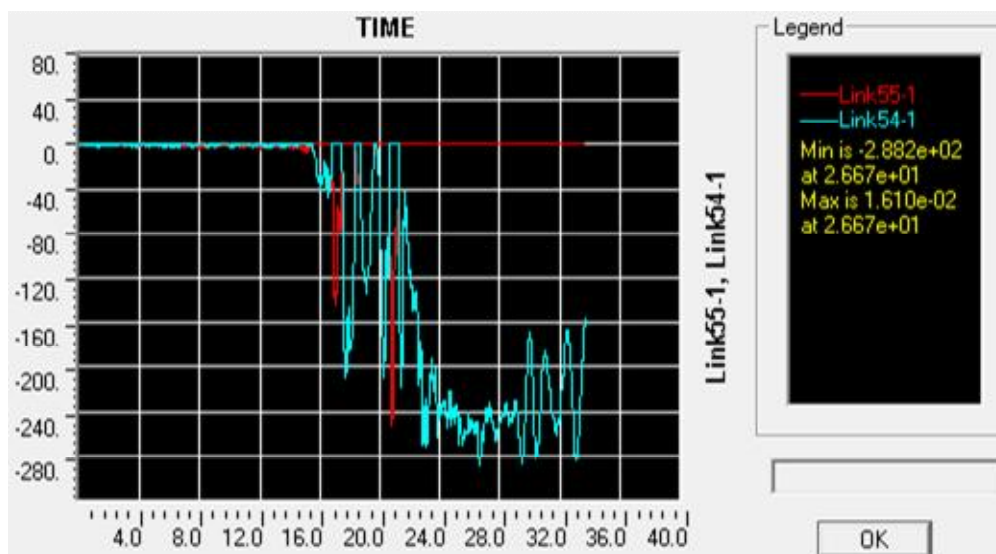
Слика 5.5.1.1.21.б Линк 46 и 47, ниво 5.36 m од површине тла леви крајњи стуб. 0,60g VR86FocsNS. NDA. Сила. max 284,9 kN. Сила у линку 46 пада на 0 након 26сес. Тло на овој дубини дуже задржава носивост.

Линк 54 и 55 је на новоу  $-6,36$  m од површине тла



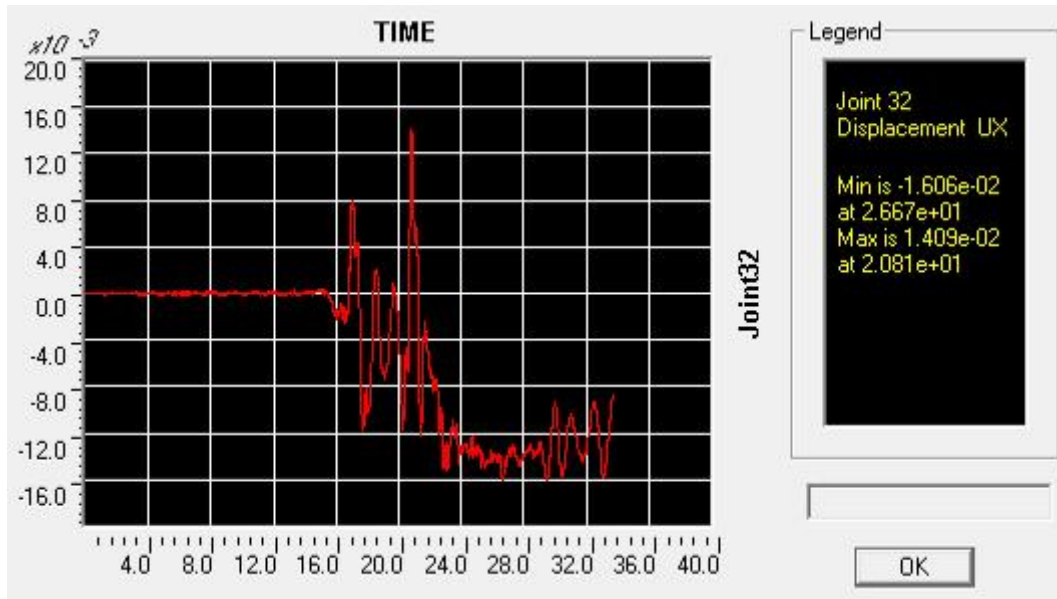
Слика 5.5.1.1.22.а Линк 54 и 55, ниво 6,38 m од површине тла леви крајњи стуб. 0,60g VR86FocsNS. NDA. Померања. max 1,61 cm.

Померање Линка 54 и 55 (слика 22а) поклапа се са померањем чвора 32 (слика 22ц), а тло не губи носивост (бар са једне стране стуба) јер сила није нула, (слика 22ц).



Слика 5.5.1.1.22.б Линк 54 и 55, ниво 6,38 m од површине тла леви крајњи стуб. 0,60g VR86FocsNS. NDA. Сила. max 288,2 kN

Линк 55 након 21-22 сес губи носивост зато јер је прешао на затезање или је шип трајно померен из почетног равнотежног положаја (осе), ово може да буде и веома мало померање, од свега неколико милиметара али ефекти не морају да буду без значаја на стање конструкције. Дакле за прецизну анализу утицаја земљотреса мора се разматрати и стање у тлу као и стање пластичних зглобова на крају и током дејства земљотреса.



Слика 5.5.1.1.22. ц. Провера чвора 32, који је директно везан на линк 54 и 55, ниво 6,38 m од површине тла леви крајњи стуб. Чвор стуба на овом нивоу трајно је померен за око 1,2 cm.

На већим дубинама код овог скраћеног акцелерограма не долази до отказа тла те се ови линк елементи неће ни разматрати. Исти би били од интереса ако би се проучавала дисипација сеизмичке енергије у тлу.

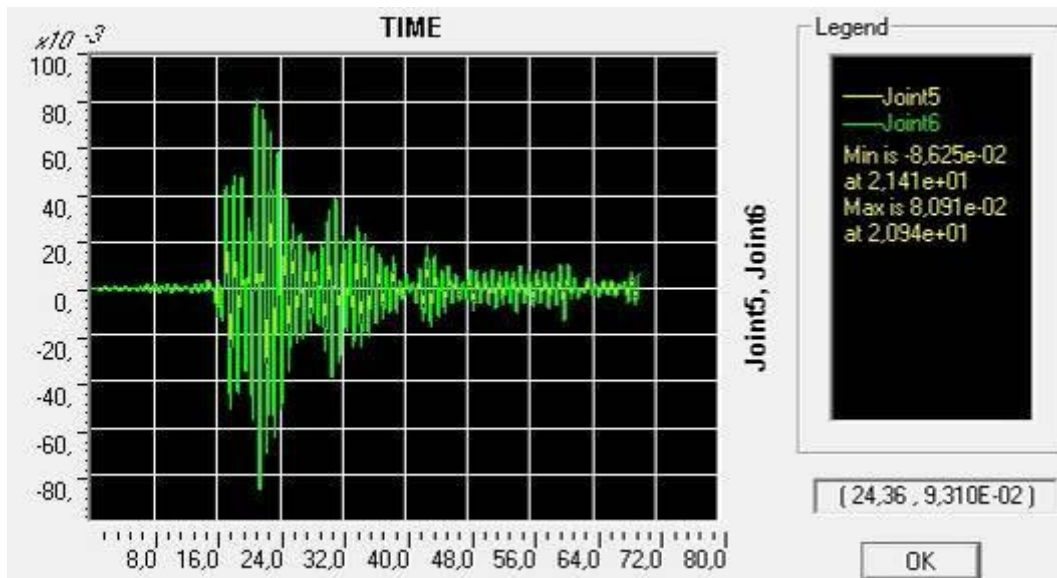
Табела 5.5.1.1.3 Поређење утицаја у линк елементима са дубином, без почетних напона од сопствене тежине.

(m)	Link	Link	чвор	slika		Umax(cm)	P(kN)
0,00	1	2		16		10,36	61,39
-1,30	5	6		17		7,588	168,6
-2,32	20	21		18		5,989	236,5
-3,33	29	30		19		4,484	292,6
-4,35	37	38		20		3,148	287,3
-5,36	46	47		21		3,072	284,9
-6,38	54	55	32	22		1,61	288,2

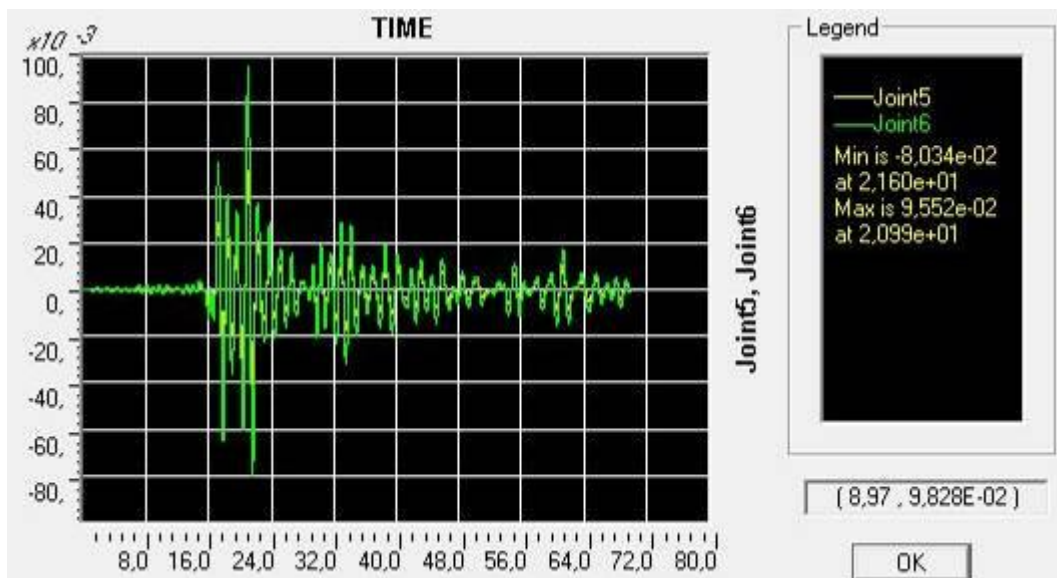
Координате по дубини Линк елемената су **померене за 0,30 cm**. Сви модели тла у овој глави 5 ће имати ову висину.

Акцелерограми су без вертикалне компоненте, чак и за  $PGA > 0.30g$ .

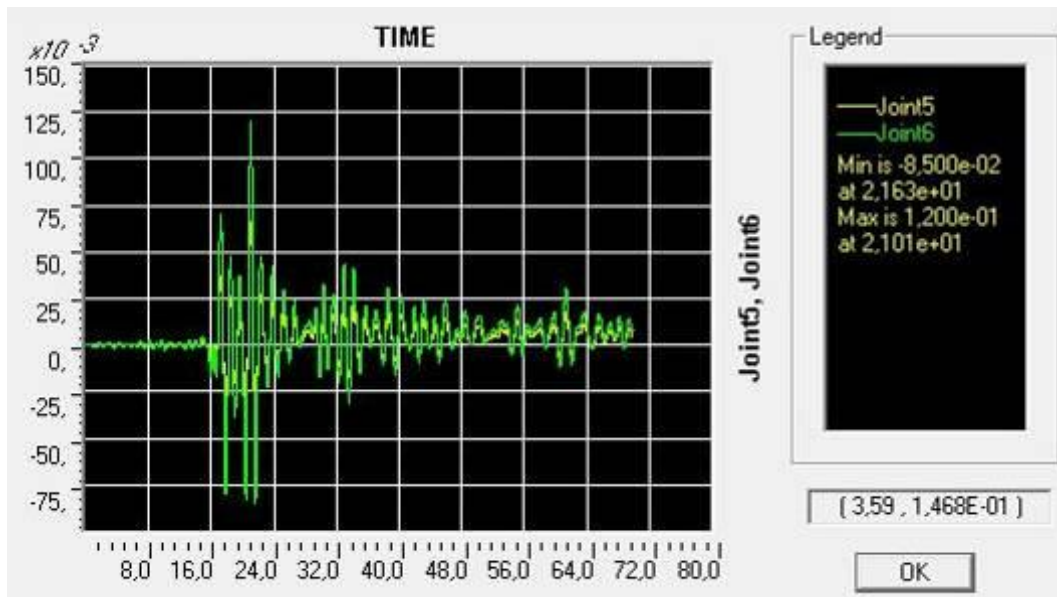
**5.5.1.2. Нелинеарна динамичка анализа основног модела са почетним напонским стањем од сопствене тежине и рицовим облицима. акцелерограм VR86FOCNS рум,  $p$ -у модификоване криве.**



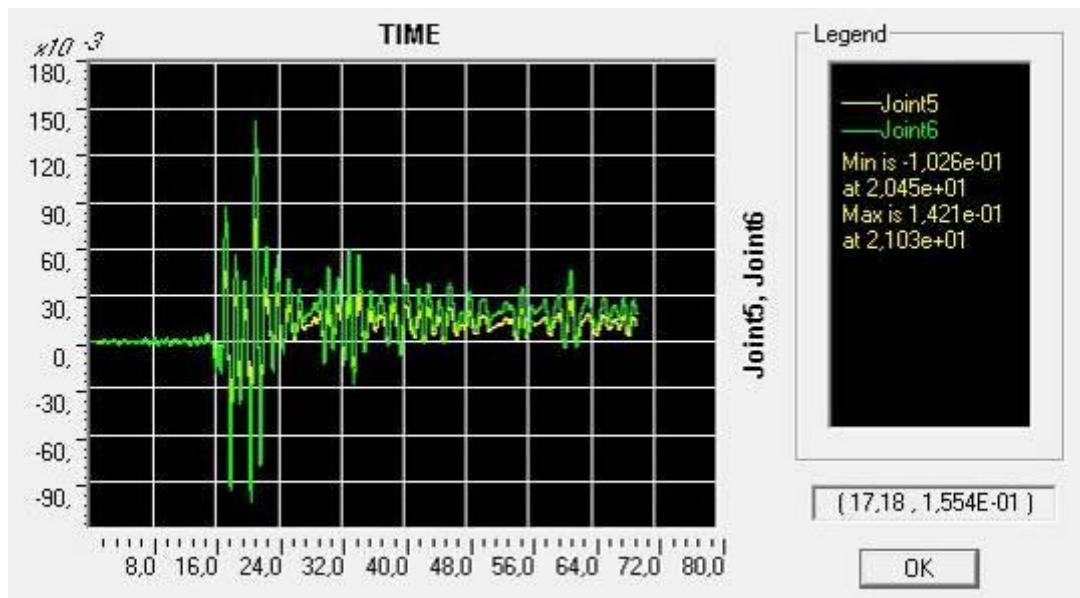
Слика 5.5.1.2.1. Први удар земљотреса. 0,20g VR86FocsNS. LDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 8,625 cm.



Слика 5.5.1.2.2. Први удар земљотреса. 0,20g VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 9,552 cm.

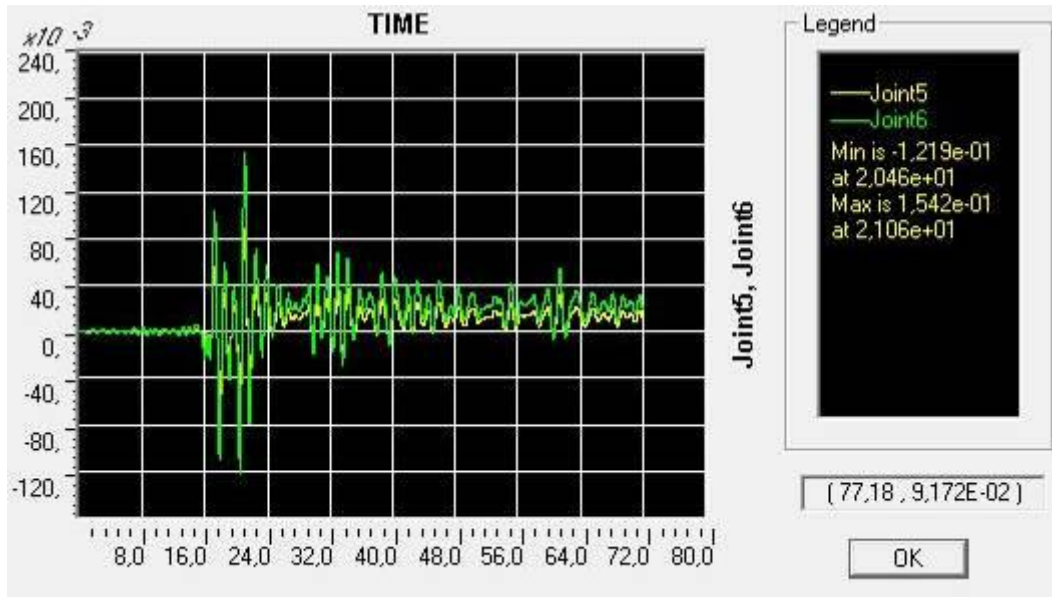


Слика 5.5.1.2.3. Први удар земљотреса. 0,25g VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 12,00 cm.

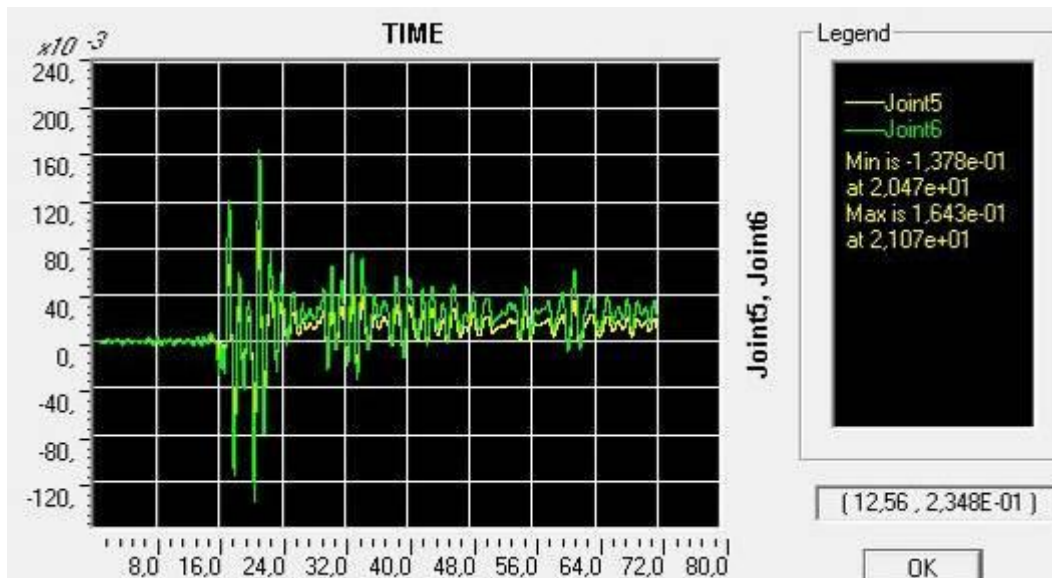


Слика 5.5.1.2.4. Први удар земљотреса. 0,30g VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 14,21 cm.



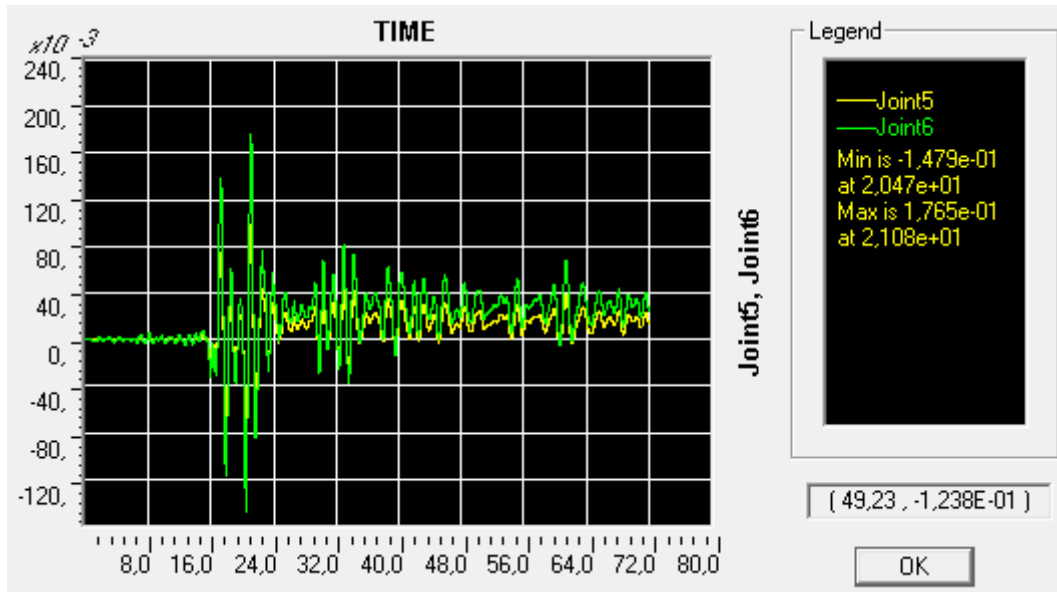


Слика 5.5.1.2.5. Први удар земљотреса. 0,35g VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песок модификоване. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 15,42 cm.

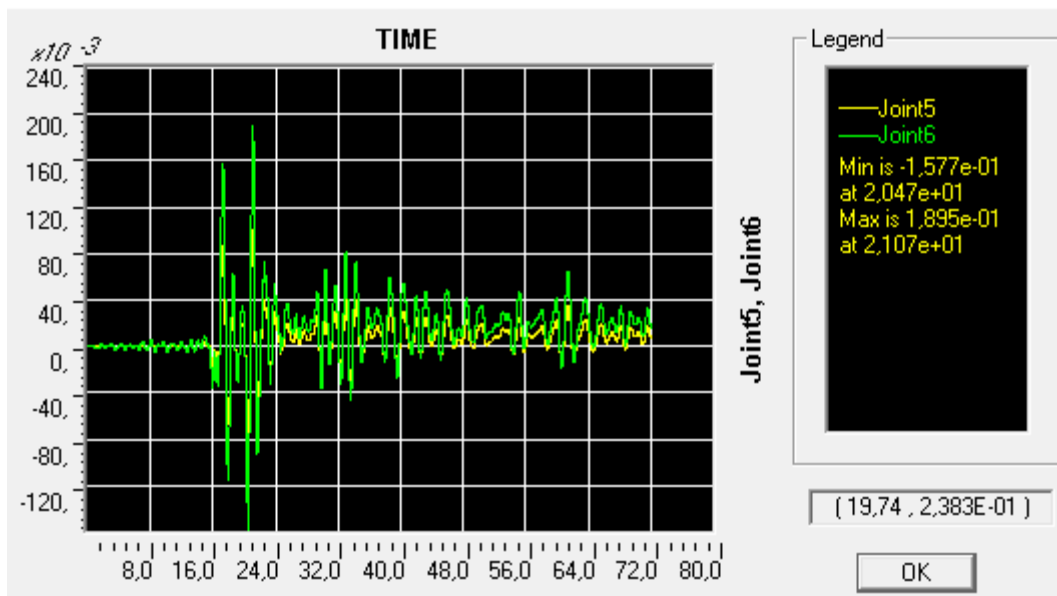


Слика 5.5.1.2.6. Први удар земљотреса. 0,40g VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песок модификоване. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 16,43 cm.

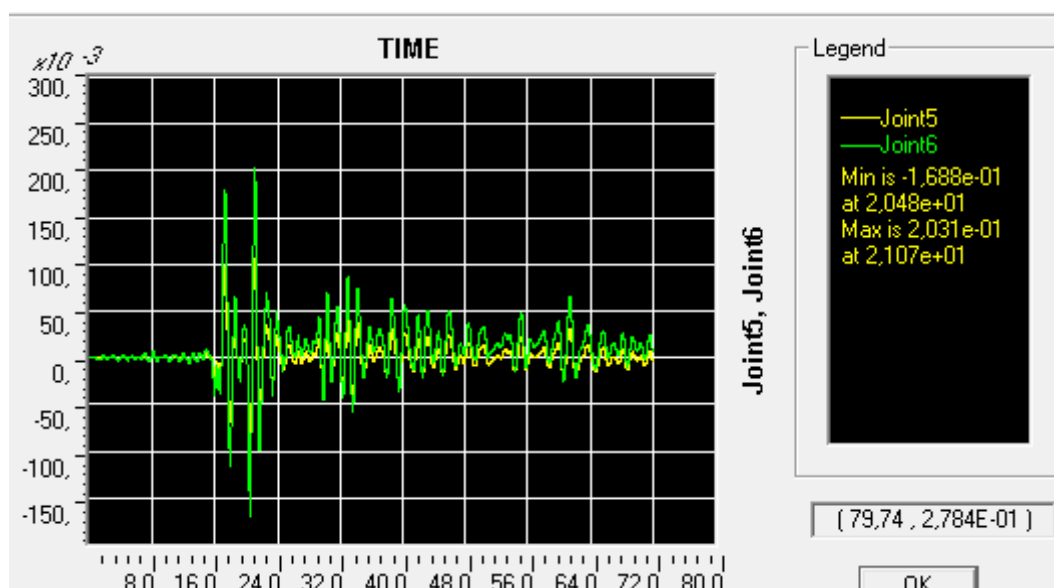
Ако се дозвољено померање стуба претпостави у вредности од  $l/600$ , добија се померање од 1cm, а када се ова вредност помножи фактором понашања 5.85 добија се приближно 6 cm, што је вредност дрифта код које могу наступити значајна оштећења. Дрифт код ових конструкција не може се посматрати као дрифт спратног померања, јер је у нивоу међуспратна на оба крајња чвора стуба, налази вертикална асимптота (не односи се на крајње спратове, кров и приземље односно сутерен). Код овог модела моста доњи чвор стуба готово никад нема вертикалну асимптоту. Она се појављује само ако се у нивоу дна стубова додају веома круте везне греде. Веома круте везне греде изазивају појаву пластичног зглоба у дну стубова, те се њихова крутост и коефицијент армирања ваља пажљиво одабрати, у складу са гомеханичким условима и прорачунским моделом. Дакле ово није класичан дрифт, јер доњи крај стуба има значајан нагиб, и пластични зглоб често може прво да се појави у дубини тла у шипу, а да доњи крајеви стубова остану неоштећени.



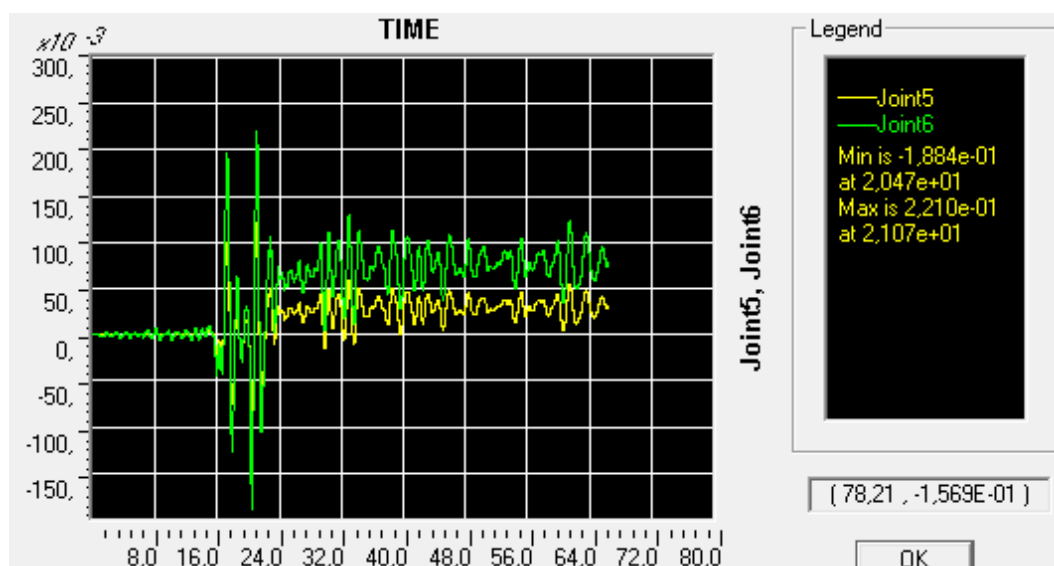
Слика 5.5.1.2.7. Први удар земљотреса. 0,45g VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песок модификоване. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 17,65 cm. Овде је дошло до достизања циљног померања од 17 cm које је одређено у пушOVER анализи, када наступају значајна оштећења конструкције. Област граничног померања (формирања механизма) се у зависности од модела може одредити у интервалу од 16,5 до 17 cm.



Слика 5.5.1.2.8. Први удар земљотреса. 0,50g VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песок модификоване. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 18,95 cm.



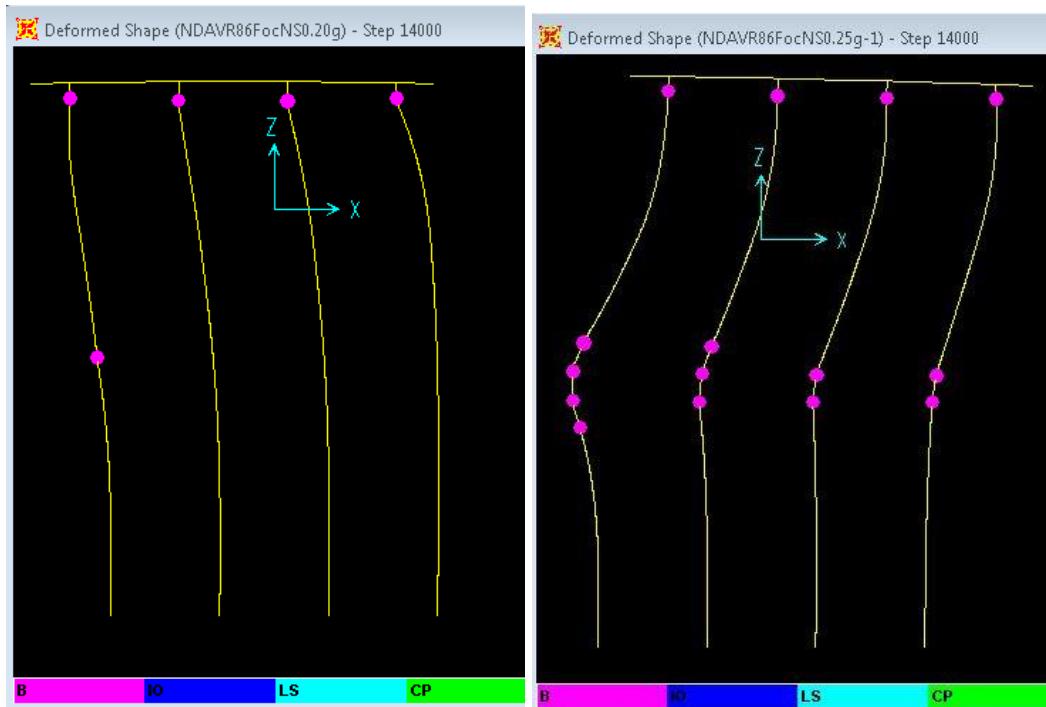
Слика 5.5.1.2.9. Први удар земљотреса. 0,55g VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песок модификоване. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 20,31 cm.



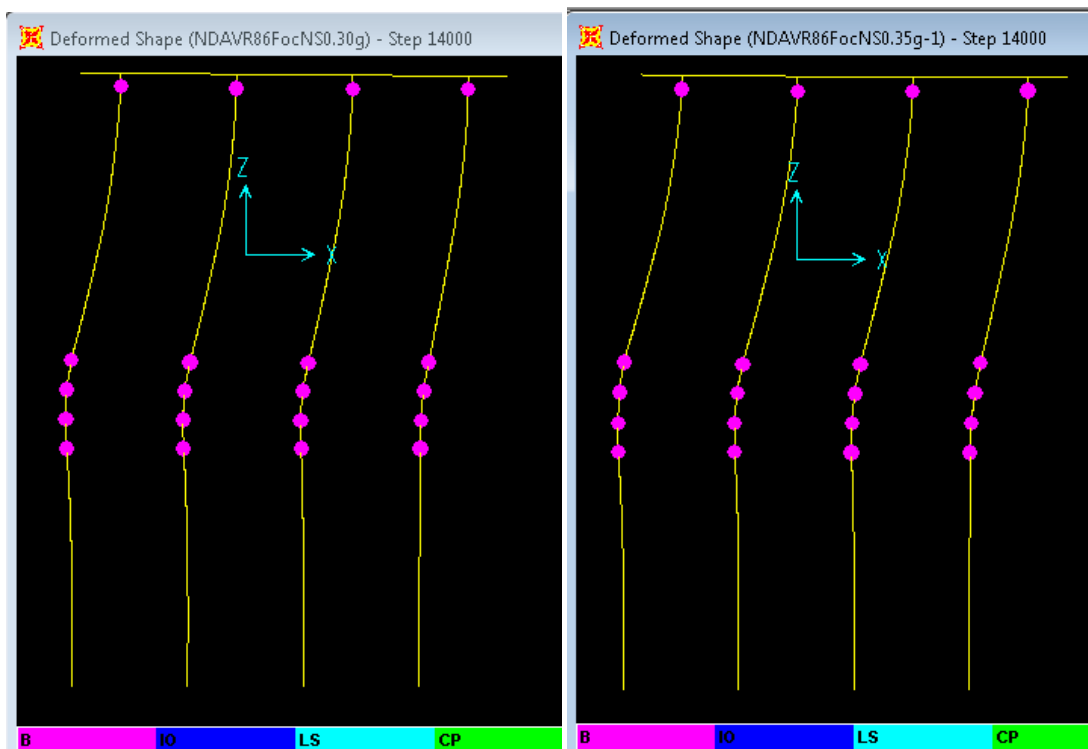
Слика 5.5.1.2.10. Први удар земљотреса. 0,60 g VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песок модификоване. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 22,10 cm. (прорачунато 66.55 sec од 72 sec). Приметна трајна деформација тла и конструкције након главног удара тј-након 24 sec. Тиме је изазван и трајни нагиба елемента стуб-шип.

Вршно померање код овог случаја слика 5.5.1.2.10., када је узето у обзир почето напонско стање код прорачуна временске историје, веће за свега 1,67% од истог прорачуна када ово почетно стање није узето слика 5.5.1.1.15.

Понашање конструкције у смислу преосталог вршног померања (заправо пластичног нагиба) боље је када нису узети почетни напони, износе: око 4 cm за врх и око -1cm дно стуба ( $\Delta$  5cm), док су код моделски коректног стања када је преузето почетно напонско стање око 3,5 и 7,5 cm ( $\Delta$  4cm). Иако је понашање конструкције боље за вршно померање, код непреузетог почетног напонског стања, број нултих корака прорачуна значајно расте, те исти није комплетно завршен.



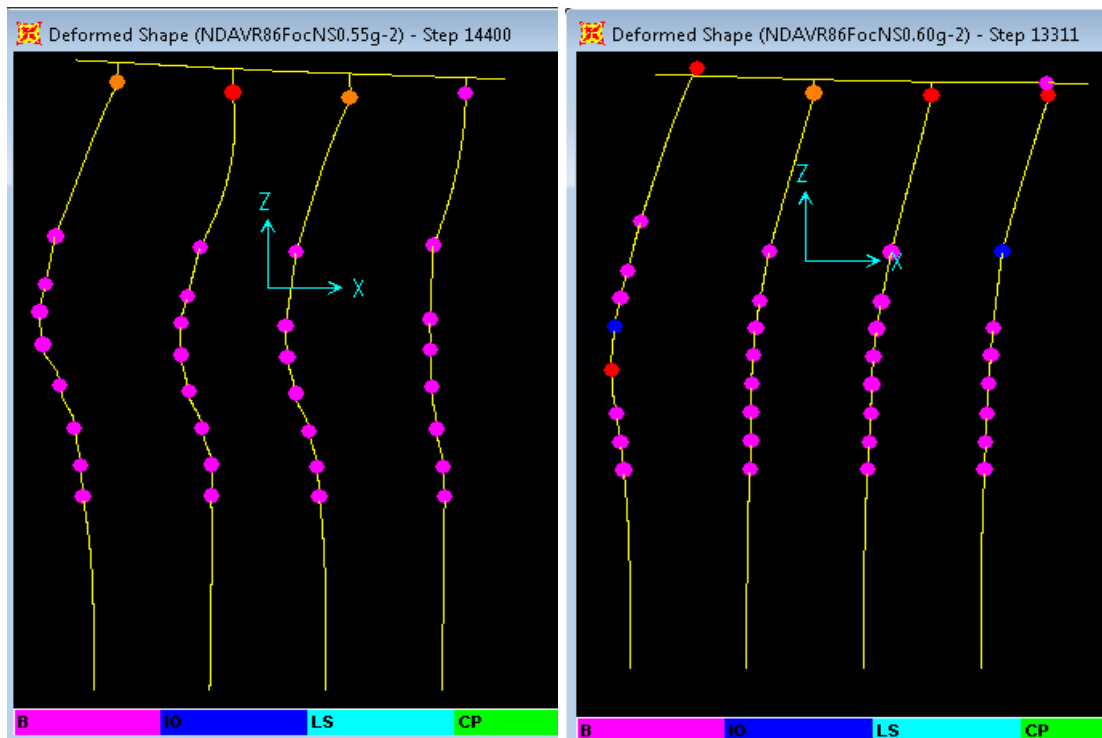
Слика 5.5.1.2.11. Стање пластичних зглобова, на крају Првог удара земљотреса. VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. а) PGA 0,20g, б) PGA 0,25g



Слика 5.5.1.2.12. Стање пластичних зглобова, на крају Првог удара земљотреса 70sec. VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. а) PGA 0,30g, заостало померање врха 1,76 cm б) PGA 0,35g заостало померање врха 2.1 cm



Слика 5.5.1.2.13. Стање пластичних зглобова, на крају Првог удара земљотреса 70sec. VR86FocNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. а) PGA 0,40g, б) PGA 0,50g овде се појављује и 1 зглоб различит од течења Y а то је стање E зглоба у врху крајњег десног стуба (овај зглоб више нема никакву резерву носивости)



Слика 5.5.1.2.14. Стање пластичних зглобова, на крају Првог удара земљотреса 70sec. VR86FocNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. а) PGA 0,55g овде се појављују 3 зглоба која прекорачују стање Y: 2D и 1 E у врху 3 стуба, б) PGA 0,60g овде се појављује сва 4 зглоба различита од течења Y а то је стање 3E+1D зглоба у врху стуба, и 1 IO у дну стуба крајњег десног. Такође се јавља и зглоб у плочи стање Y. Крајњи шип лево има и размазане прслине и стање лома. 5Y+1E+1IO

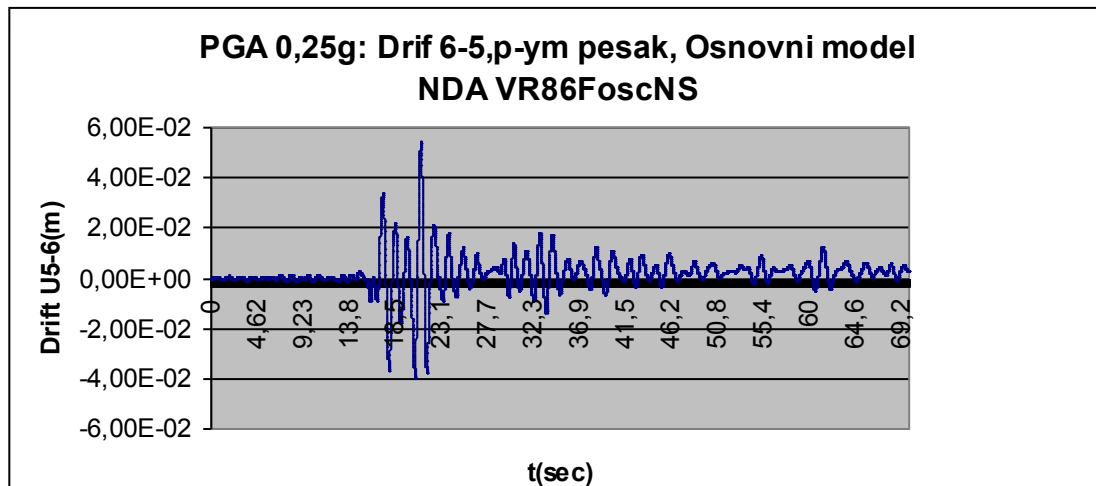
До нивоа PGA 0,55 g VR86FocNS нема појаве оштећења шипова, јер се прслине које се до тада јављају „размазане“, и стање пластичних зглобова је Y- почетак течења, на граници еластичности. Практично су прслине једва видљиве. Значајно оштећења

шипова се јавља тек при PGA 0,60 g VR86FocsNS. Међутим при том нивоу PGA од 0,60g долази и до оштећења коловозне плоче, што није по EC8.

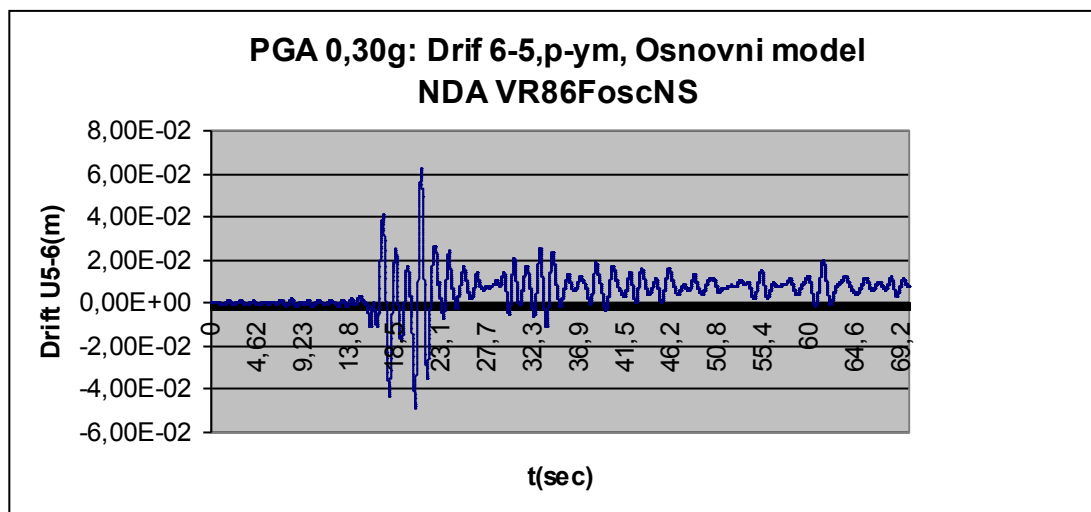


Слика 5.5.1.2.15. Стање пластичних зглобова, на крају Првог удара земљотреса 70sec. VR86FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване  $p$ -ум. а) PGA 0,45 g овде се у врховима стубова појављују следећи зглобови: 2 Y+1D+1E, б) PGA 0,50 g овде се у врховима стубова појављују следећи зглобови: 3Y+1E, што је боље стање него за PGA 0,45 g.

Ако се упореди стање пластичних зглобова за PGA 0,45 g и PGA 0,50 g, боље је стање врхова стубова у конструкцији при PGA 0,50g, међутим ако се детаљније погледа цела конструкција, види се да је повећан број пластичних зглобова у шиповима код PGA 0,50g. PGA 0,45g (6+5+5+4=20Y), PGA 0,50g (6+6+6+5=23Y).

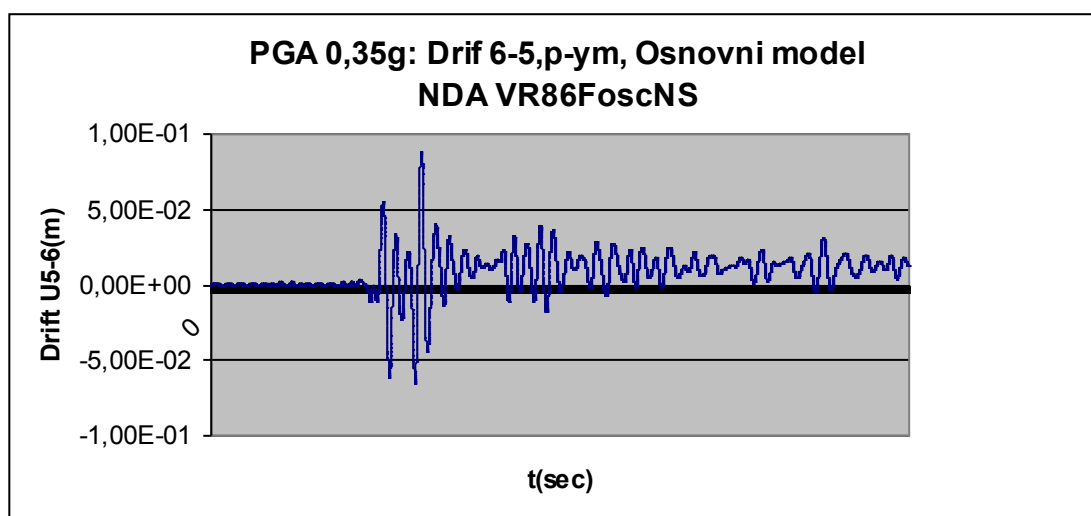


Слика 5.5.1.2.16. PGA 0,25 g дрифт VR86FocNS. Основни модел,  $p$ -ум, max дрифт 5,41cm. Заостали дрифт, је 0,21 cm, срачунат као средња вредност задњих 10 sec, дејства земљотреса.

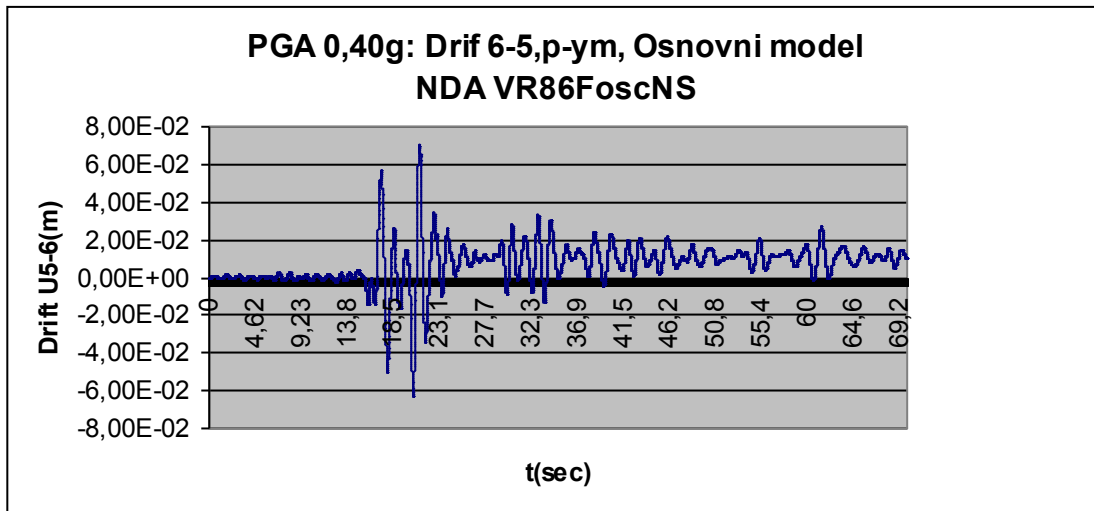


Слика 5.5.1.2.17. PGA 0,30 g дрифт VR86FoscNS. Основни модел, *p-ym*, max дрифт 6,27cm. Заостали дрифт, је 0,62 cm.

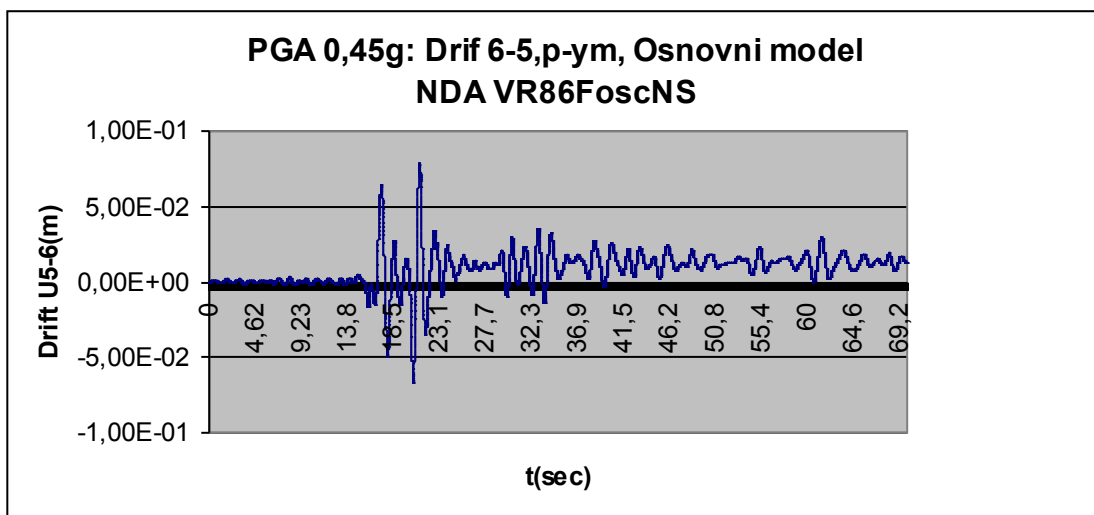
У тренутку од 28 sec након серије два јака удара при PGA 0,30g дрифт VR86FoscNS се не враћа у нулу, као при PGA 0,25g. Ниво осциловања дрифта је трајно померен на око 1cm. Код PGA 0,25g овај ниво је око 0,5-0,65 cm. Ово значи да је стуб након земљотреса трајно нагнут, за приближно 1 до 1,3 mrad.



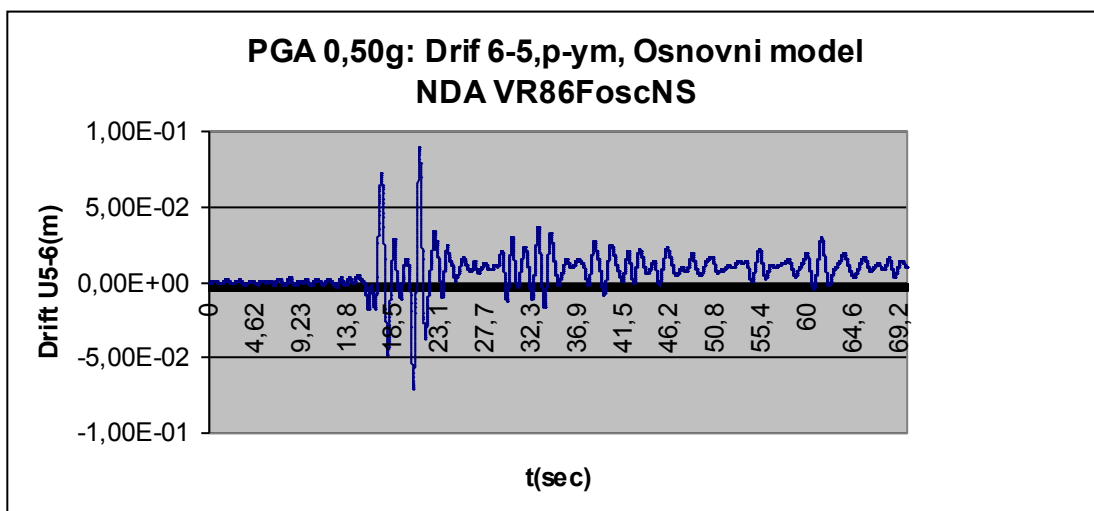
Слика 5.5.1.2.18. PGA 0,35 g дрифт VR86FoscNS. Основни модел, *p-ym*, max дрифт 6,65cm. Заостали дрифт, је 0,74 cm.



Слика 5.5.1.2.19. PGA 0,40 g дрифт VR86FoscNS. Основни модел, *p-ym*, тах дрифт 6,99cm. Заостали дрифт, је 0,84 cm.

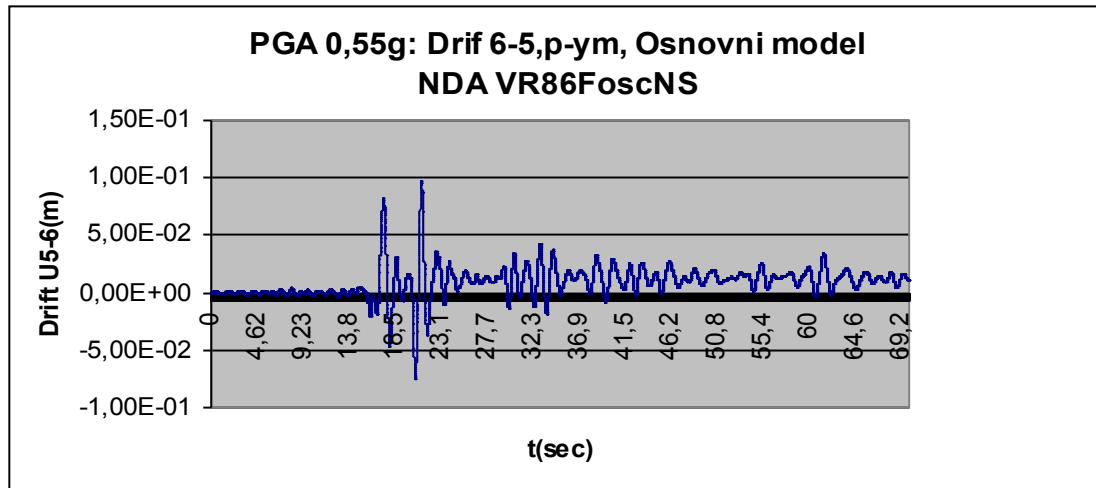


Слика 5.5.1.2.20. PGA 0,45 g дрифт VR86FoscNS. Основни модел, *p-ym*, тах дрифт 7,82 cm. Заостали дрифт, је 1,01 cm.

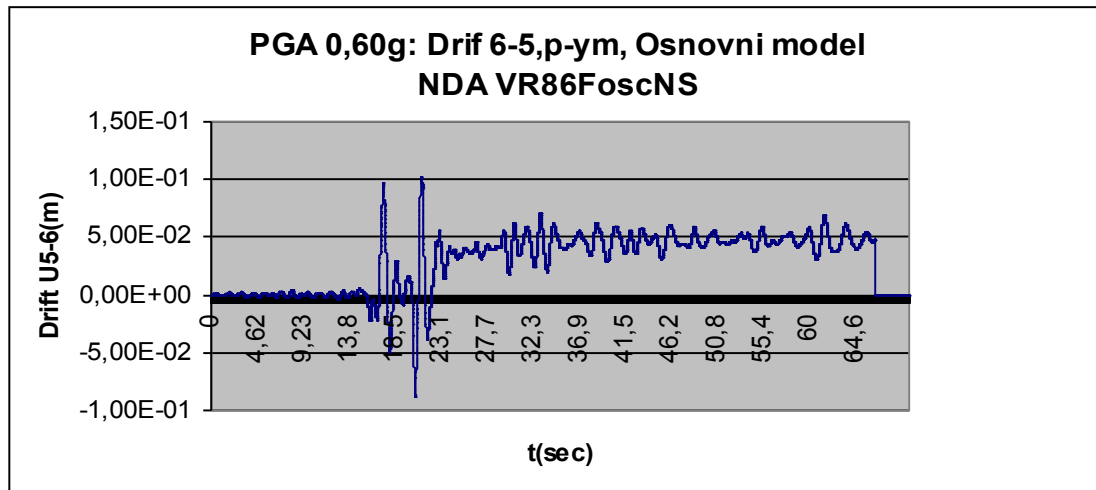


Слика 5.5.1.2.21. PGA 0,50 g дрифт VR86FoscNS. Основни модел, *p-ym*, тах дрифт 8,932cm. Заостали дрифт, је 0,81 cm. (<PGA 0,45)





Слика 5.5.1.2.22. PGA 0,55g дрифт VR86FoscNS. Основни модел, *p/yt*, мах дрифт 9,734cm. Заостали дрифт 1,17 cm.



Слика 5.5.1.2.23. PGA 0,60 g дрифт VR86FoscNS. Основни модел, *p-yt*, мах дрифт 10,24cm, трајни дрифт нагиб стуба око 5cm. Прорачун прекинут на 66,55 sec. Претпоставља се да преосталих 6 sec акцелерограма не би ништа значајно изменили у стању конструкције. Заостали дрифт 2,12cm.

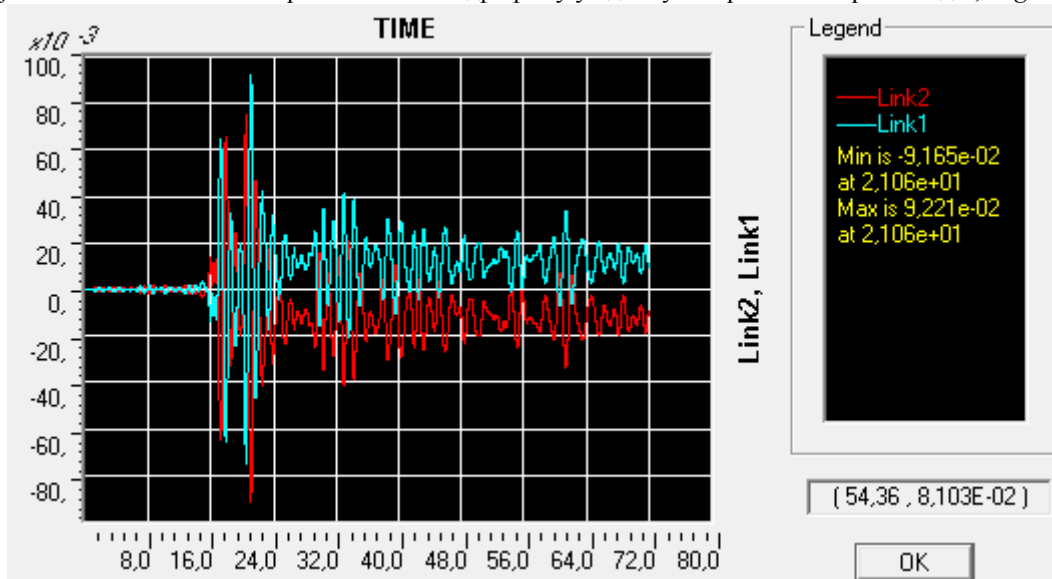
Табела 5.5.1.2.1 Прорачун вршних померања VR86FoscNS PGA стуба ( $m/s^2$ )=1,99=0,203g, NDA

PGA (g)	Fs	VR86FoscNS	DRift	Preostali DR	DR/Uxmax	Uxmax / PGA
		Ux max (cm)	max	Sr.vr 10sec (m)		
0,20	0,986	9,552	3,07	0,04	0,321399	47,76
0,25	1,232	12,00	5,41	0,21	0,450833	48,00
0,30	1,479	14,21	6,278	0,62	0,441802	47,37
0,35*	1,725	15,42	6,648	0,74	0,431128	44,06
0,40	1,972	16,43	6,994	0,84	0,425685	41,08
0,45	2,218	17,65	7,818	1,01	0,442946	39,22
0,50		18,95	8,932	0,81	0,471346	37,90
0,55		20,31	9,734	1,17	0,479271	36,93
0,60**		22,10	10,242	2,12	0,463439	36,83

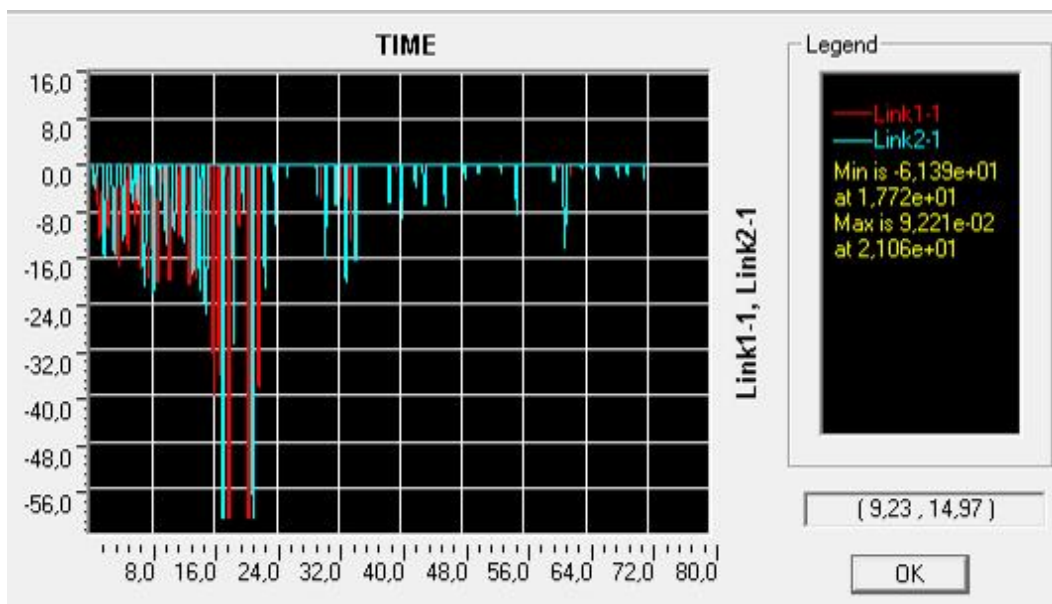
\*За PGA веће од 0,30 g разматрана је само хоризонтална компонента убрзања.

\*\* Прорачун грешком прекинут на 66,55 sec при занемарњивом броју нултих корака прорачуна. Акцелерограми су без вертикалне компоненте, чак и за  $PGA > 0,30g$ .

Постоји благо неслагање линеарне зависности дрифта у у односу на вршно померање код 0,20 g



Слика 5.5.1.2.24.а Линк 20 и 21, ниво 2.32 m од површине тла леви крајњи стуб. 0,40g VR86FocsNS. NDA. Померања. мах 9,221 cm

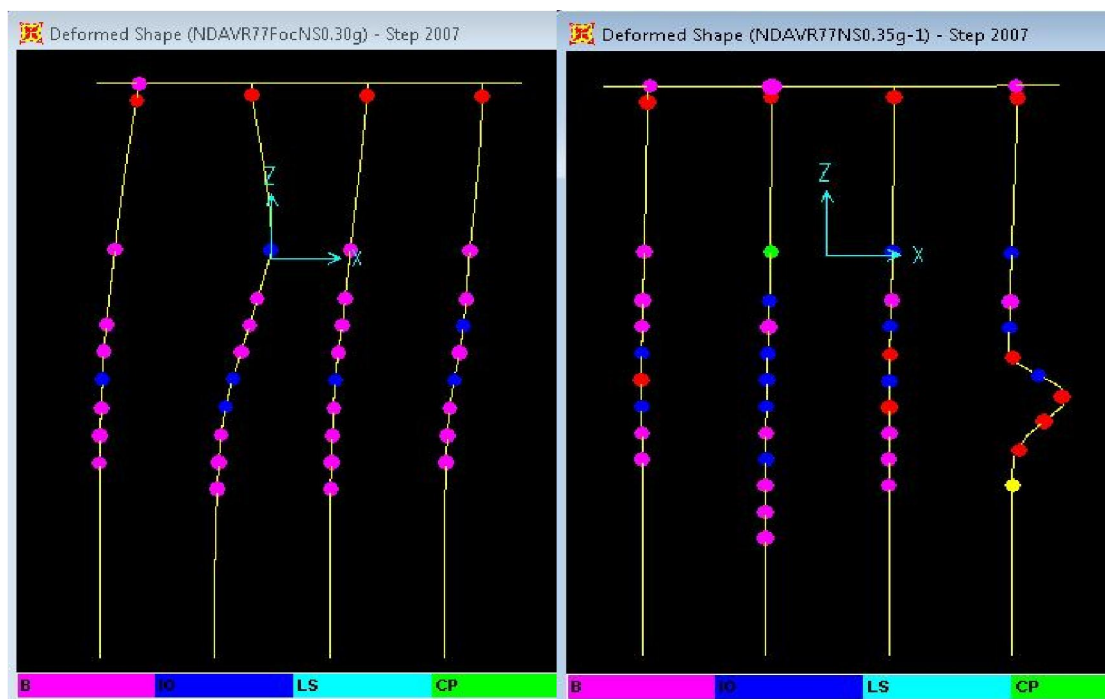


Слика 5.5.1.2.24.б Линк 1 и 2, ниво 1.3 m од површине тла леви крајњи стуб. 0,40g VR86FocsNS. NDA. Сила. мах 61,39 kN. Линк 2 до краја дејства има резерву силе, као реакцију тла.

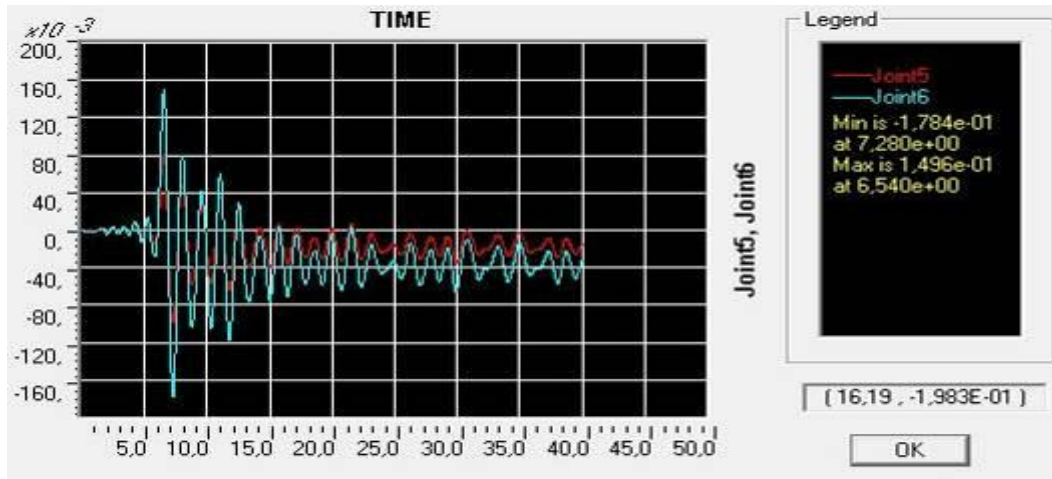
Запажа се пластификација тла на горње 2 слике. Померања линк елемената за даљих 30 секунди су симетрична у односу на хоризонталну осу, али одзив силе је практично само на једном линк елементу.

5.5.1.3. Акцелерограм VR77FOSCNS *p*-у, *p*-у модификоване криве

Слика 5.5.1.3.1. Стање пластичних зглобова, на крају Првог удара земљотреса 40sec. VR77FocsNS. NDA. Тло *p*-у криве за песак модификоване. а) PGA 0,20g овде се у врховима стубова појављују следећи зглобови: 3Y+1D, б) PGA 0,25g овде се у врховима стубова појављују следећи зглобови: 3D +1C, практично је конструкција срушена иако су доњи делови стубова и шипови и даље способни да пренесу оптерећење, за даљу анализу неопходно је погледати и померање чворова и дрифт.

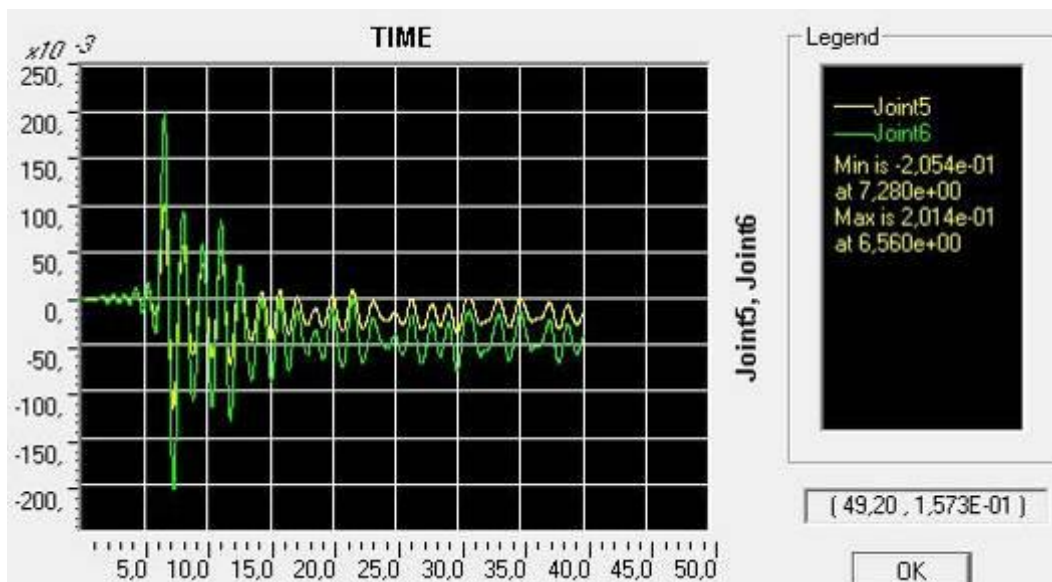


Слика 5.5.1.3.2 Стање пластичних зглобова, на крају Првог удара земљотреса 40sec. VR77FocsNS. NDA. Тло *p*-у криве за песак модификоване. а) PGA 0,30g врх.ст. 4E+ пл. 1Y, б) PGA 0,35g врх.ст. 4E. На слици 5.5.1.3.2. Стање пластичних зглобова, на крају земљотреса 40sec. VR77FocsNS. NDA. Тло *p*-у криве за песак модификоване. при удару од PGA 0,20g конструкција се може санирати само за привремену ванредну употребу. Код удара од 0,35 g, конструкција постаје неупотребљива чак ни за санацију, јер су шипови тешко оштећени (7E+1C+1CP). Ако би било неопходно, санација се може извести али је цена приближна цени новог објекта, те је боље за оваква оштећења извести нови објекат. У сваком случају је неопходно претходно извести снимак постојећег стања конструкције, дакле и стања оштећења елемената.

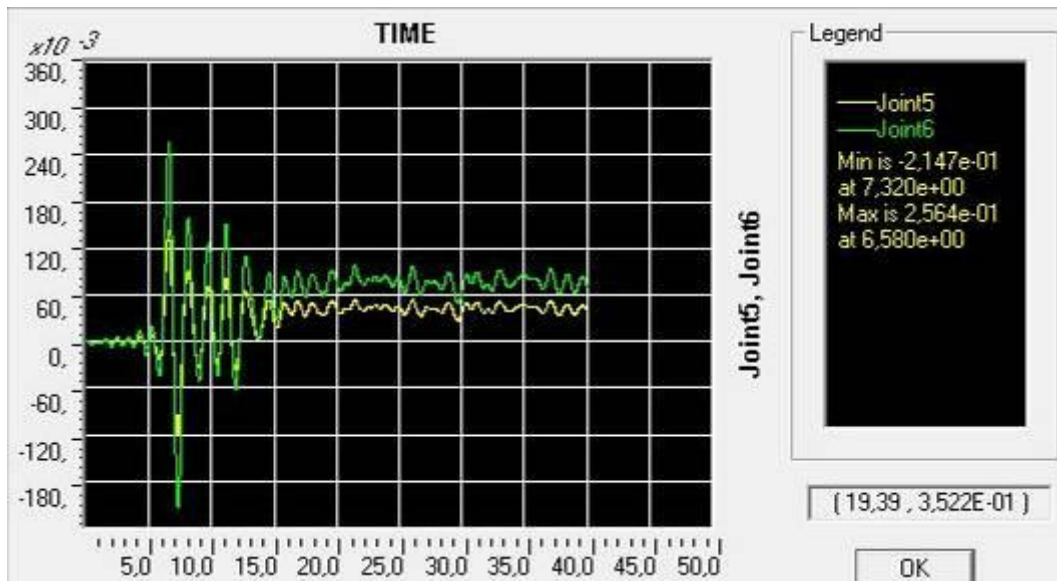


Слика 5.5.1.3.3 Први удар земљотреса. 0,20g VR77FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 17,84 cm.

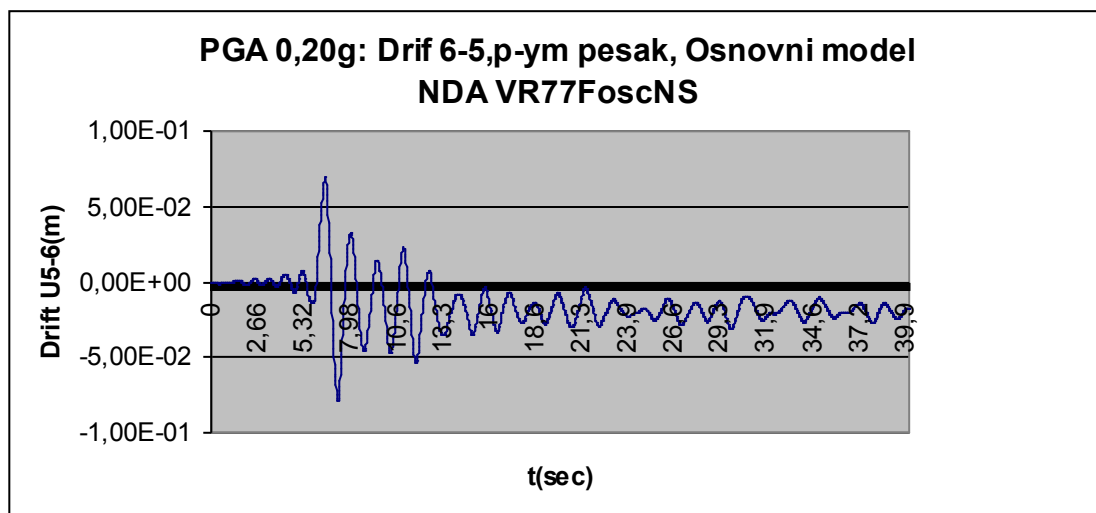
Запажа се да већ при дејству земљотреса. 0,20g VR77FocsNS. NDA долази до пластификације појединих елемената система.



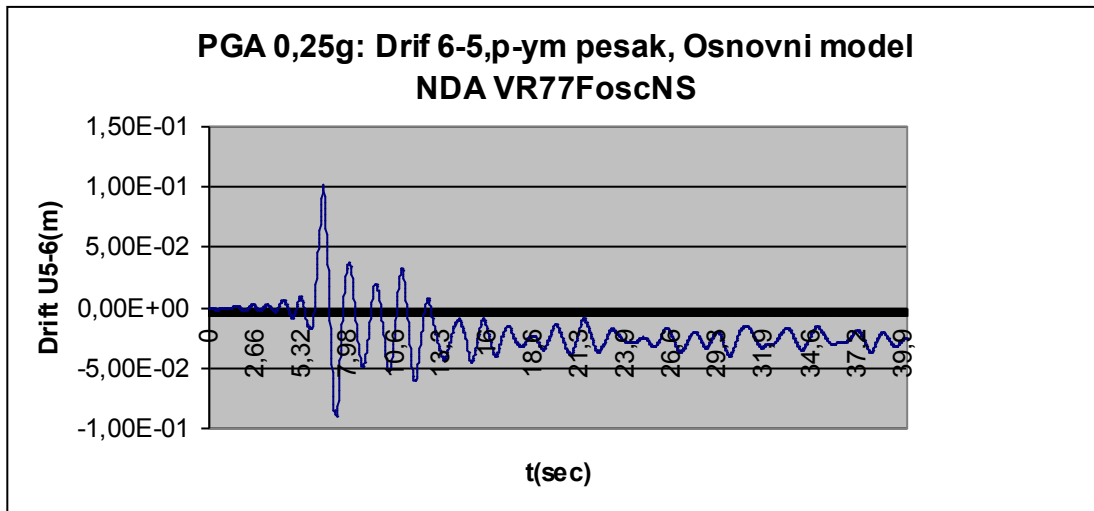
Слика 5.5.1.3.4 Први удар земљотреса. 0,25 g VR77FocsNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 20,54 cm. Померање врха стуба, дакле и путне плоче, од 40,68 cm, се одиграва у 0,7 sec. Вршно негативно и позитивно померања је скоро изједначено. Амплитуда негативног померања је већа од позитивног. Дакле други врх убрзања изазива веће померање врха стуба. Трајно осциловање је померено у негативну страну



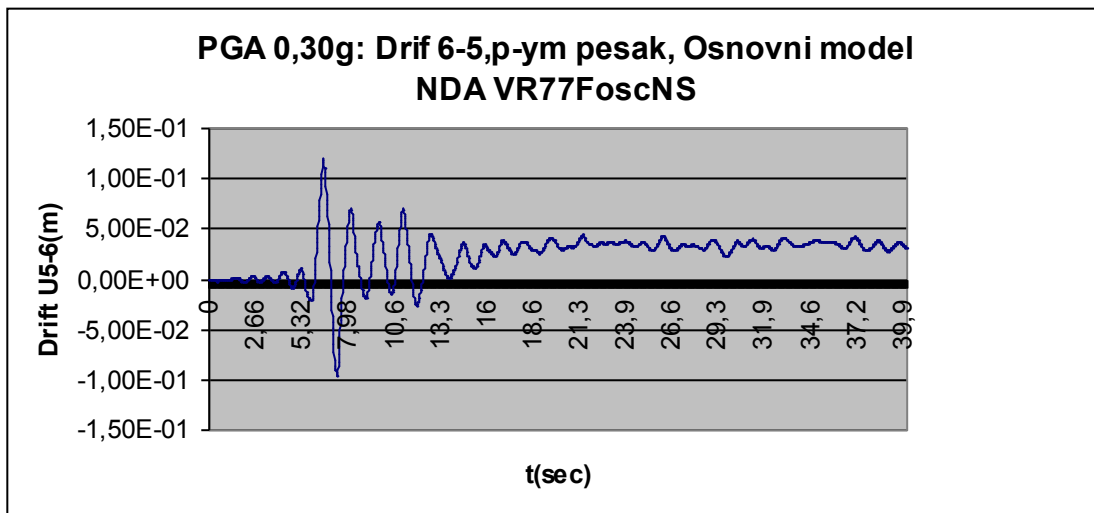
Слика 5.5.1.3.5 Први удар земљотреса. 0,30 g VR77FoscNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 25,64 cm. Амплитуда позитивног померања је већа од негативног. Дакле први врх убрзања изазива веће померање врха стуба. Трајно осциловање је померено у позитивну страну.



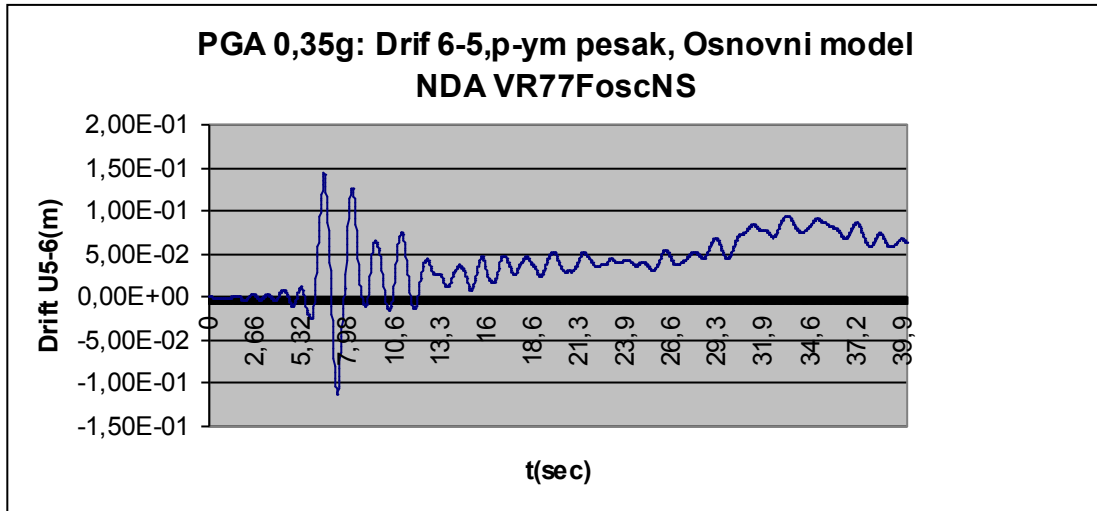
Слика 5.5.1.3.6 PGA 0,20 g дрифт VR77FoscNS. Основни модел, тах дрифт 6,91 cm. Заостали дрифт, је 1,94 cm.



Слика 5.5.1.3.7 PGA 0,25 g дрифт VR77FoscNS. Основни модел, мах дрифт 10,12 см.  
Заостали дрифт, је 2,64 см.



Слика 5.5.1.3.8 PGA 0,30 g дрифт VR77FoscNS. Основни модел, мах дрифт 11,99 см.  
Заостали дрифт, је 3,42 см.

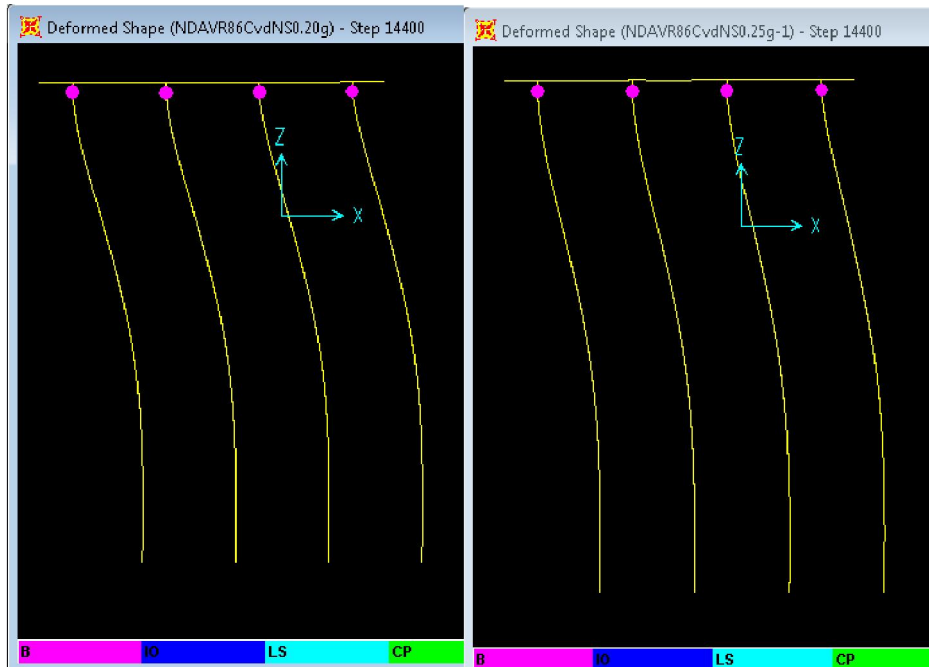


Слика 5.5.1.3.9 PGA 0,35 g дрифт VR77FoscNS. Основни модел, мах дрифт 14,41 см. Заостали дрифт, је 5,95 см. Овде преостао дрифт након 30 sec, постаје неуравнотежен (види стање лома на крају земљотреса слика 2б у 5.5.1.3).

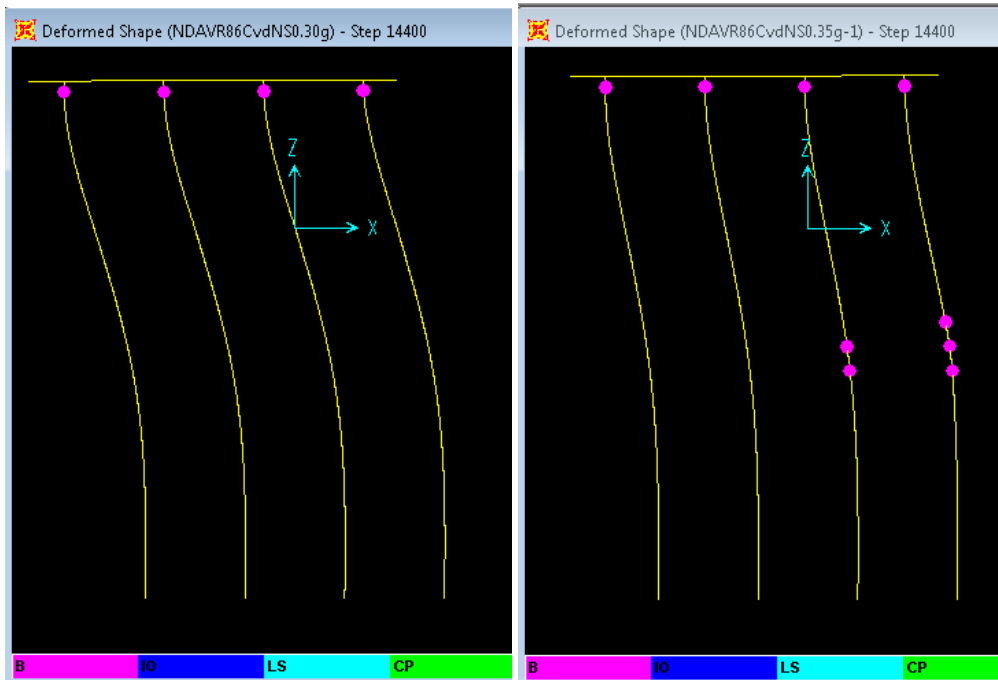
Табела 5.5.1.3.1 Вршно померање и дрифт VR77FoscNS. Основни модел *p*-у криве модификоване.

PGA (g)	Ux max	DRift		Drift/Umax	Umax/PGA
0,2	17,84	6,91	1,94	0,387332	89,20
0,25	20,54	10,12	2,64	0,492697	82,16
0,3	25,64	11,99	3,42	0,467629	85,47
0,35		14,41	5,95		

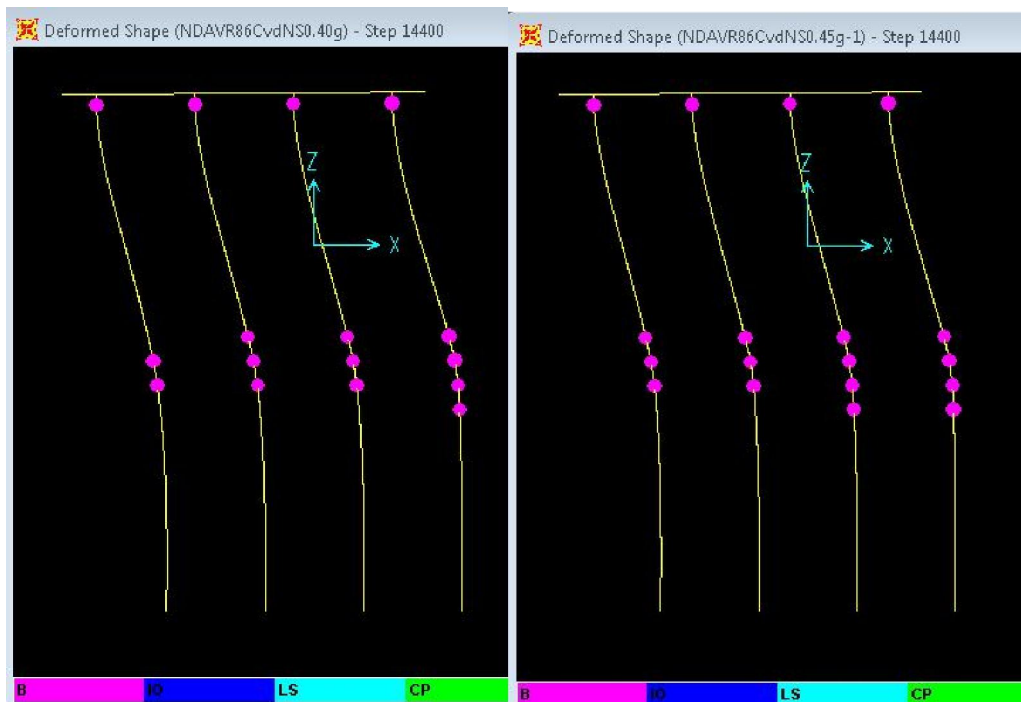
**5.5.1.4 Акцелерограм VR86CVDNS *p*ут, *p*-у модификоване криве.**



Слика 5.5.1.4.1 Стање пластичних зглобова, на крају Првог удара земљотреса 72sec. VR86CvdNS. NDA. Тло *p*-у криве за песак модификоване. а) PGA 0,20 g, б) PGA 0,25 g

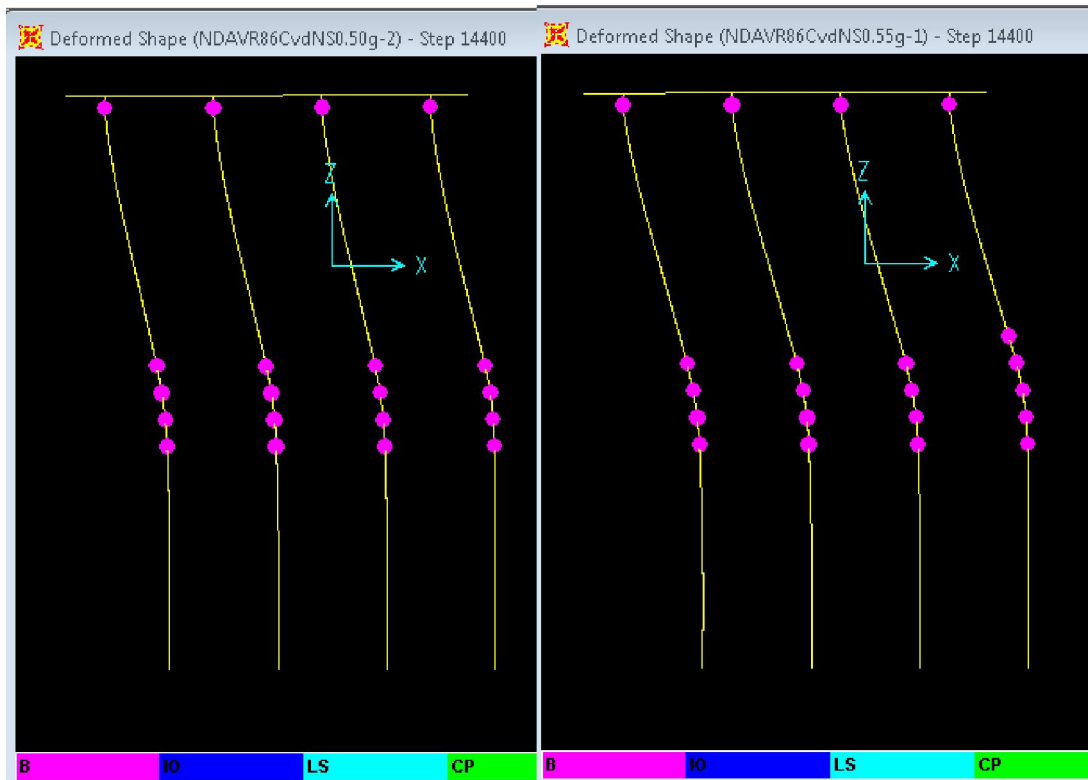


Слика 5.5.1.4.2 Стање пластичних зглобова, на крају Првог удара земљотреса 72sec. VR86CvdNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. а) PGA 0,30 g, б) PGA 0,35 g.

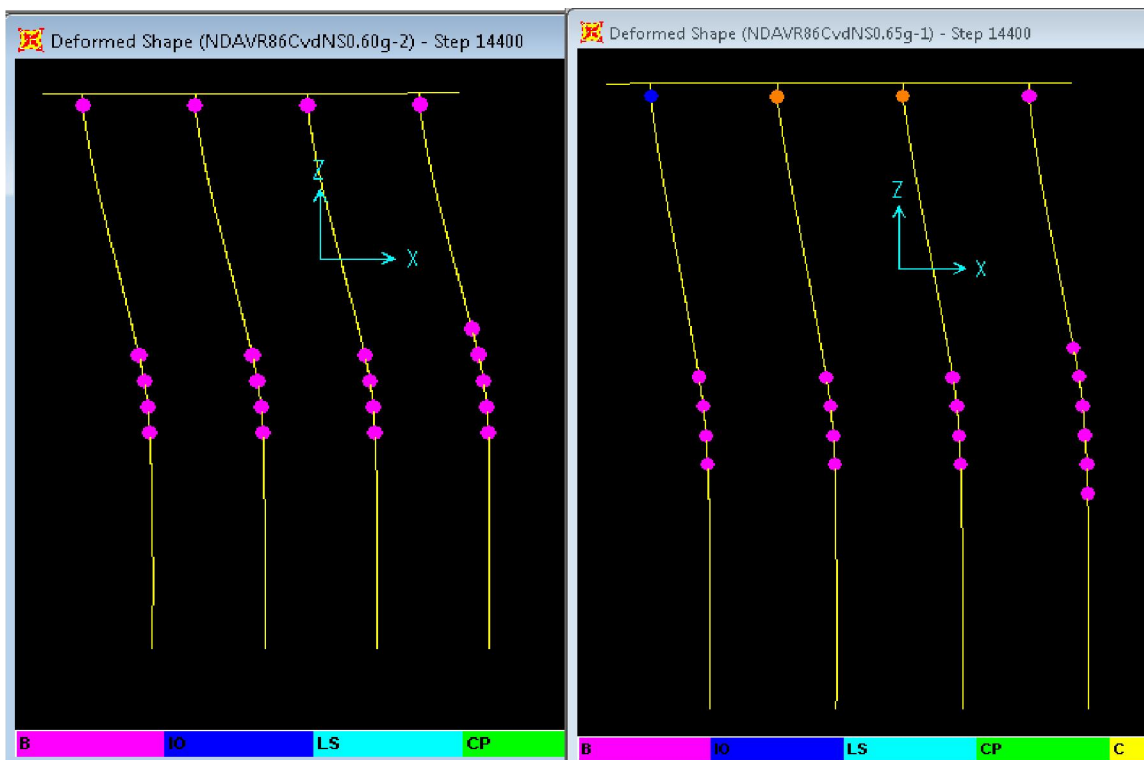


Слика 5.5.1.4.3 Стање пластичних зглобова, на крају Првог удара земљотреса 72sec. VR86CvdNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. а) PGA 0,40 g, б) PGA 0,45 g.



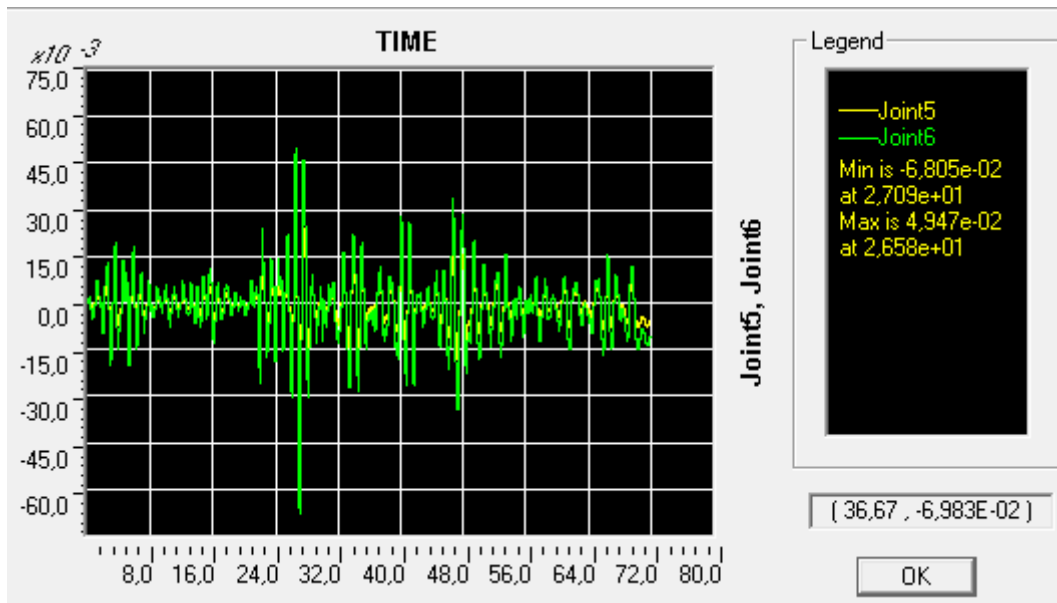


Слика 5.5.1.4.4 Стање пластичних зглобова, на крају Првог удара земљотреса 72sec. VR86CvdNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. а) PGA 0,50 g, б) PGA 0,55 g.

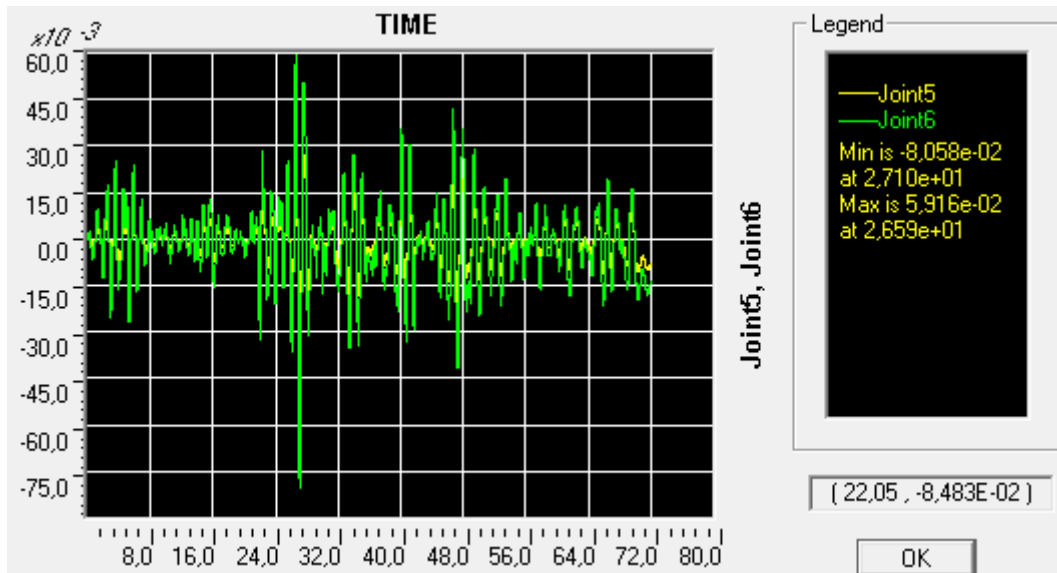


Слика 5.5.1.4.5 Стање пластичних зглобова, на крају Првог удара земљотреса 72sec. VR86CvdNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. а) PGA 0,60 g, б) PGA 0,65 g лом у врху стубова, 110+2D+1Y

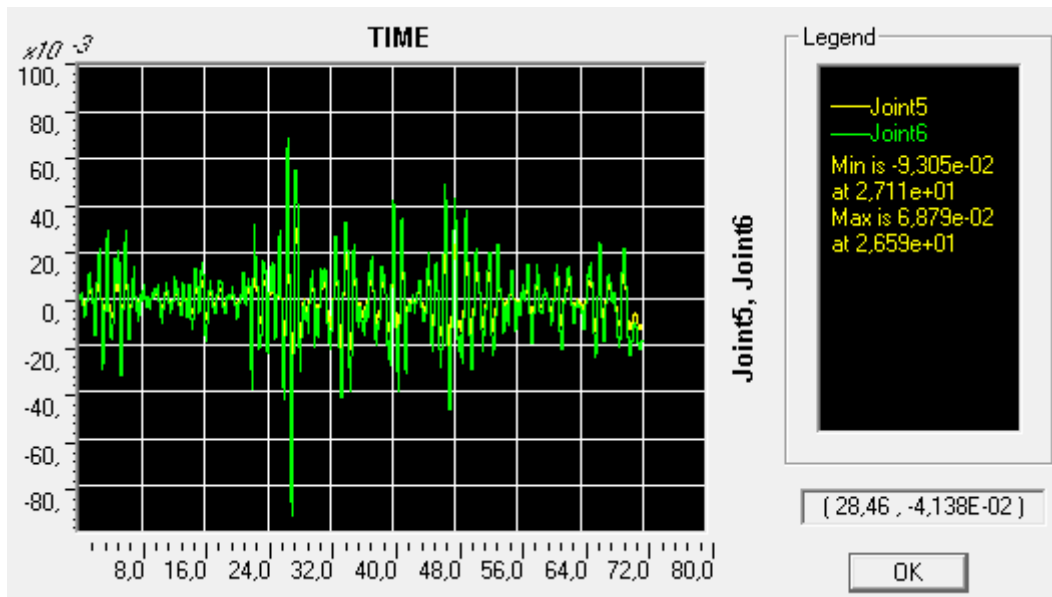
За PGA мање од 0,65 g сви пластични зглобови су стања почетак течења.



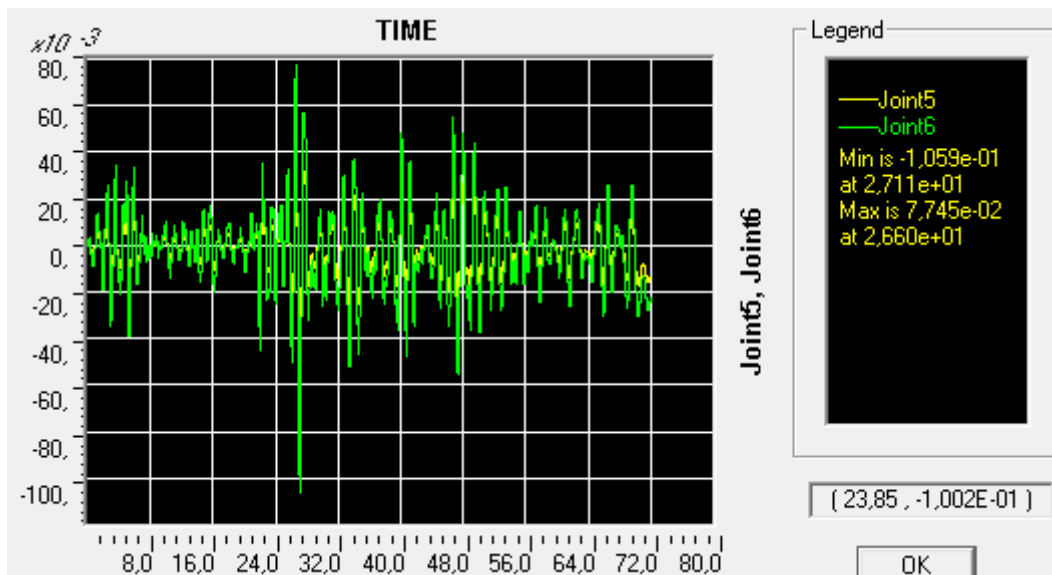
Слика 5.5.1.4.6 Први удар земљотреса. 0,20 g VR86CvdNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песок модификоване.  
Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 6,805 cm.



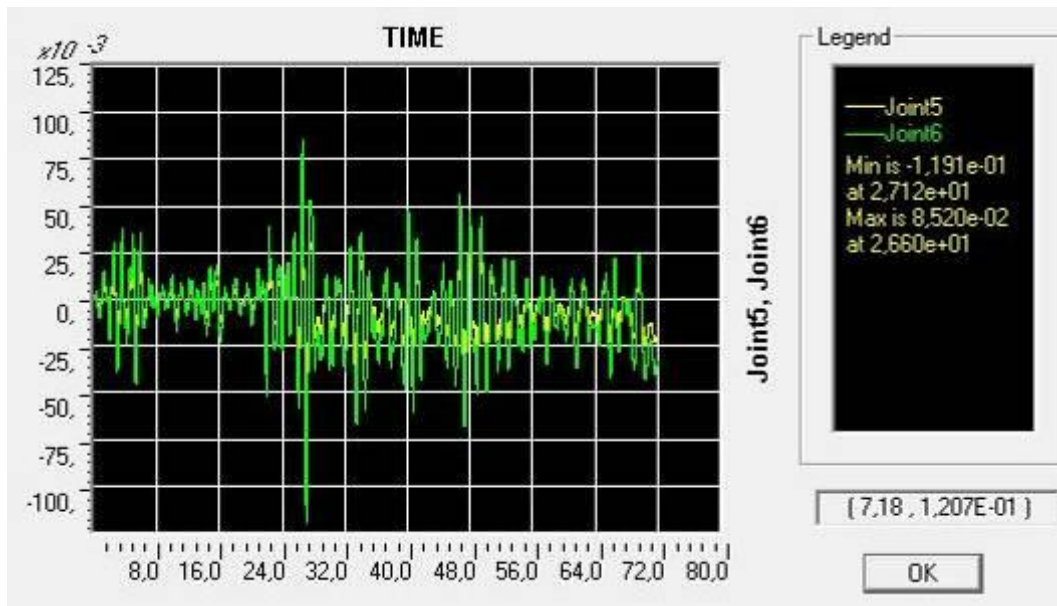
Слика 5.5.1.4.7. Први удар земљотреса. 0,25 g VR86CvdNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песок модификоване.  
Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 8,058 cm.



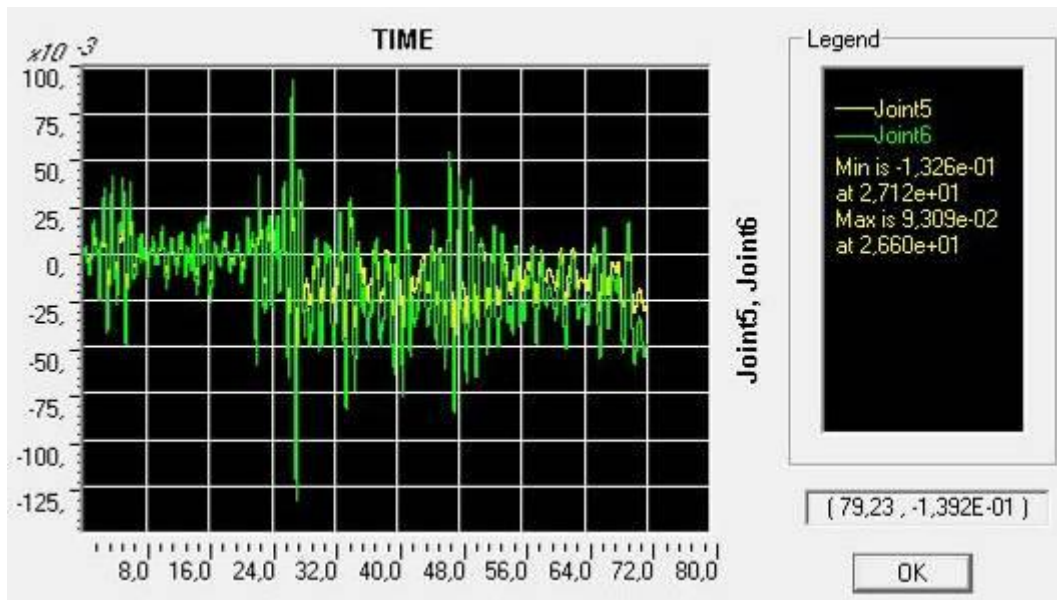
Слика 5.5.1.4.8. Први удар земљотреса. 0,30 g VR86CvdNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 9,305 cm.



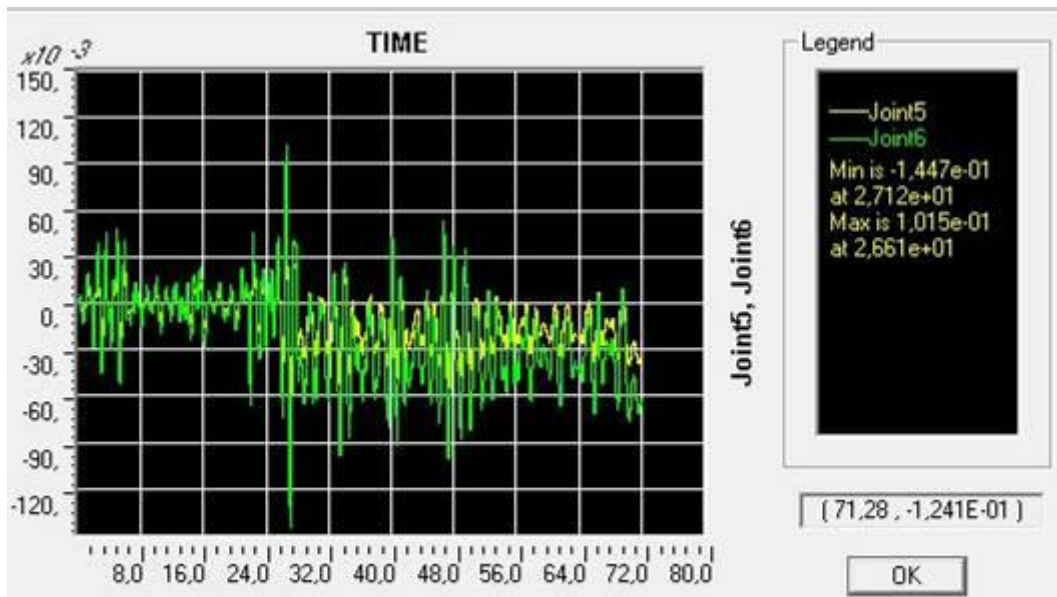
Слика 5.5.1.4.9. Први удар земљотреса. 0,35 g VR86CvdNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 10,59 cm.



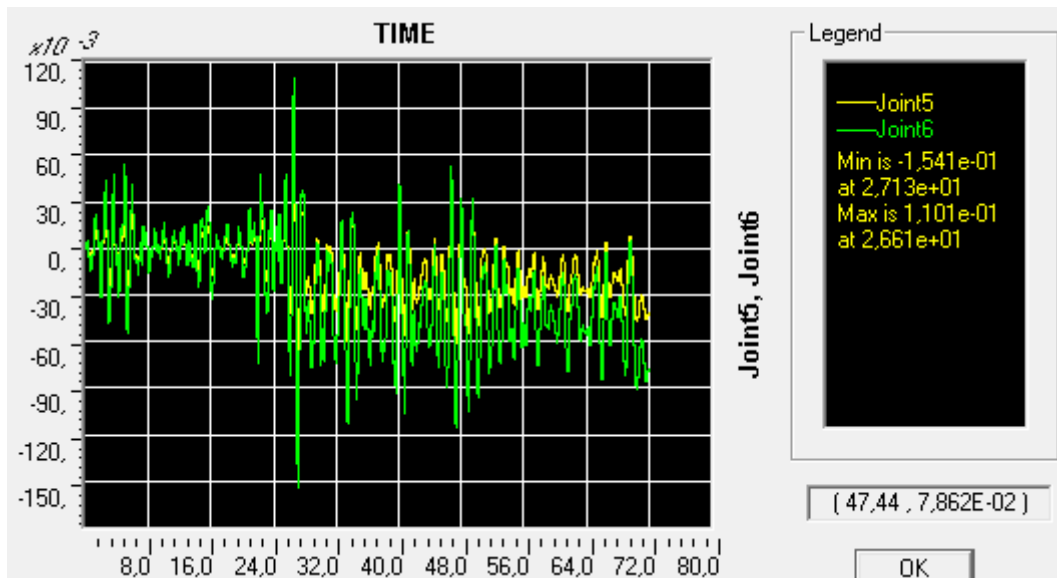
Слика 5.5.1.4.10. Први удар земљотреса. 0,40 g VR86CvdNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песок модификоване. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 11,91 cm.



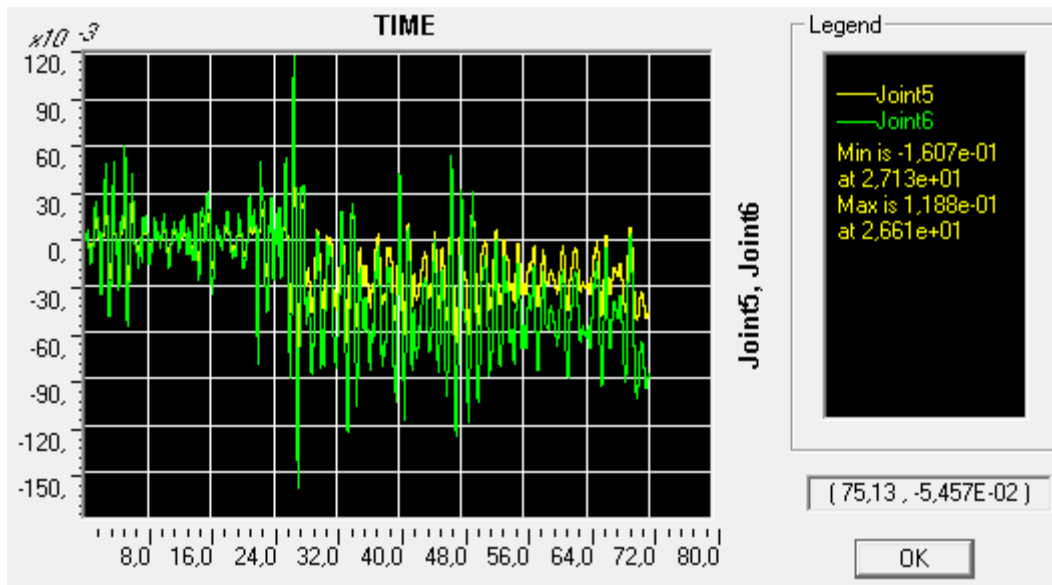
Слика 5.5.1.4.11. Први удар земљотреса. 0,45 g VR86CvdNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песок модификоване. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 13,26 cm.



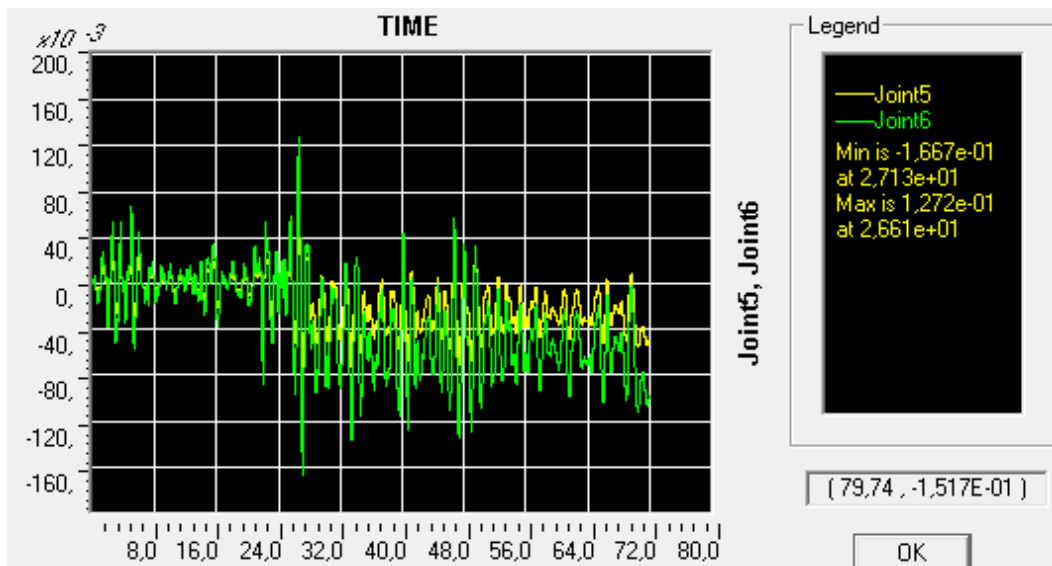
Слика 5.5.1.4.12. Први удар земљотреса. 0,50 g VR86CvdNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 14,47 cm.



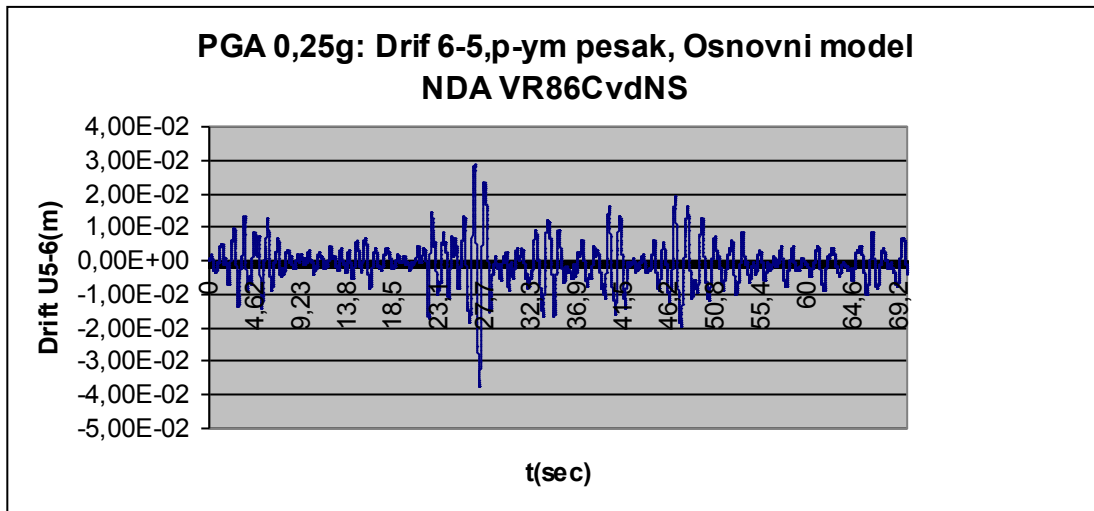
Слика 5.5.1.4.13. Први удар земљотреса. 0,55 g VR86CvdNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 15,41 cm.



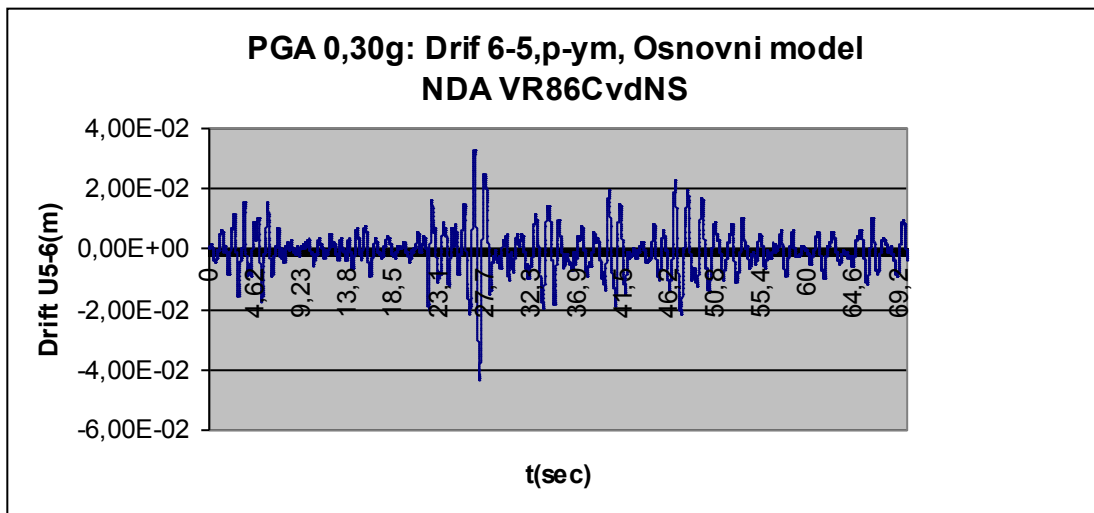
Слика 5.5.1.4.14. Први удар земљотреса. 0,60 g VR86CvdNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 16,07 cm.



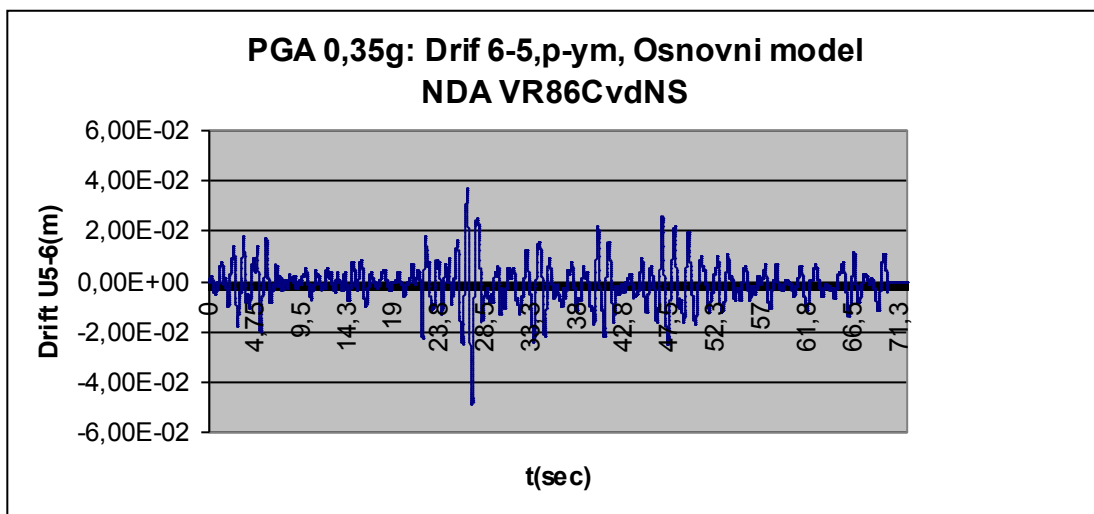
Слика 5.5.1.4.15. Први удар земљотреса. 0,65 g VR86CvdNS. NDA. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 16,67 cm.



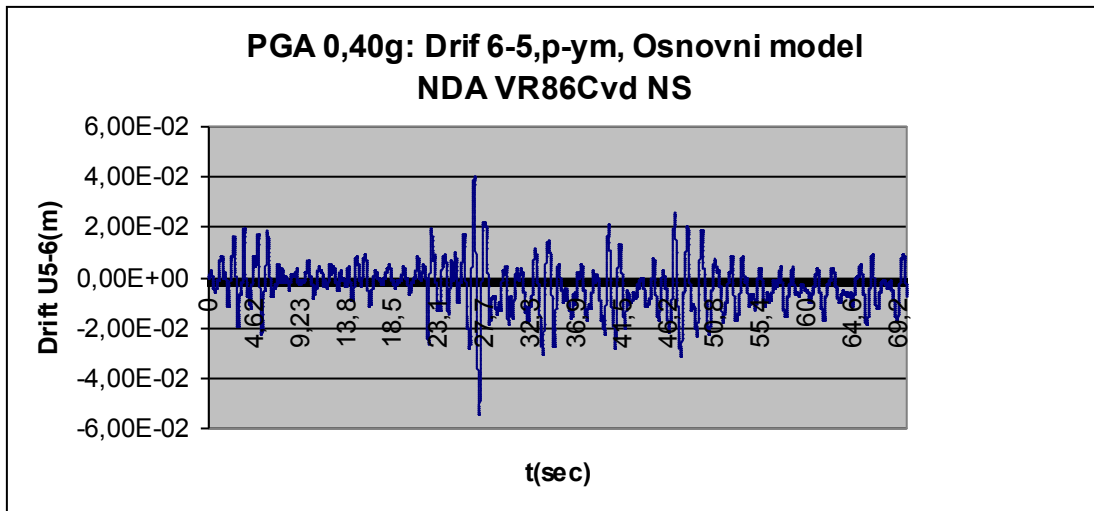
Слика 5.5.1.4.16. PGA 0,25 g дрифт VR86CvdNS. Основни модел *пут*, мах дрифт 6,65 cm. Заостали дрифт, није одређен--- cm.



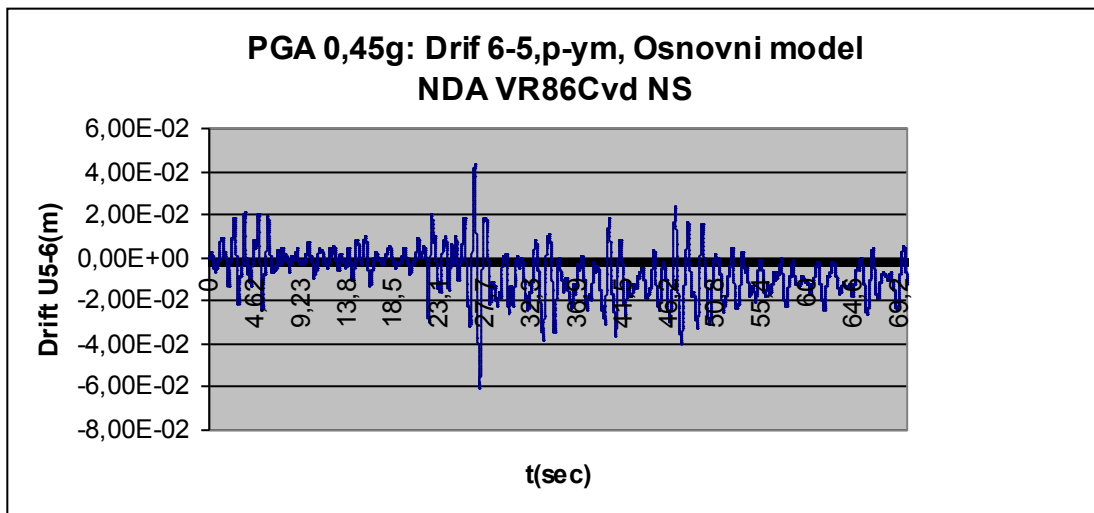
Слика 5.5.1.4.17. PGA 0,30 g дрифт VR86CvdNS. Основни модел *пут*, мах дрифт 3,29 cm. Заостали дрифт, је 0,04 cm.



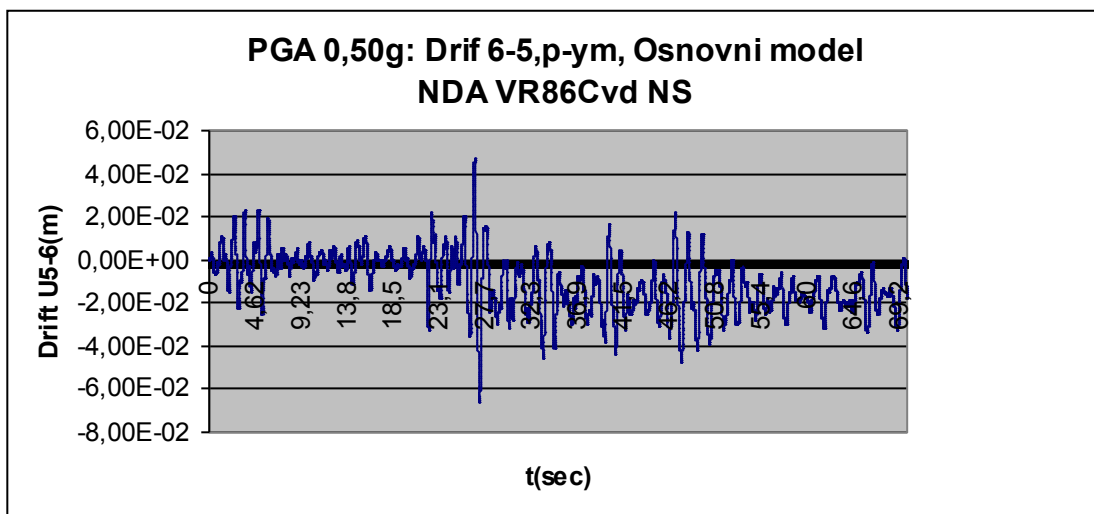
Слика 5.5.1.4.18. PGA 0,35 g дрифт VR86CvdNS. Основни модел *пут*, мах дрифт 3,67 cm. Заостали дрифт, је 0,07 cm.



Слика 5.5.1.4.19. PGA 0,40 g дрифт VR86CvdNS. Основни модел *рум*, тах дрифт 4,00 cm.  
Заостали дрифт, је 0,35 cm.

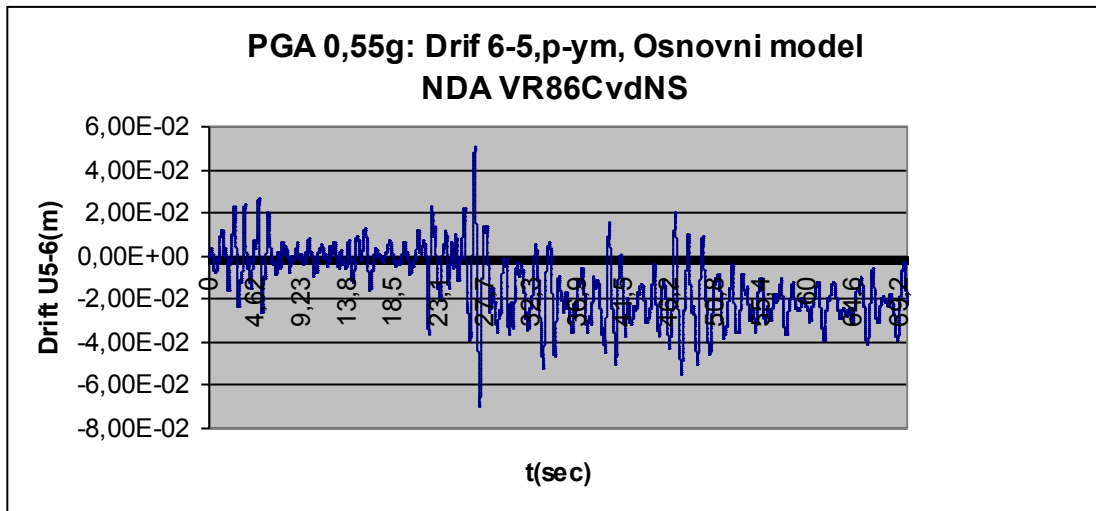


Слика 5.5.1.4.20. PGA 0,45 g дрифт VR86CvdNS. Основни модел *рум*, тах дрифт 4,33 cm.  
Заостали дрифт, је 0,83 cm.

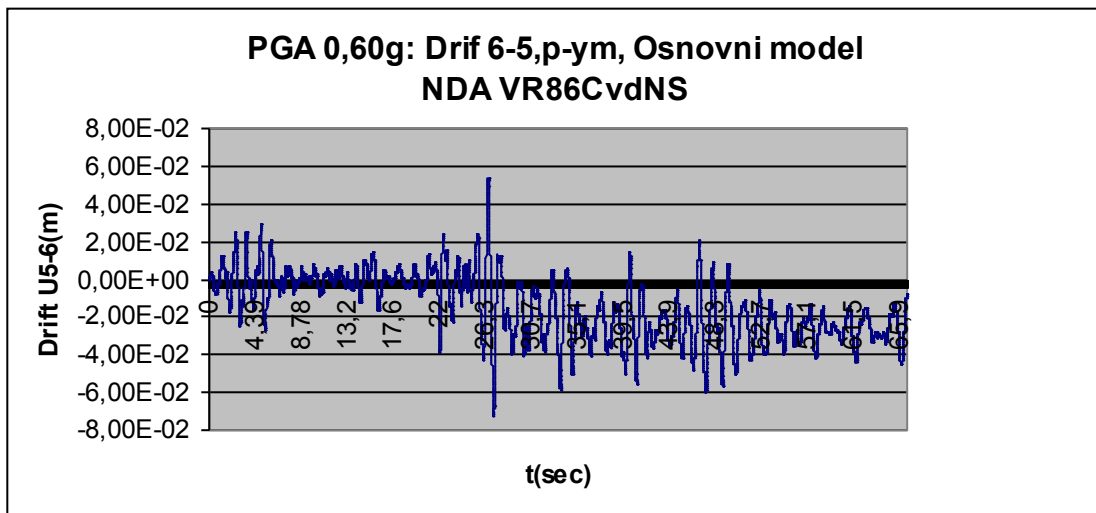


Слика 5.5.1.4.21. PGA 0,50 g дрифт VR86CvdNS. Основни модел *рум*, тах дрифт 4,68 cm.  
Заостали дрифт, је 1,33 cm.

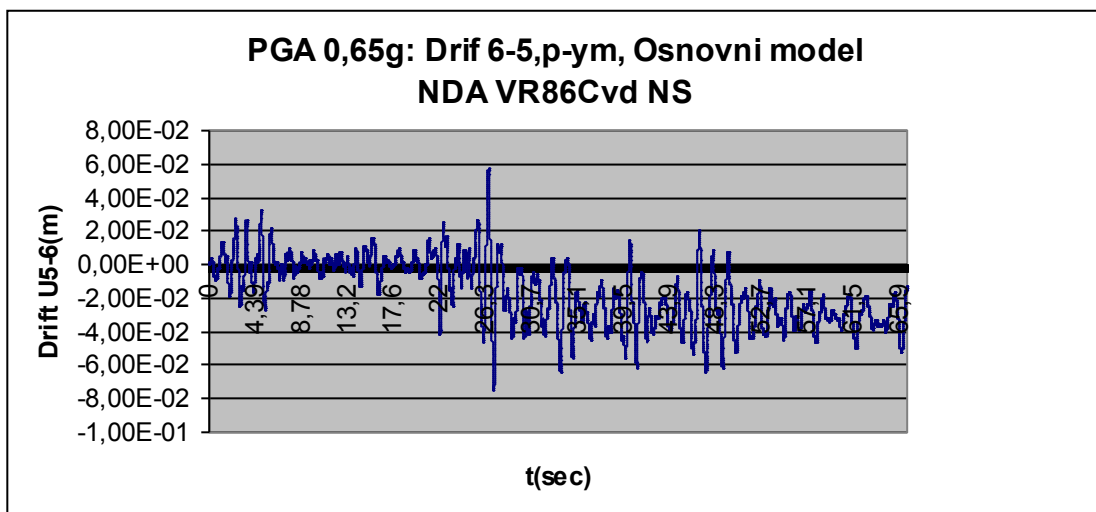




Слика 5.5.1.4.22. PGA 0,55 g дрифт VR86CvdNS. Основни модел *рут*, мах дрифт 5,03 cm. Заостали дрифт, је 2,46 cm.



Слика 5.5.1.4.23. PGA 0,60 g дрифт VR86CvdNS. Основни модел *рут*, мах дрифт 5,37 cm. Заостали дрифт, је 1,17 cm.



Слика 5.5.1.4.24. PGA 0,65 g дрифт VR86CvdNS. Основни модел *рут*, мах дрифт 5,71 cm. Заостали дрифт, је 1,41 cm.

Табела 5.5.1.4.1. Акцелерограм VR86CvdNS NDA, скалиран од 0,20 до 0,65 g. Вршно померања и дрифт стуба.

PGA (a/g)	U <sub>max</sub> (cm)	Drift (cm)	Drift / U <sub>max</sub>	U <sub>max</sub> / PGA	Plastični Drift
0,65	16,67	5,71	0,343	25,65	1,41
0,60	16,07	5,37	0,334	26,78	1,17
0,55	15,41	5,03	0,326	28,02	2,46
0,50	14,47	4,68	0,323	28,94	1,33
0,45	13,26	4,33	0,327	29,47	0,83
0,40	11,91	4,00	0,336	29,78	0,35
0,35	10,59	3,67	0,347	30,26	0,07
0,30	9,305	3,29	0,354	31,02	0,04
0,25	8,058	2,85	0,354	32,23	0,08
0,20	6,805	2,40	0,353	34,03	0,08

Зависност PGA према U<sub>max</sub> је до 0,50 g готово линеарна, након тога следи благо одступање. Као доказ следе 2 формуле линеарне зависности са коефицијентом R квадрат, (степен корелације) за серију од 0,20 до 0,50 g и целу серију резултата.

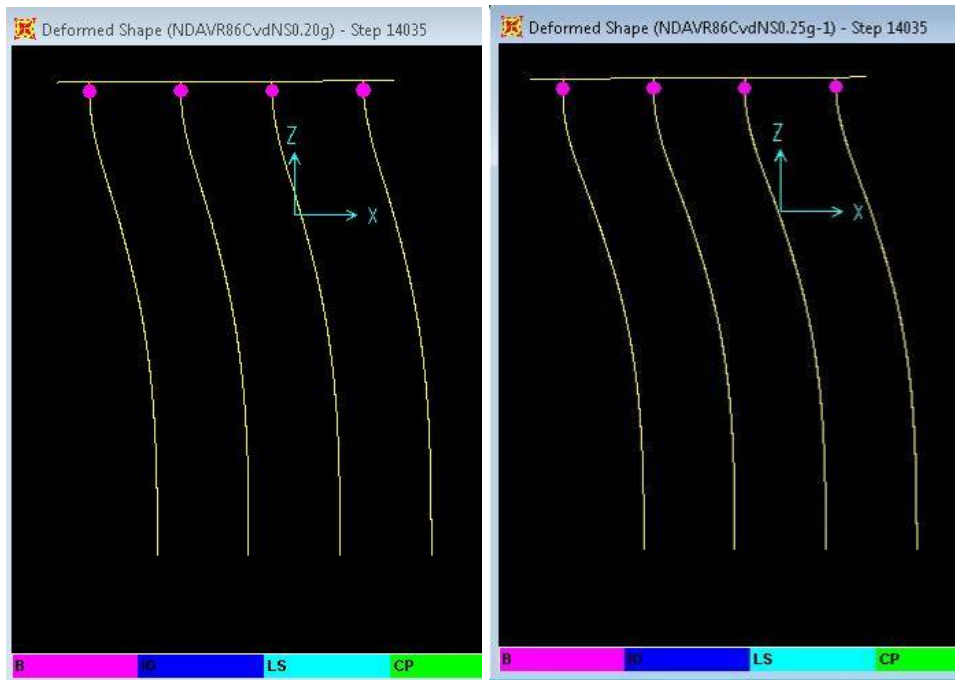
$$\text{PGA/U}_{\max} \text{ до } 0,50 \text{ g } y = 25,717x + 1,6273, R^2 = 0,9998$$

$$\text{PGA/U}_{\max} \text{ до } 0,65 \text{ g } y = 22,834x + 2,5502, R^2 = 0,9882$$

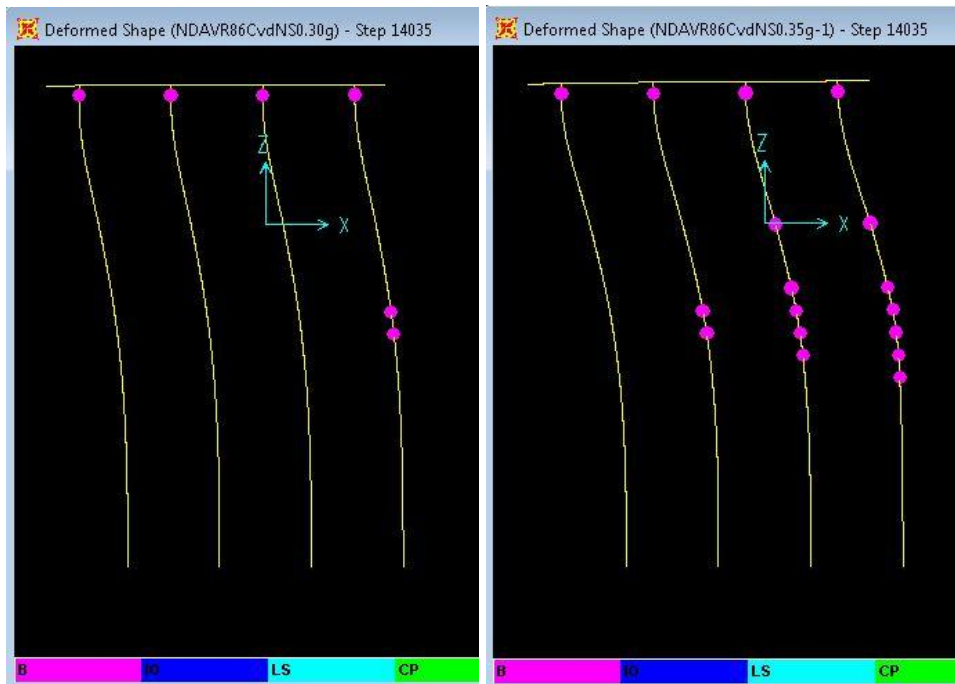
Код овог акцелерограма однос Drift/ U<sub>max</sub> осцилује са порастом PGA у интервалу 32,3% до 35,4%. %. Однос вршног померања према PGA(U<sub>max</sub> / PGA) пада са порастом PGA

Све до PGA0,60 g нема значајних оштећења конструкције сви пластични зглобови РН су стања Y. Међутим запажа се повећање пластичних зглобова у дубљим слојевима тла, у површинским слојевима шипови су практично неоштећени. РН почињу да се отварају у шиповима тек при 0,35 g.

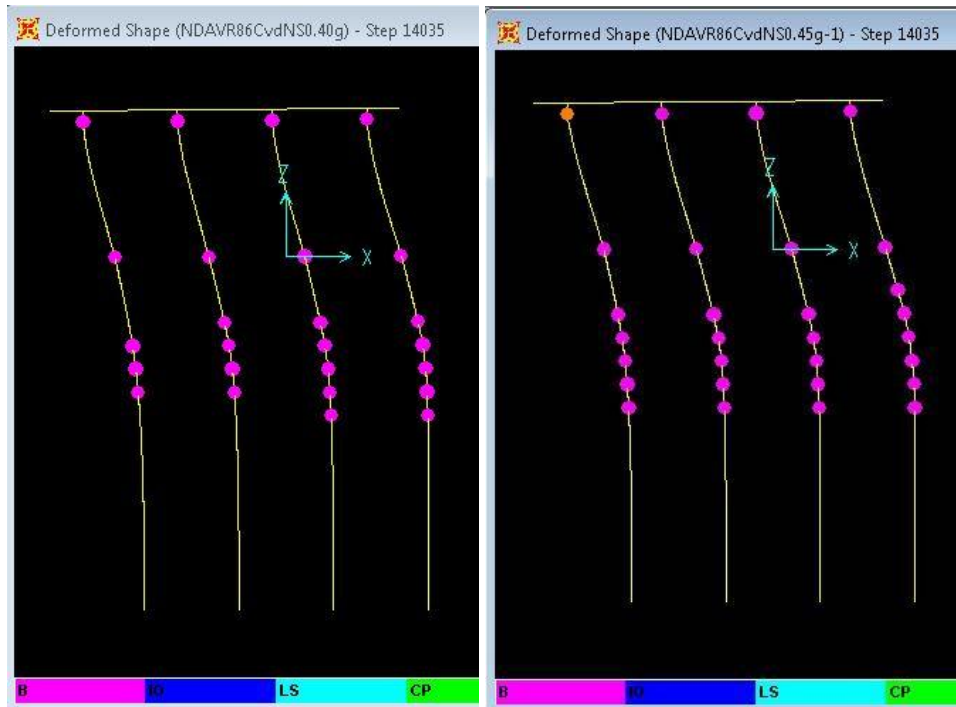
### 5.5.1.5. Акцелерограм VR86CvdNS тло еластично $k=6000$ kN/m



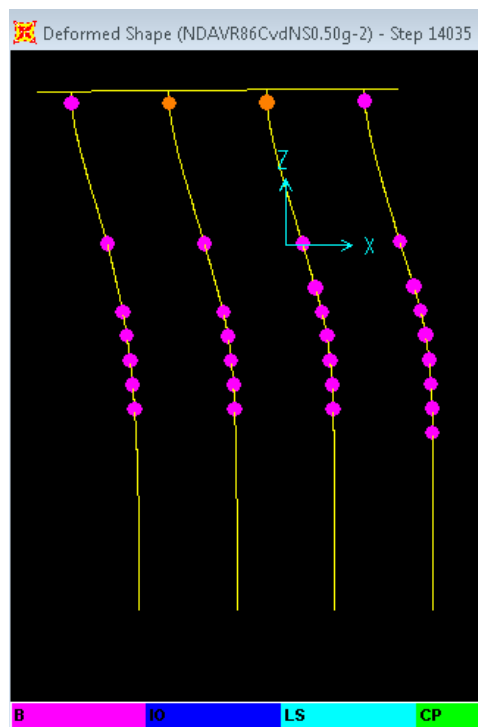
Слика 5.5.1.5.1. Стање пластичних зглобова, на крају Првог удара земљотреса 72sec. VR86CvdNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. а) PGA 0,20g, б) PGA 0,25g



Слика 5.5.1.5.2. Стање пластичних зглобова, на крају Првог удара земљотреса 72sec. VR86CvdNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. а) PGA 0,30 g, б) PGA 0,35 g

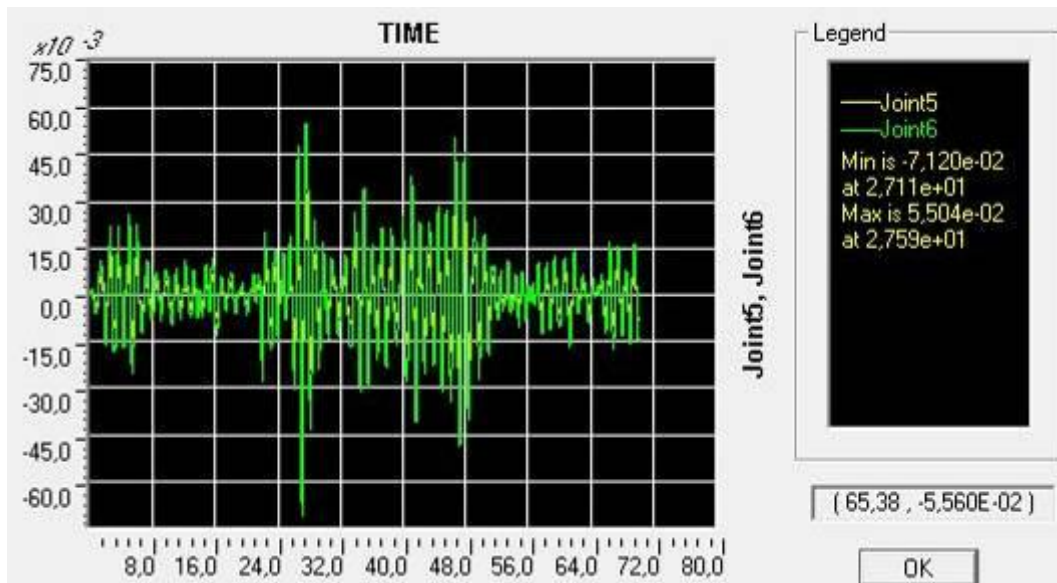


Слика 5.5.1.5.3. Стање пластичних зглобова, на крају Првог удара земљотреса 72sec. VR86CvdNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. а) PGA 0,40 g, б) PGA 0,45 g леви крајњи врх стуба PH 1D.

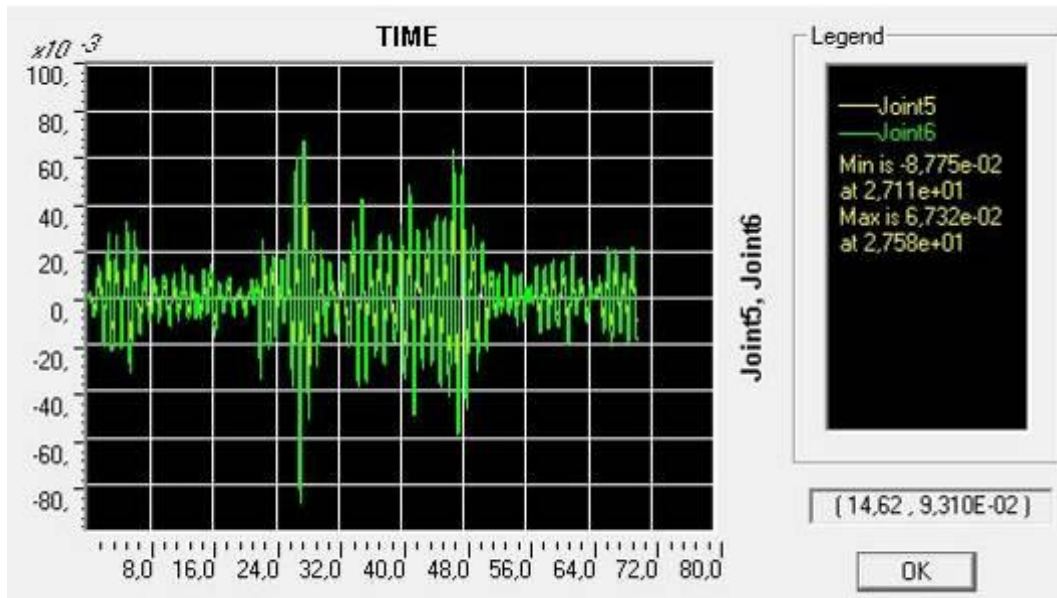


Слика 5.5.1.5.4. Стање пластичних зглобова, на крају Првог удара земљотреса 72sec. VR86CvdNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. а) PGA 0,50 g, врх стуба PH: 2Y+2D. Пластични зглоб стње D се код скока PGA са 0,45 на 0,50 g „сели“ са врха спољног стуба на врх унутрашњег односно на врхове два унутрашња стуба.

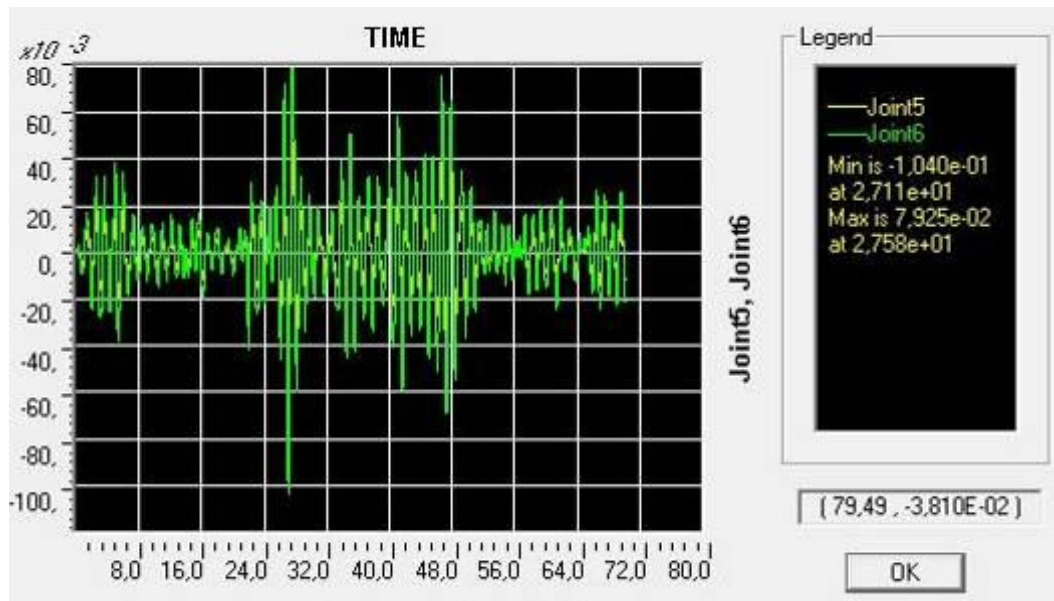
За PGA мање од 0,45 g сви пластични зглобови су стања, почетак течења  $-Y$ .



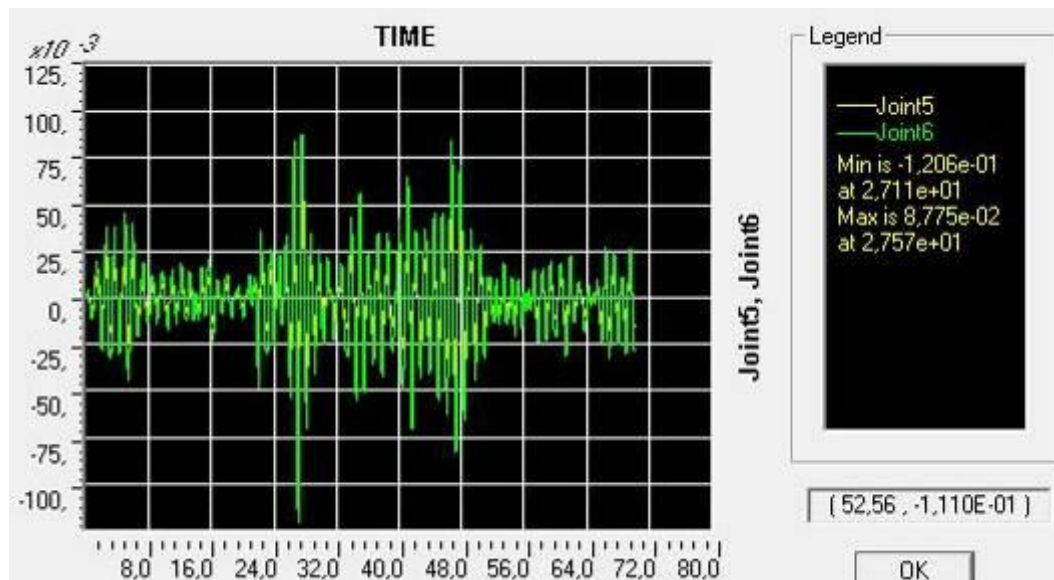
Слика 5.5.1.5.5. Први удар земљотреса. 0,20 g VR86CvdNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 7,120 cm.



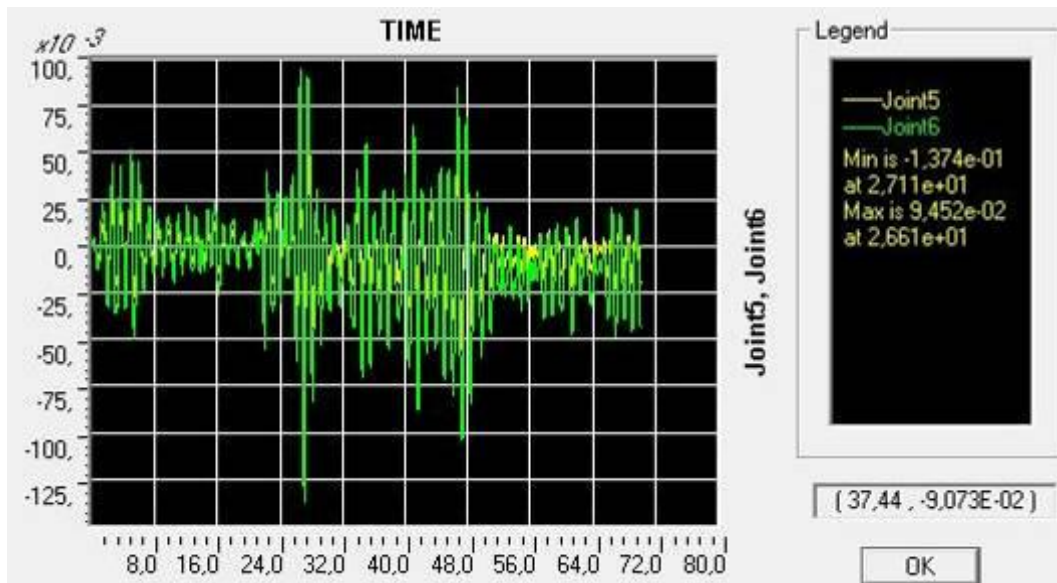
Слика 5.5.1.5.6. Први удар земљотреса. 0,25 g VR86CvdNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 8,775 cm. (Само код овог случаја је постављено  $T1=1,1889$  уместо 1,1885 sec, резултати не показују значајна одступања те се не понавља прорачун)



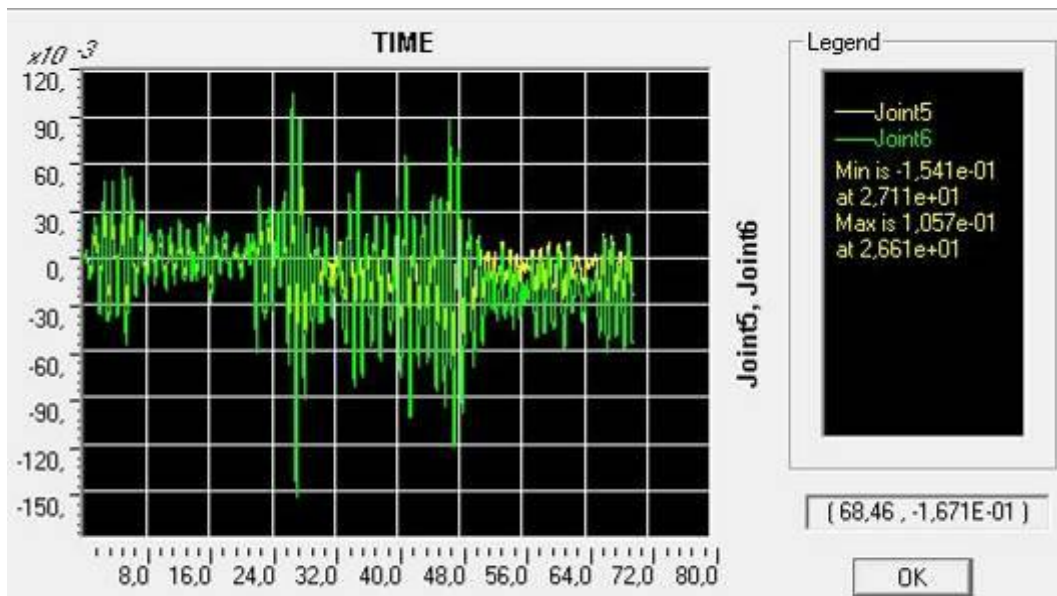
Слика 5.5.1.5.7. Први удар земљотреса. 0,30 g VR86CvdNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 10,40 cm.



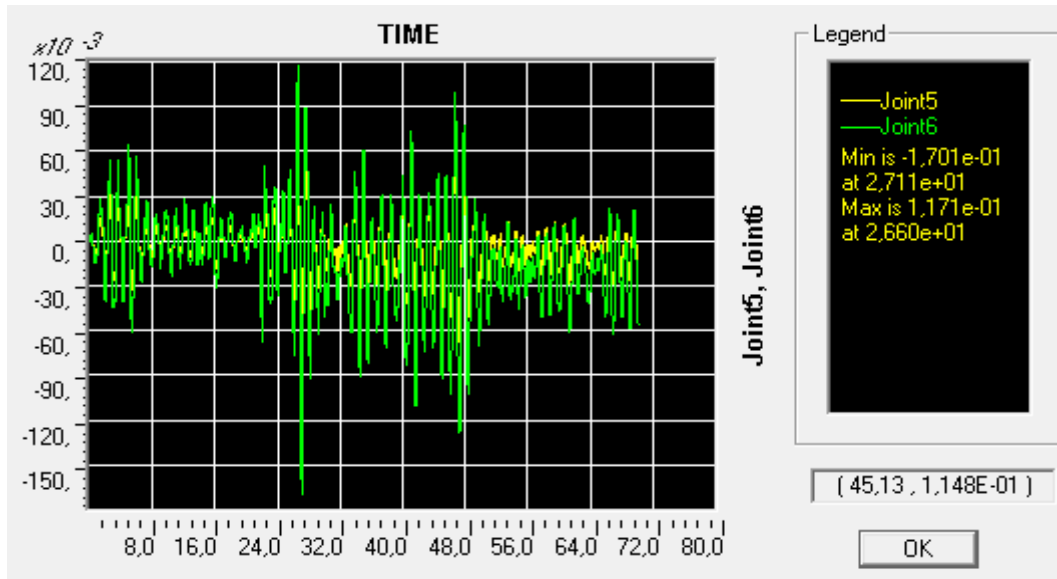
Слика 5.5.1.5.8. Први удар земљотреса. 0,35 g VR86CvdNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 12,06 cm.



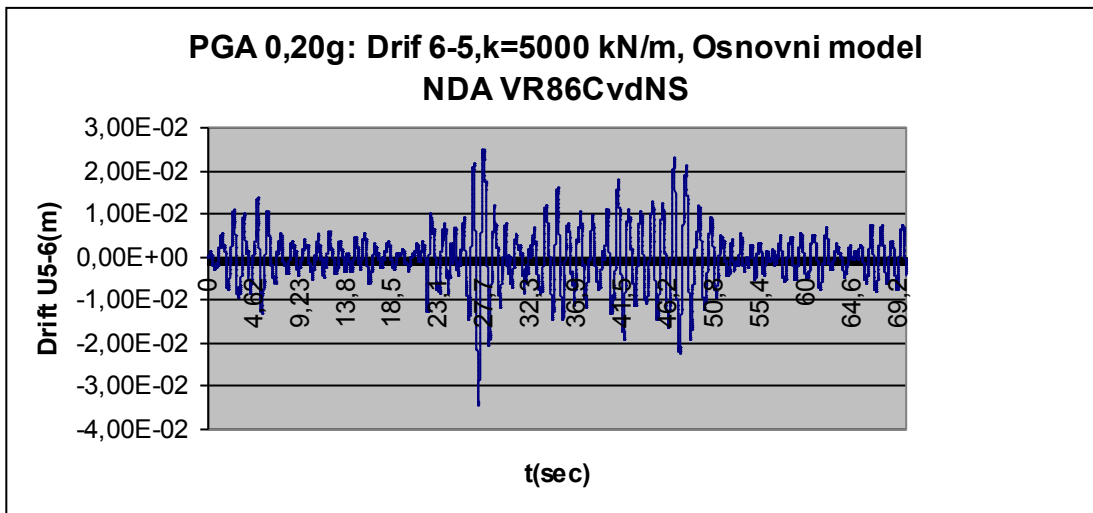
Слика 5.5.1.5.9. Први удар земљотреса. 0,40 g VR86CvdNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 13,74 cm.



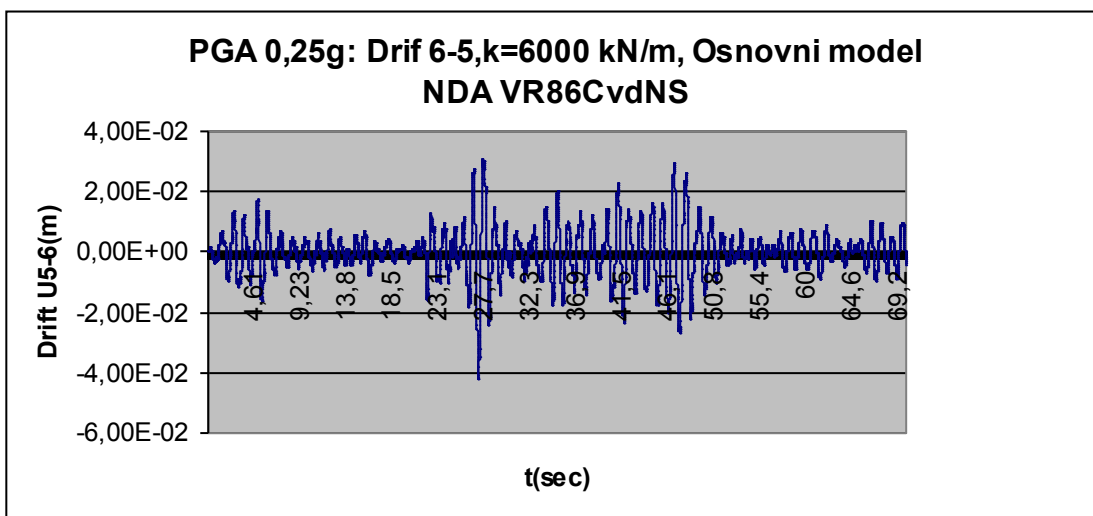
Слика 5.5.1.5.10. Први удар земљотреса. 0,45 g VR86CvdNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 15,41 cm.



Слика 5.5.1.5.11. Први удар земљотреса. 0,50 g VR86CvdNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 17,01 cm.

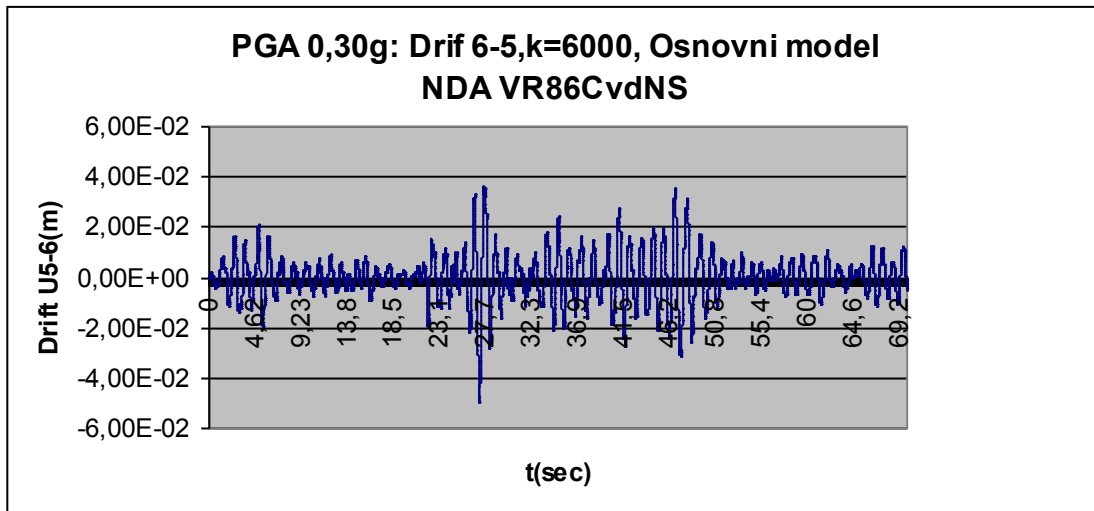


Слика 5.5.1.5.12. PGA 0,20 g дрифт VR86CvdNS. Основни модел  $k=6000$  kN/m, тах дрифт 3,425 cm. Заостали дрифт, је 0,01 cm.

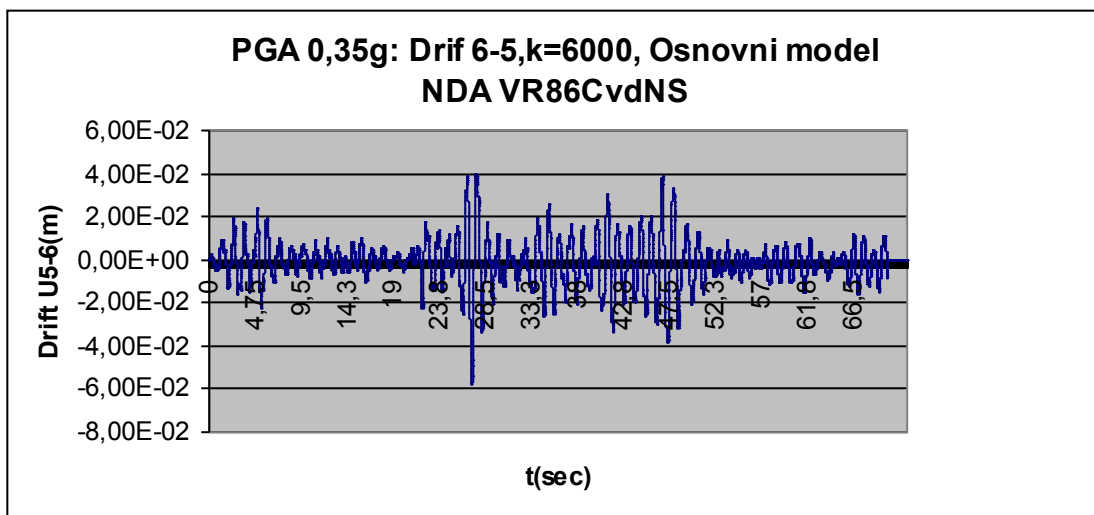


Слика 5.5.1.5.13. PGA 0,25 g дрифт VR86CvdNS. Основни модел  $k=6000$  kN/m, тах дрифт 4,220 cm. Заостали дрифт, је 0,05 cm.

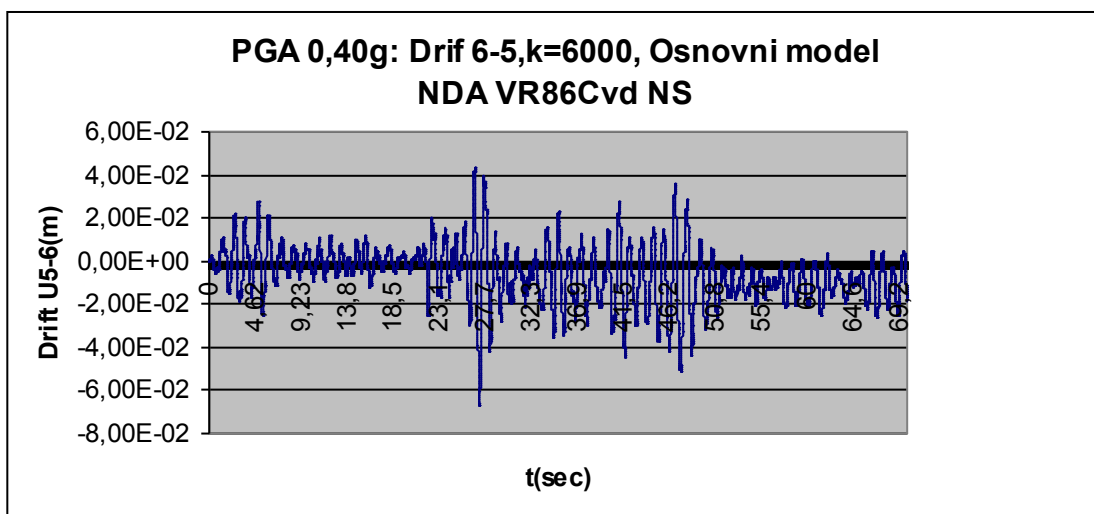




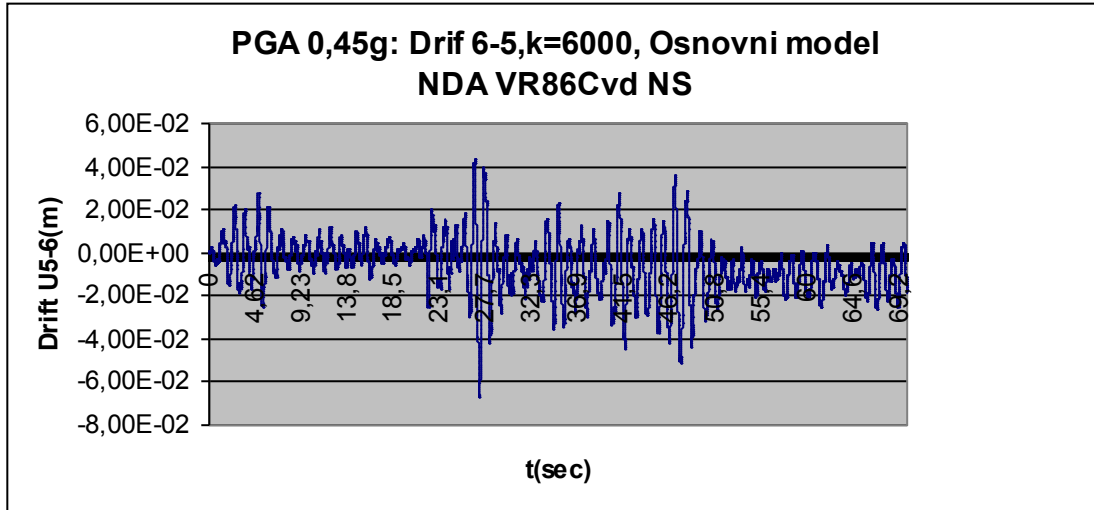
Слика 5.5.1.5.14. PGA 0,30 g дрифт VR86CvdNS. Основни модел  $k=6000$  kN/m, мах дрифт 5,000 cm. Заостали дрифт, је 0,17 cm.



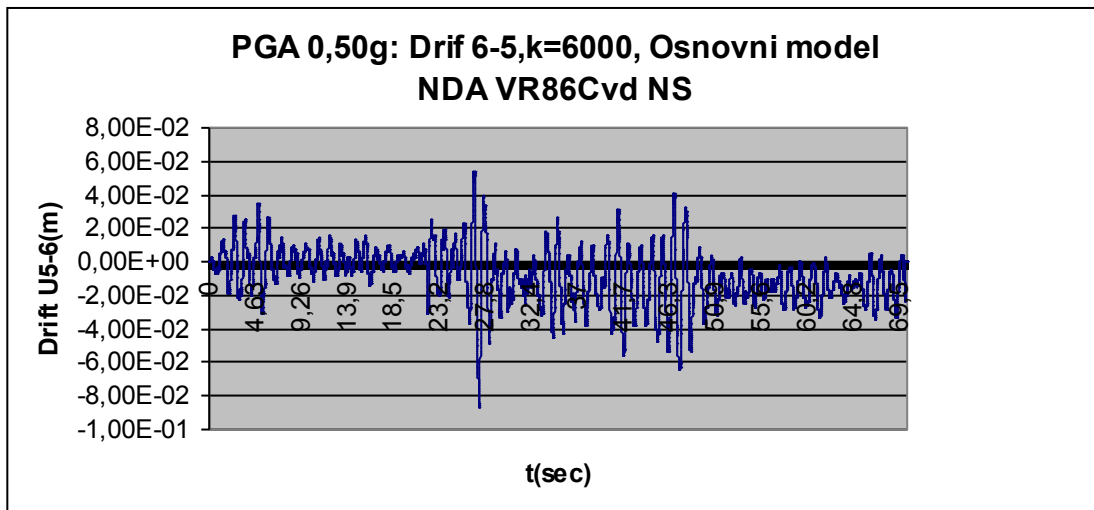
Слика 5.5.1.5.15. PGA 0,35 g дрифт VR86CvdNS. Основни модел  $k=6000$  kN/m, мах дрифт 5,810 cm. Заостали дрифт, је 0,17 cm.



Слика 5.5.1.5.16. PGA 0,40 g дрифт VR86CvdNS. Основни модел  $k=6000$  kN/m, мах дрифт 6,746 cm. Заостали дрифт, је 1,03 cm.



Слика 5.5.1.5.17. PGA 0,45 g дрифт VR86CvdNS. Основни модел  $k=6000$  kN/m, мах дрифт 7,713 cm. Заостали дрифт, је 1,65 cm.



Слика 5.5.1.5.18. PGA 0,50 g дрифт VR86CvdNS. Основни модел  $k=6000$  kN/m, мах дрифт 8,652 cm. Заостали дрифт, је 1,40 cm.

Табела 5.5.1.5.1. Вршно померање врха стуба VR86CvdNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m.

PGA (a/g)	U <sub>max</sub> (cm)	Drift (cm)	Drift / U <sub>max</sub>	U <sub>max</sub> / PGA
0,20	7,120	3,425	0,481039	35,60
0,25	8,775	4,220	0,480912	35,10
0,30	10,40	5,000	0,480769	34,67
0,35	12,06	5,810	0,481758	34,46
0,40	13,74	6,746	0,490975	34,35
0,45	15,41	7,713	0,500519	34,24
0,50	17,01	8,652	0,508642	34,02

Drift је max Drift

За интервал PGA од 0,20 до 0,45 g дејства акцелерограма VR86CvdNS, NDA, и еластични модел тла  $k=6000$  kN/m, приказане су линеарне зависности вршног померања и дрифта.

Зависност PGA ( $a/g$ ) према  $U_{max}$  је у потпуности линеарна

$$y = 33,057x + 0,5036; R^2 = 1$$

Код функције PGA / Drift (max Drift) постоји јака линеарна зависност

$$y = 17,438x - 0,1653; R^2 = 0,9978$$

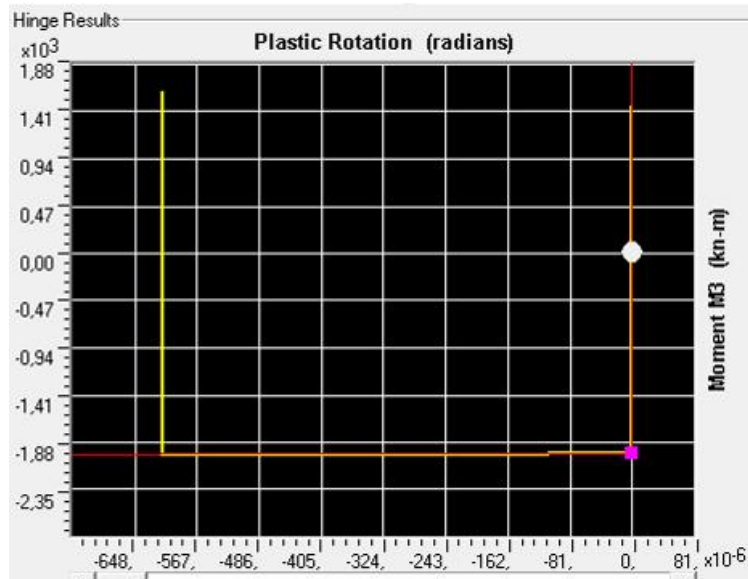
На основу вршних померања стубова, дрифтова и степена оштећења конструкције на крају земљотреса, може се закључити да конструкција са моделом тла модификованих  $p$ -у кривих има повољније понашање него конструкција са секантном еластичном крутошћу од  $k=6000$  kN/m. Код модификованих  $p$ -у кривих ни до PGA 0,60 g, нема појаве ниједног пластичног зглоба осим стања течења Y. Код еластичне секантне крутости тла од  $k=6000$  kN/m та граница је 0,40 g. Вршна померања код еластичног модела тла су око 3 пута већа. Дакле код овог акцелерограма има смисла узети за ову конструкцију секантну крутост од  $k=12000$  kN/m (10000 kN/m<sup>3</sup>).

Практично код континуалних система шип-стуб, не може се добити иоле реално понашање конструкције без увођења интеракције шип тло, при чему је на основу геомеханичких података потребно усвојити адекватан модел тла. Параметре тла је неопходно варирати у одређеним границама, у складу са поузданошћу расположивих података. Тиме би се добила боља слика о могућем понашању објекта у интеракцији тла са темељом и горњом конструкцијом. Оваква процедура није специфична само за шипове, већ је уобичајена код модела интеракције темељне конструкције и тла. Ваља се подсетити да се код одређивања реакције континуалне темељне греде код дијаграма момената одређује анVELOпа утицаја тако што се решава и статички одређен и статички неодређен систем. Такође су некада инжењери када су прорачунавали темељну плочу према Winkler моделу одређивали анVELOпу утицаја, са две вредности крутости опруге: 1. са усвојеном почетном вредношћу и 2. половином усвојене почетне вредности.

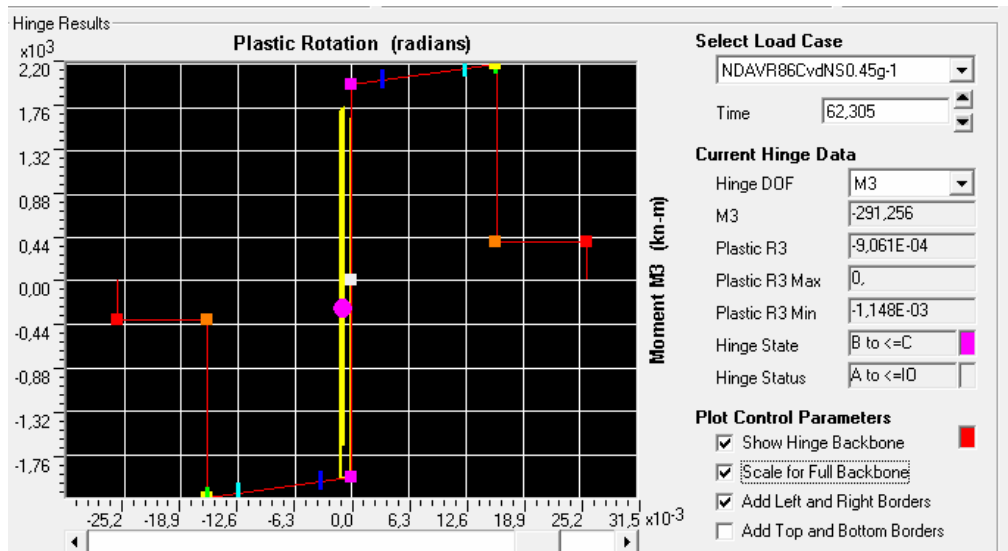
С обзиром да се некада код конструкције у интеракцији са тлом током земљотреса дешавају феномени који су тешко ухватљиви јер се понекад добијају чудне прерасподеле за нелинеарну динамичку анализу, препоручује се прогушћење скалирања вршног убрзања акцелерограма како би се прецизније проценила поузданост усвојеног модела. Нпр. када се код PGA 0,45 g добија неочекивана прерасподела у односу на 0,50 и 0,40 g, тада ваља прорачунати и 0,46 и 0,44 g, јер се тиме може проценити интервал дејства прерасподеле. Потребно је проверити и прерасподелу утицаја, нормалне силе и могућу промену нормализоване нормалне силе као и дијаграм понашања пластичних зглобова.

Код процене потребне софистицираности усвојеног модела треба ускладити неколико критеријума: 1. значај објекта, 2. поузданост скупа геомеханичких података, 3. расположива рачунарска и софтверска опрема, и 4. време потребно/расположиво за прорачун.

Квалитетни резултати се могу добити само код употребе и нелинеарне анализе, док је линеарну неопходно применити само као почетни корак итерације, којим се одређује ред величине проучаваног утицаја. Линеарна анализа може да покажа и мање и веће вредности у односу на нелинеарну анализу. То зависи од низа параметара нпр. од употребљеног модела тла, врсте акцелерограма и сл. Линеарна анализа има и низ предности, резултати се могу добити знатно брже него код нелинеарне, а то је и метода која је првобитно била развијена.



Слика 5.5.1.5.19. Резултат пластичног зглоба 1Н1, то је чвор у врху левог крајњег стуба. PGA 0,40 g VR86CvdNS. Основни модел  $k=6000$  kN/m.



Слика 5.5.1.5.20. Резултат пластичног зглоба 1Н1, то је чвор у врху левог крајњег стуба. PGA 0,45 g VR86CvdNS. Основни модел  $k=6000$  kN/m.

Иако се на обе слике ради о истом пластичном зглобу размера графика 19 је различита у односу на претходну слику 20. Ово је урађено да би се приказала скелетна крива пластичног зглоба. Такође се разликује и PGA, на сл.19 је 0,40 а на сл.20 је 0,45 g.

Резултати стања сваког пластичног зглоба, се могу анализирати и табеларно, за сваки тренутак временске интеграције. Међутим прегледније је то урадити сликом одређеног тренутка времена. Тренутак формирања пл. зглоба може се утврдити и на филму конструкције током акцелерограма (сегмент филма, слика 5.26), а видљив је и у табелама као статус пластичног зглоба. Филм се прави опцијом creat video, али је боље претходно направити график померања чвора у врху и исти снимити са кодираним називом, како би се лакше пратио временски запис, односно тренутак земљотреса. Код прављења филма потребно је активирати приказ графика и изабрати одговарајући кодирани назив. Кодни назив треба да садржи број чвора, акцелерограм, вредност скалирања и ако је могуће битна обележја модела.

Нпр: Kовилј PGA 045g VR86CvdNS Основни модел k6000 kN\_m.

Cvor 6 - је чвор у врху стуба

Kовилј – локација објекта

PGA 045g - је акцелерограм скалиран на 0,45g

VR86CvdNS - је акцелерограм Вранчеа 1986 године, локација мерне станице је Чернавода, права север југ

Основни модел – је модел без везних греда

k6000 kN\_m – је елатично тло са крутошћу опруга  $k_x=k_z=k_y=6000$  kN/m, или нехомогено.

Напомена: код шипа 120 cm, k6000 одговара коефицијенту хоризонталне реакције од 5000 kN/m<sup>3</sup>, дока за шип пречника 60 cm, одговара коефицијенту х. р. од 10000 kN/m<sup>3</sup>

$k_x=6000$   $k_z=8000$  kN\_m - је елатично тло са крутошћу опруга  $k_x=$   $k_y=6000$  kN/m,  $k_z=8000$  kN/m

*put* – је тло моделовано према модификованим ру опругама за песак, уколико се користи више ру модела, потребно је додати индексе за карактеристична својства тла, нпр:

*putmsds* – ру модификовано submegeged dens sand, потопљен збијен песак (крут)

*putmsms* - ру модификовано submegeged meduim sand, потопљен средње збијен песак (крут)

*putdms* - ру модификовано dray meduim sand, сув средње збијен песак (крут)

*putsc* - ру модификовано submegeged dens sand, потопљен збијен песак (крут)

*putml* - ру модификовано loose лесно тло. За лес је суштински важна специфична тежина у сувом стању, влажност итд.

g10 Fi30 c15 – рама специфична тежина 10 kN/m<sup>3</sup>, угао унутрашњег трења 30, кохезија 15 kN/m<sup>2</sup>

VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30

VG 40/60 – везна греда димензија 40/60 cm. Треба проверити оријентацију греде и на слици са extrude view

BГ 40/60 исто што и VG 40/60

± 2Rf14 – арматура везне греде у горњој и доњој зони по 2RØ14, дакле по 1 шипка у сваком углу.

Може се дати и укупна арматура ако је симетрично распоређена по угловима. Нпр. Σ8 RØ14, а то је по 2 шипке у сваком углу. +/- 2x2 RØ14 има по 2 шипке у сваком углу исто као Σ8 RØ14

MB 30 – марка бетона везне греде је по БАБ87 (дозвољено је коришћење затегнуте зоне бетона)

PLH – (PH) је ознака за пластичан зглоб Plastic Hinge

Rigid zone factor – је коефицијент којим се одређује крутост елемената у чвору, код примене offset својства на крајевима елемента

PGA 0,60\*0,2 g=0,12 g. VG 40x60 +/- 2x2 RØ14 MB30.

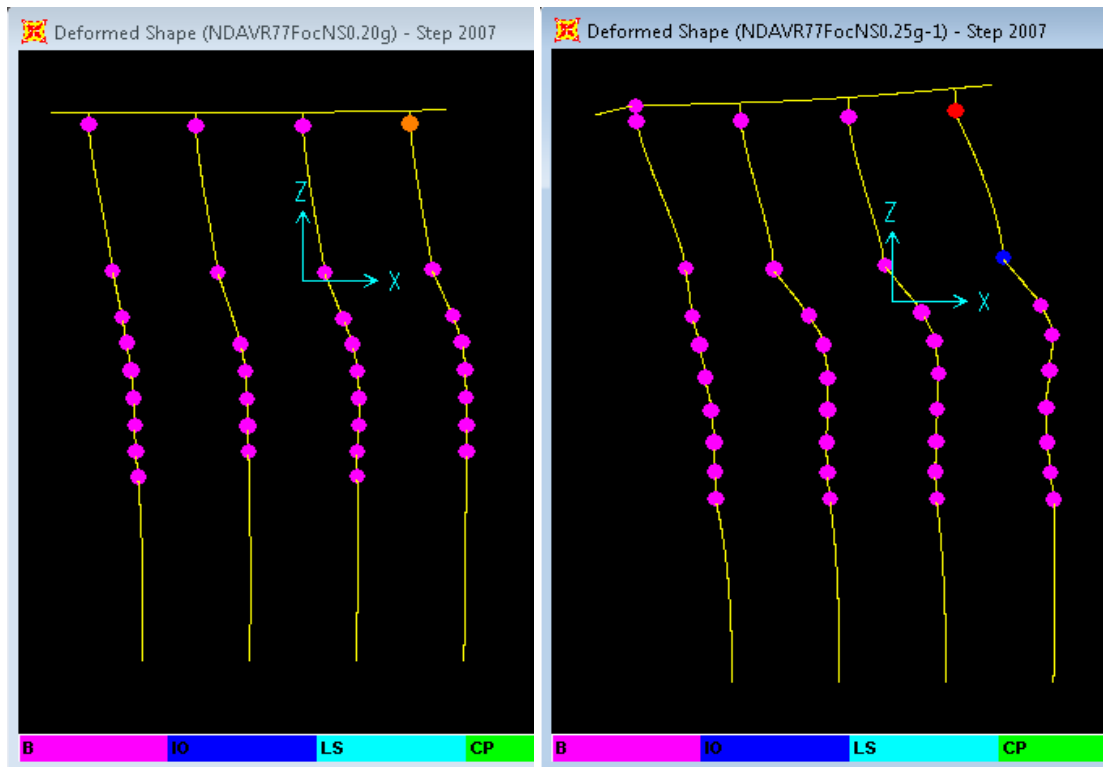
Scale 0,60 у односу на први удар, први удар је у овом анализама вредности 0,20 g.

Користи се код анализе накнадног удара ткзв. Афтершока.

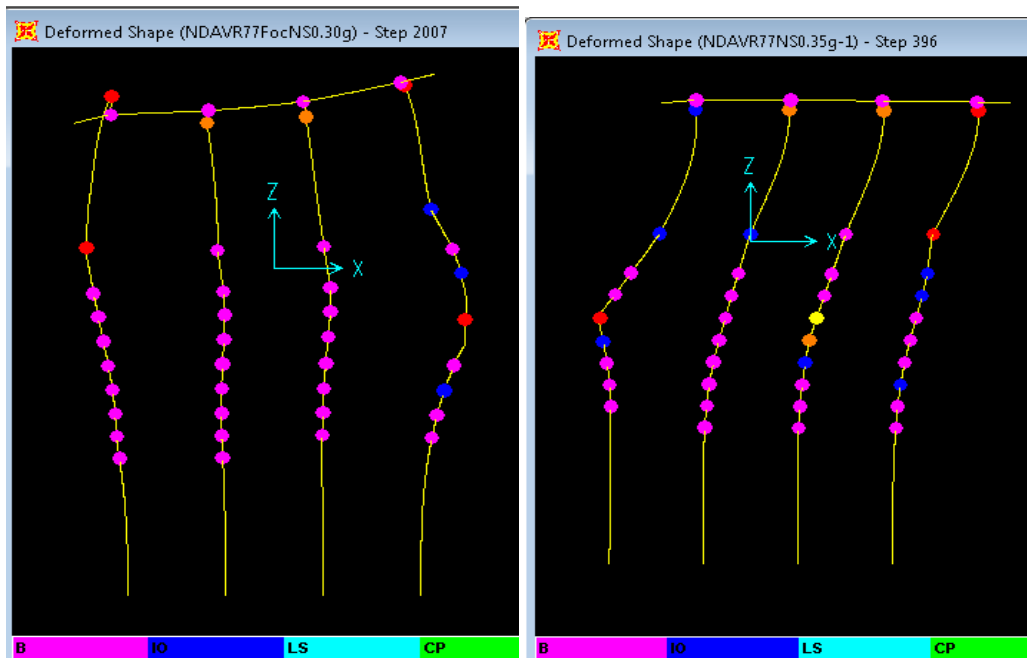
ПУ - први удар. Као главни удар, и

ДУ - други, накнадни удар као афтершок.

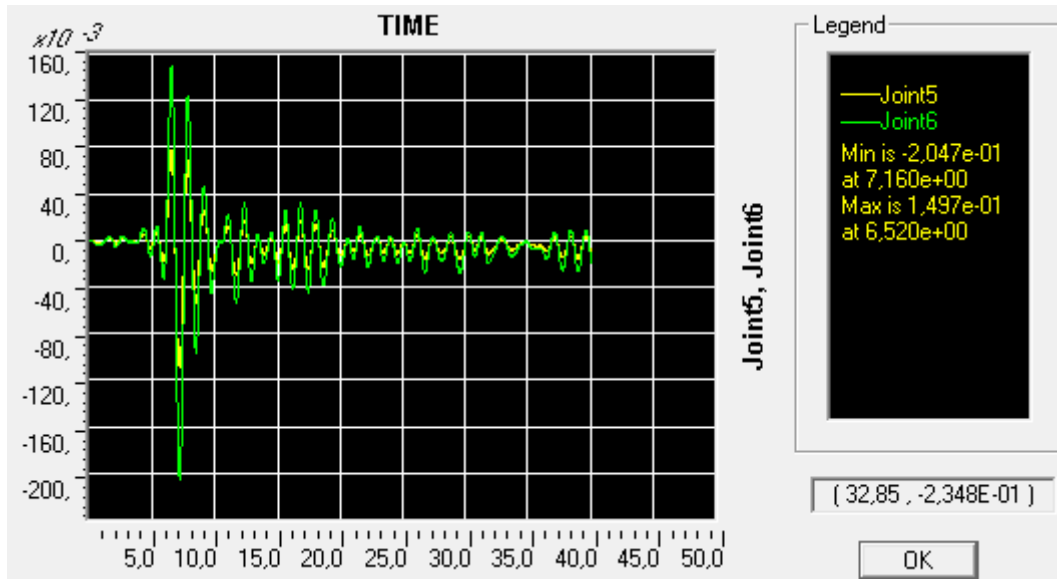
### 5.5.1.6. Акцелерограм VR77FOCNS основни модел $k=6000$ kN/m



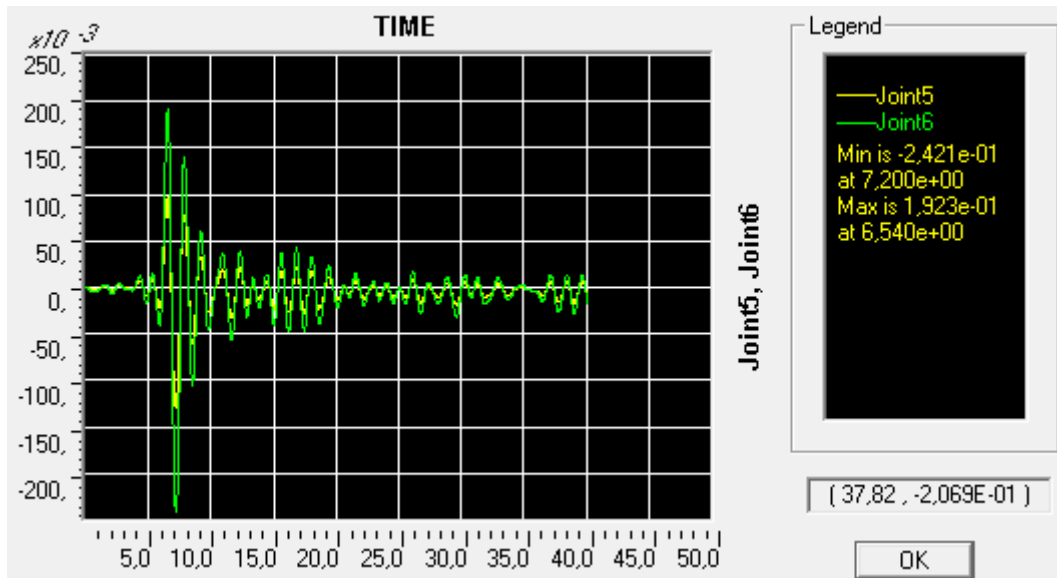
Слика 5.5.1.6.1. Стање пластичних зглобова, на крају Првог удара земљотреса 40sec. VR77FOCNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. а) PGA 0,20g, врхови стубова 3Y+1D, остало Y. б) PGA 0,25 g десни стуб врх 1E, дно 1IO, остало Y, 1 PH у плочи.



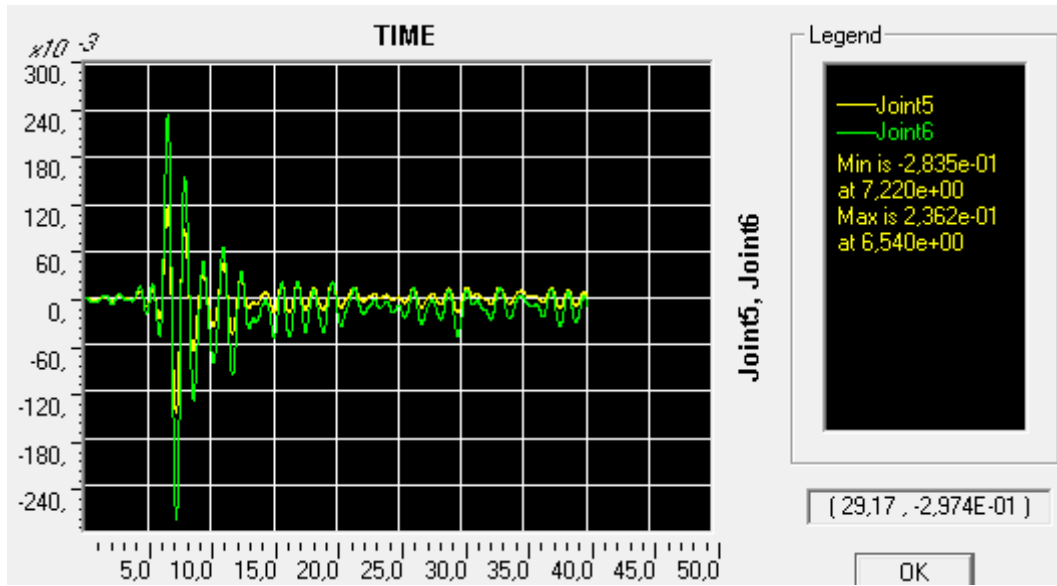
Слика 5.5.1.6.2. Стање пластичних зглобова, на крају Првог удара земљотреса 40 sec. VR77FOCNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. а) PGA 0,30 g, врхови стубова 2E+2D, значајно оштећена. б) PGA 0,25 g врхови стубова 1E+2D+1IO, значајно оштећена



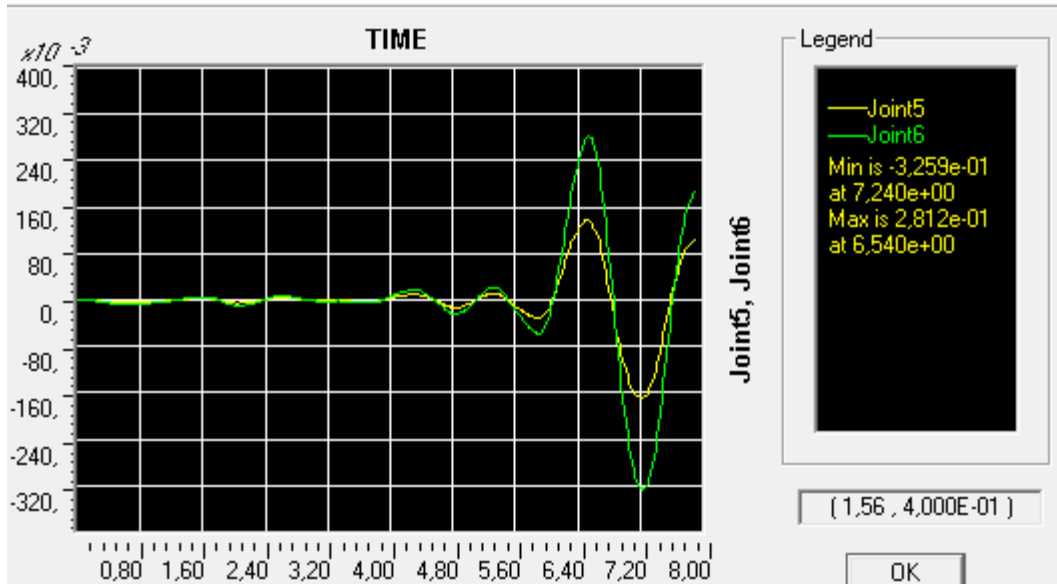
Слика 5.5.1.6.3. Први удар земљотреса. 0,20 g VR77FOSCNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 20,47 cm.



Слика 5.5.1.6.4. Први удар земљотреса 0,25 g VR77FOSCNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 24,21 cm.



Слика 5.5.1.6.5. Први удар земљотреса. 0,30 g VR77FOSCNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 28,35 cm.

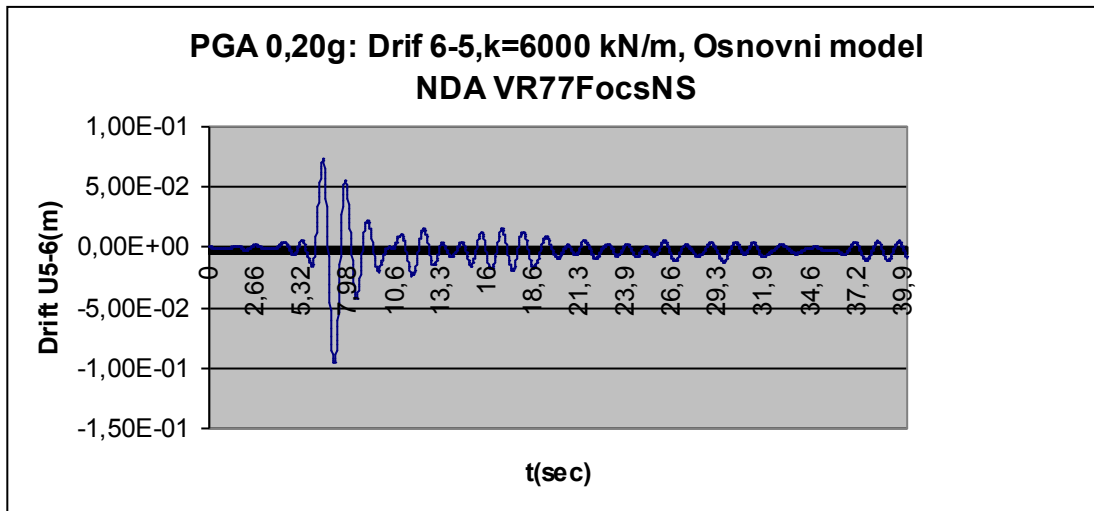


Слика 5.5.1.6.6. Први удар земљотреса. 0,35 g VR77FOSCNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 32,59 cm.

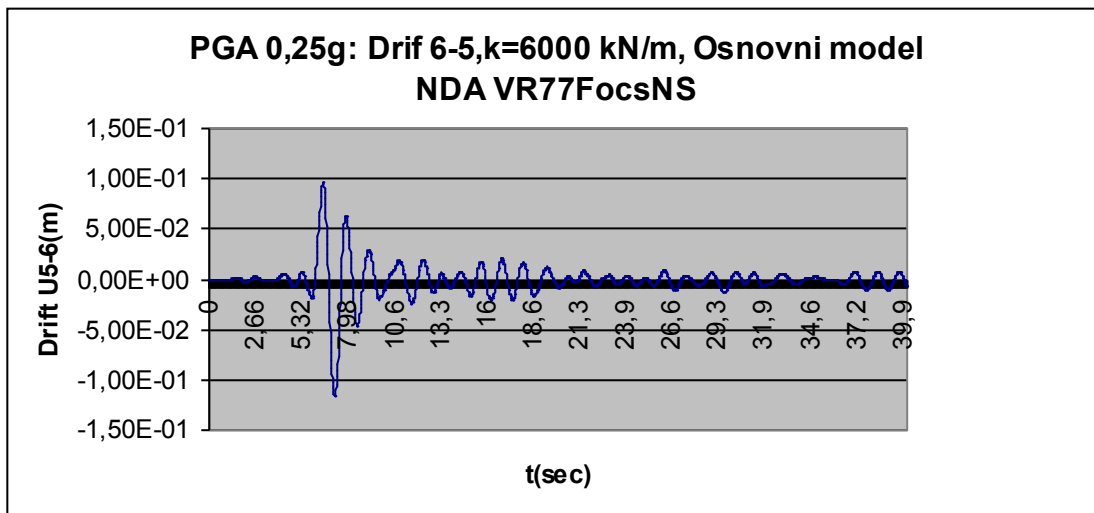
Табела 5.5.1.6.1. Вршно померање врха стуба VR77FOSCNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m.

PGA (a/g)	Umax (cm)	Drift (cm)	DR / Umax	Umax / PGA
0,20	20,47	9,566	0,4673	102,35
0,25	24,21	11,61	0,4796	96,84
0,30	28,35	13,80	0,4868	94,5
0,35	32,59	-		

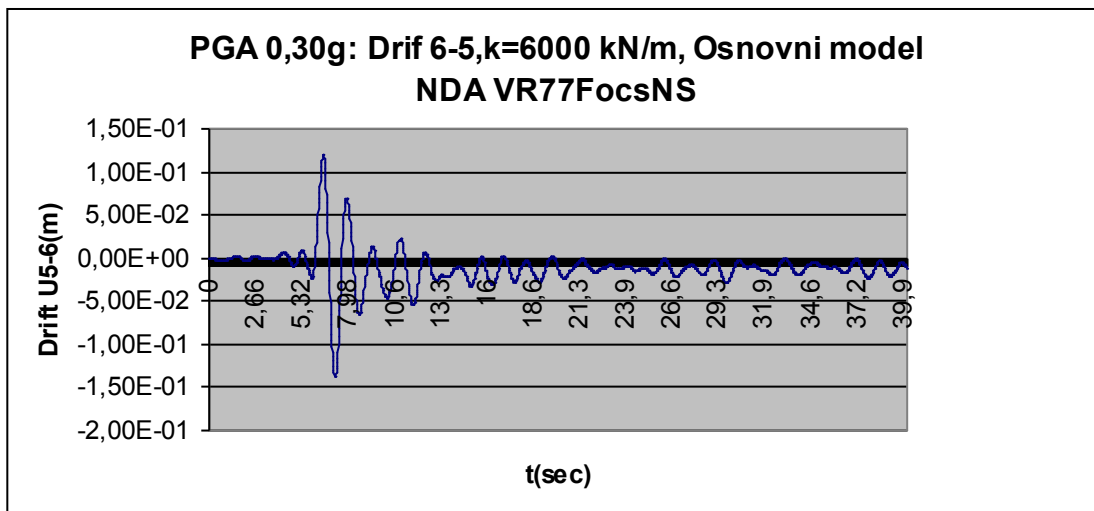




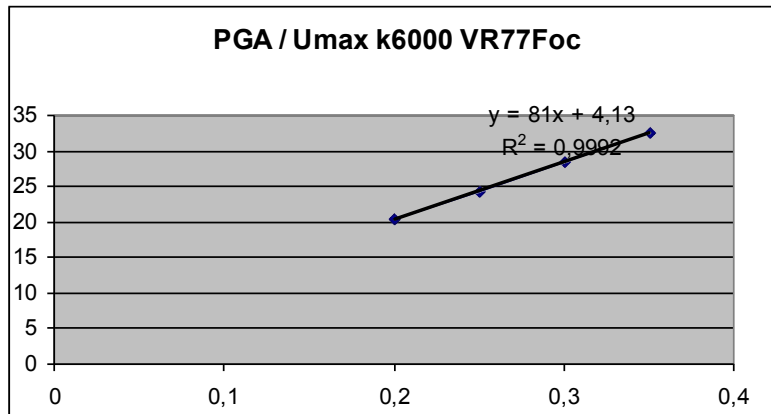
Слика 5.5.1.6.7. PGA 0,20 g дрифт VR77FocsNS. Основни модел  $k=6000$  kN/m, мах дрифт 9,566 cm. Заостали дрифт, је 0,27 cm. (средња вредност задњих 20 sec).



Слика 5.5.1.6.8. PGA 0,25 g дрифт VR77FocsNS. Основни модел  $k=6000$  kN/m, мах дрифт 11,61 cm. Заостали дрифт, је 0,12 cm.



Слика 5.5.1.6.9. PGA 0,30 g дрифт VR77FocsNS. Основни модел  $k=6000$  kN/m, мах дрифт 13,80 cm. Заостали дрифт, је 1,21 cm.



Слика 5.5.1.6.10. Линеарна зависност PGA/ Umax. VR77FocsNS. Тло  $k=6000$  kN/m.

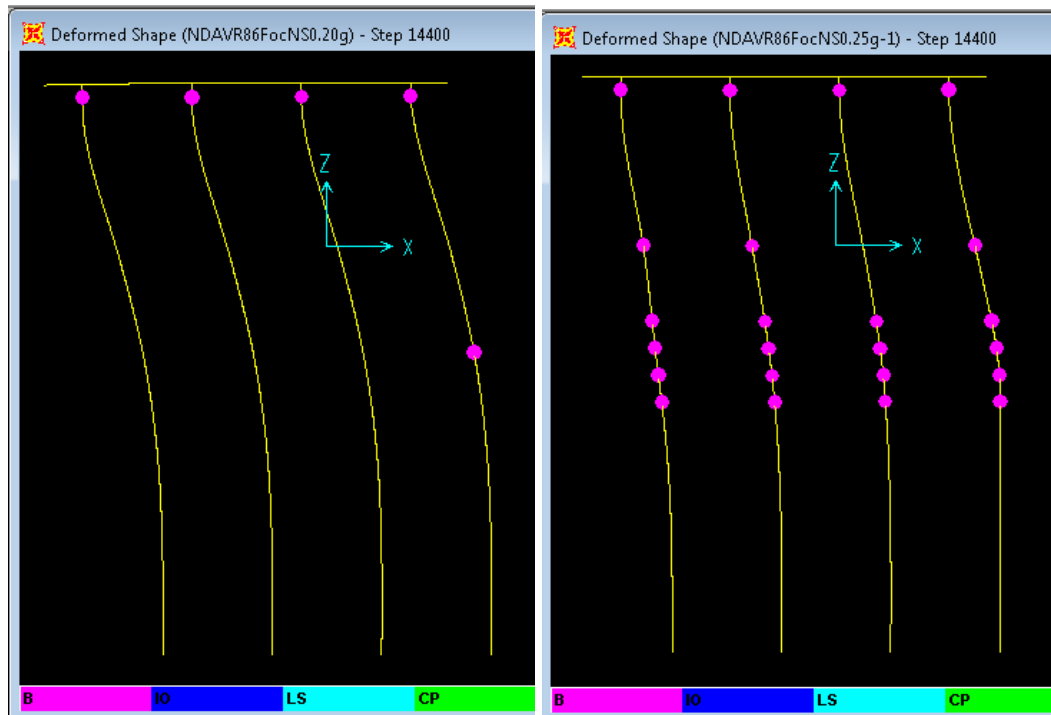
Према подацима из табеле 5.5.1.6.1, одређен је степен корелације:

$U_{\max}$  линија  $y = 81x + 4,13$ ;  $R^2 = 0,9992$ . (јака линеарна зависност PGA/ $U_{\max}$ )

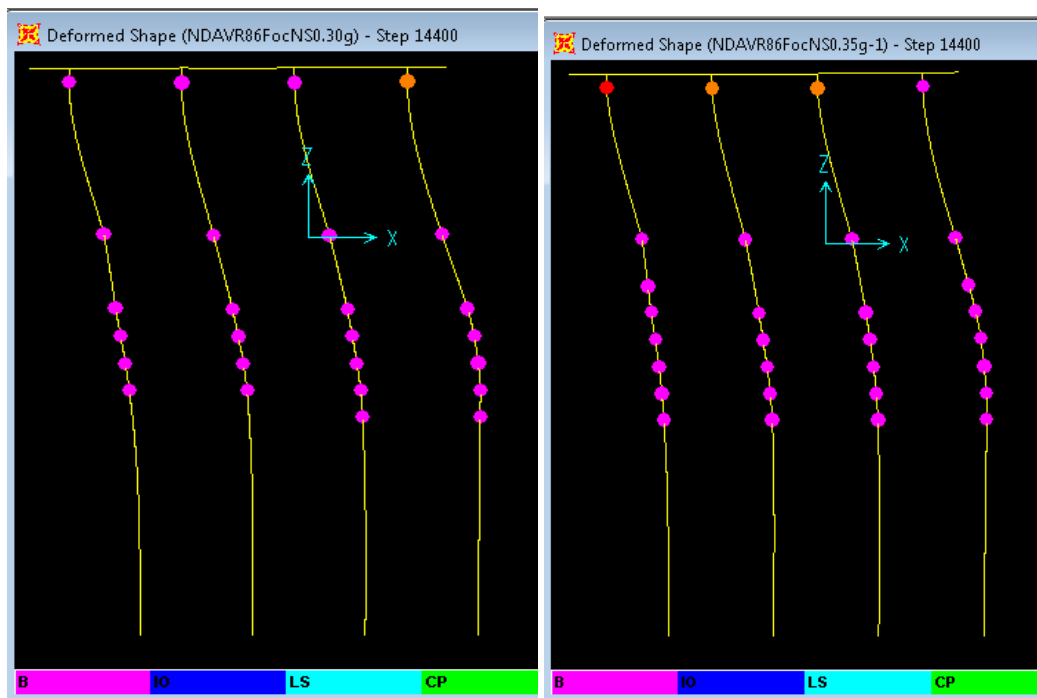
Drift линија  $y = 42,34x + 1,0737$ ;  $R^2 = 0,9996$  (јака линеарна зависност PGA/Drift)

Јака линеарна зависност између померања врха рама и PGA је присутна код модела тла са линеарним опругама, за акцелерограм VR77FocsNS, и износе 20,47 cm за PGA 0,20 g, до 32,59 cm. Овако велика померања за релативно низак објекат указују на значајна оштећења. Значајна оштећења врха стуба почињу већ на PGA 0,20 g повећавају се на на PGA 0,25 g, а за инжењерске сврха нама смисла даље истраживање. За PGA 0,25 g долази и до значајни оштећења шипова, а и врхова стубова.

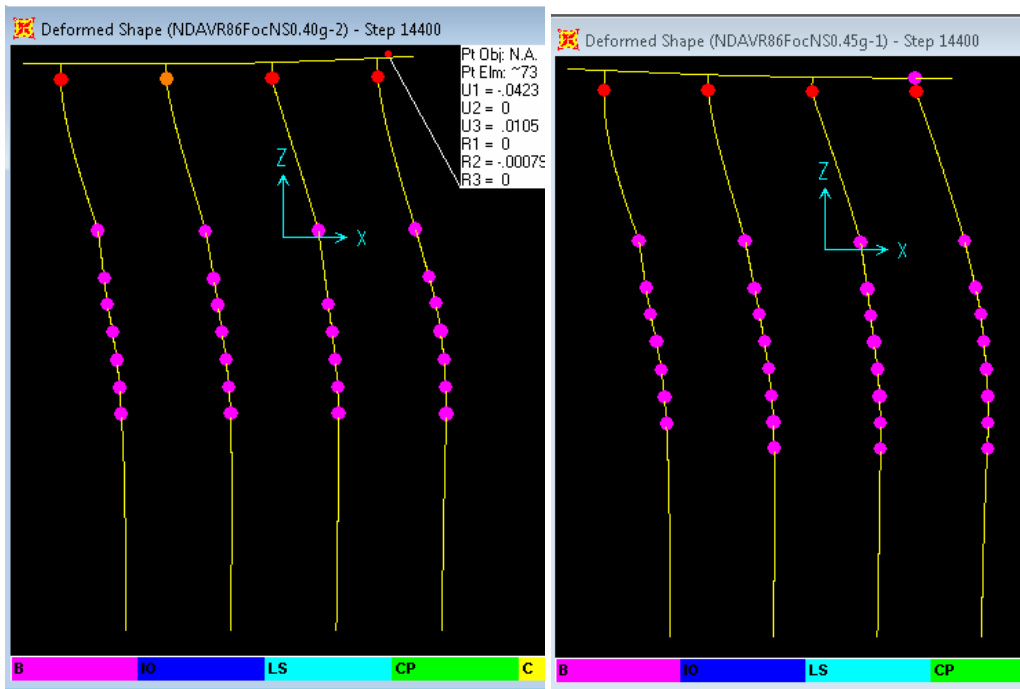
### 5.5.1.7. Акцелерограм VR86FOCNS ОСНОВНИ модел $k=6000$ kN/m



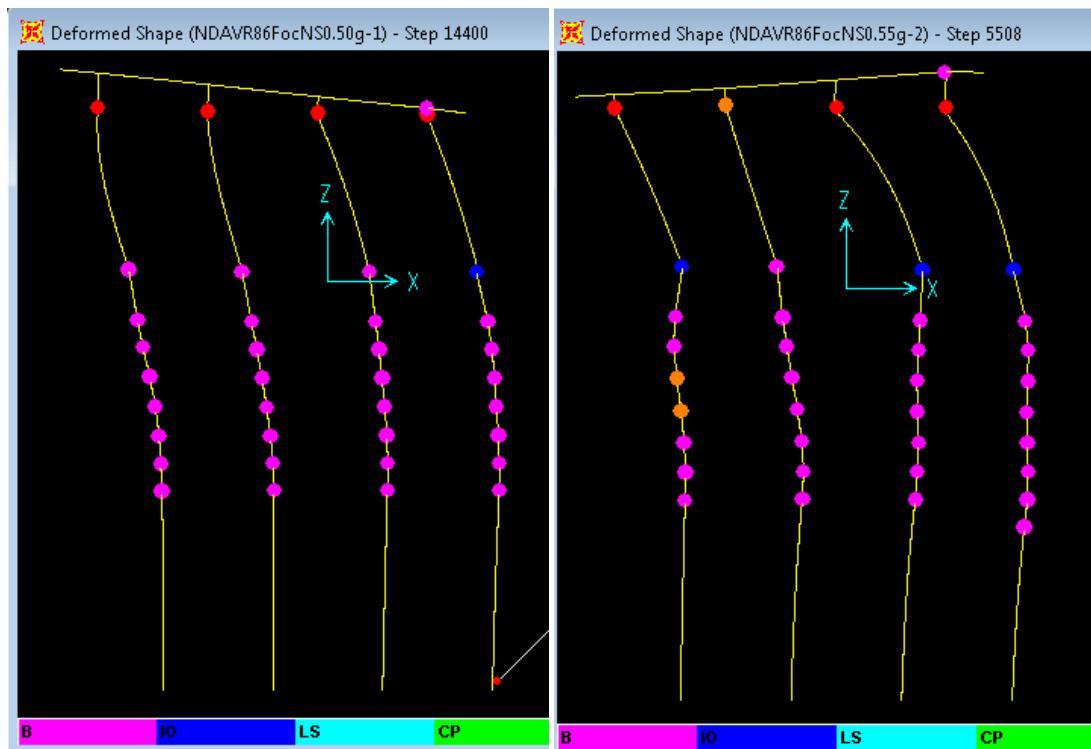
Слика 5.5.1.7.1. Стање пластичних зглобова, на крају Првог удара земљотреса 72sec. VR86FOCNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. а) PGA 0,20 g, б) PGA 0,25 g Број зглобова у шиповима се нагло повећава, такође се појављују и у дну сва 4 стуба. Сви зглобови стање Y.



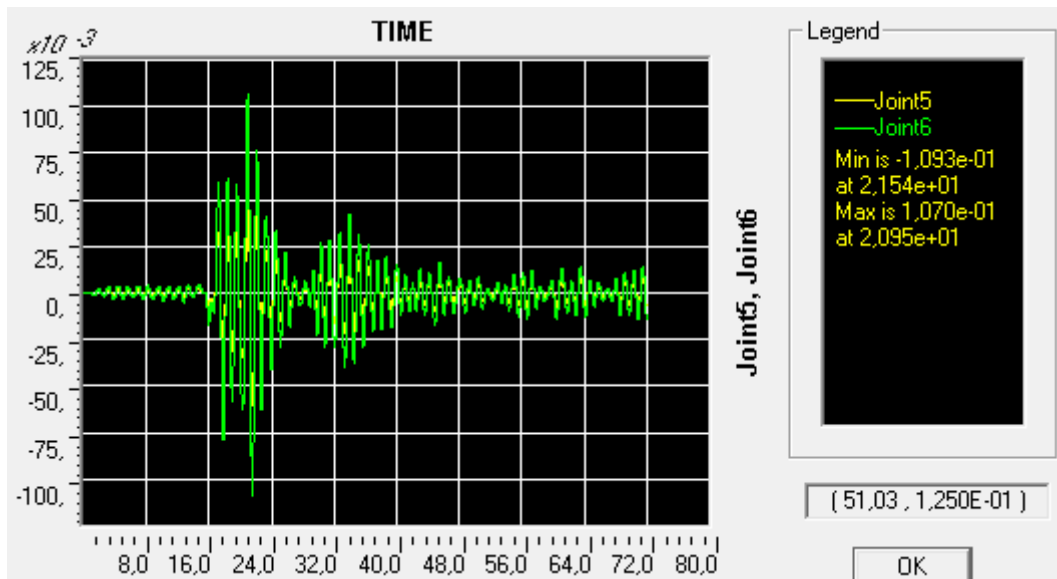
Слика 5.5.1.7.2. Стање пластичних зглобова, на крају Првог удара земљотреса 72sec. VR86FOCNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. а) PGA 0,30 g, у врху десног стуба PLH 1D остало Y б) PGA 0,35 g у врху левог стуба PLH 1E затим 2 D+1 Y остало Y



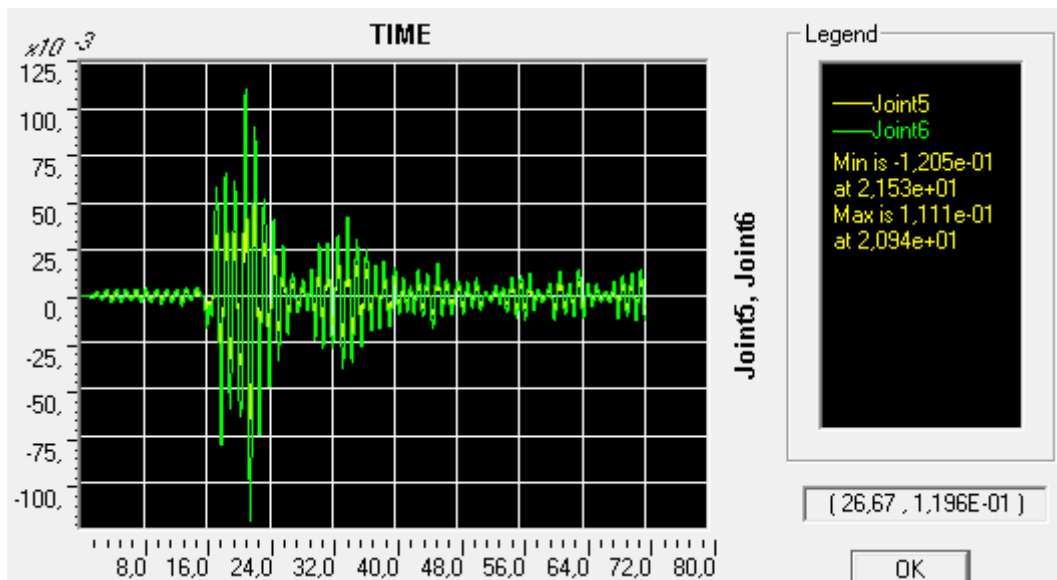
Слика 5.5.1.7.3. Стање пластичних зглобова, на крају Првог удара земљотреса 72sec. VR86FOSCNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. а) PGA 0,40 g, у врху десног стуба PLH 1E+1D+2E остало Y  
 б) PGA 0,45 g у врху стубова PLH 4E остало Y. Појава зглоба у плочи, али само на граници еластичности.



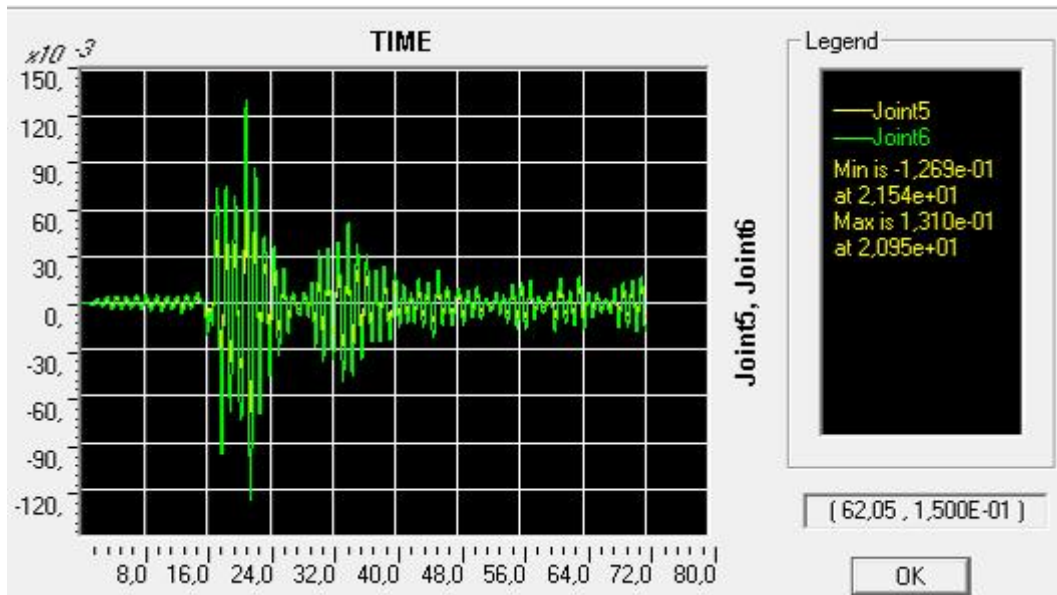
Слика 5.5.1.7.4. Стање пластичних зглобова, на крају Првог удара земљотреса 72sec. VR86FOSCNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. а) PGA 0,50 g, у врху стубова PLH 4E, у дну 1 IO остало Y  
 б) PGA 0,55 g у врху стубова PLH 3E+1D, дно стубова 3IO+1Y, 1 шип леви крајњи 2D, остало Y. Појава зглоба у плочи, али само на граници еластичности.



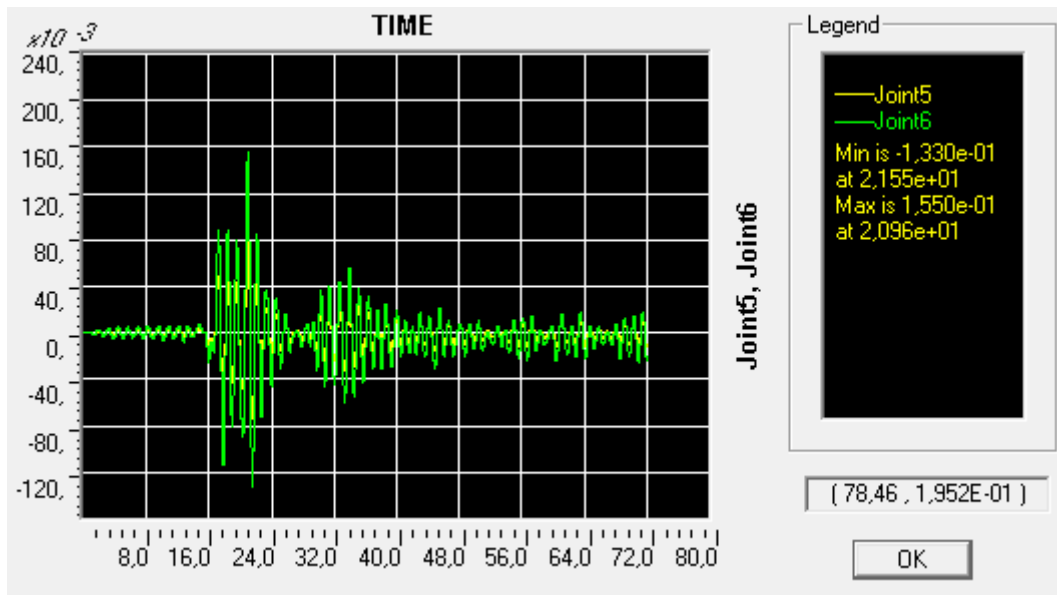
Слика 5.5.1.7.5.а) Први удар земљотреса. 0,20 g VR86FocNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m.  
Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 10,93 cm.



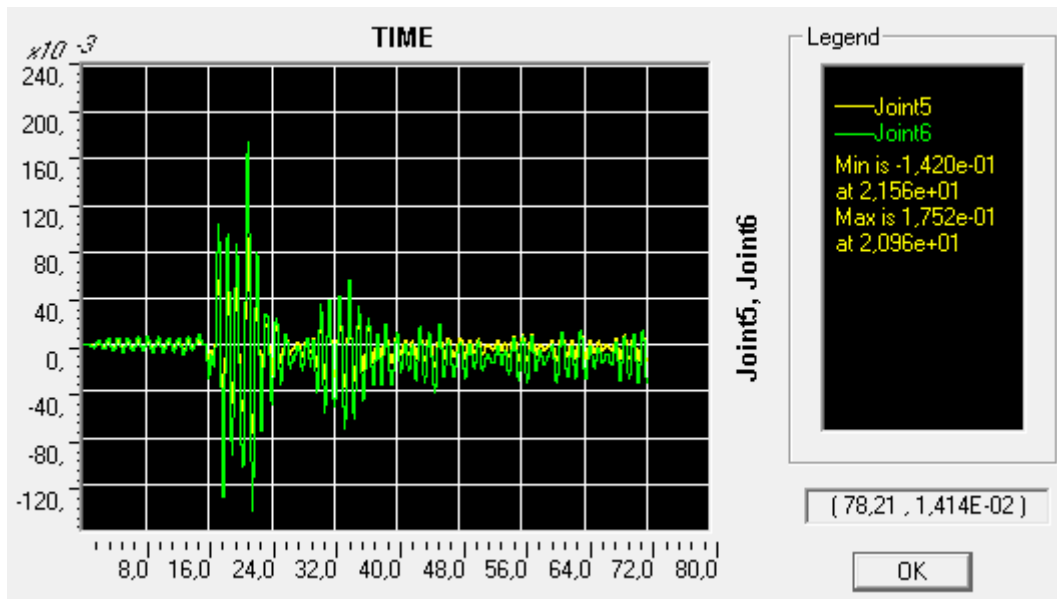
Слика 5.5.1.7.6. б) Први удар земљотреса. 0,20 g VR86FocNS. LDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m.  
Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба LDA 12,05 cm.



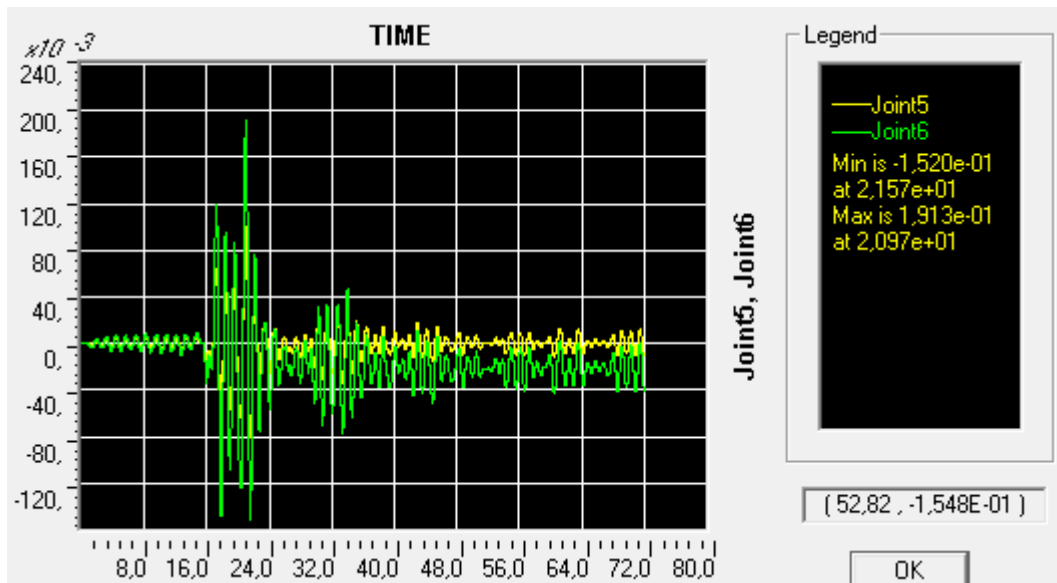
Слика 5.5.1.7.7. Први удар земљотреса. 0,25 g VR86FocNS. NDA. Гло еластично  $k=6000$  kN/m. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 13,10 cm.



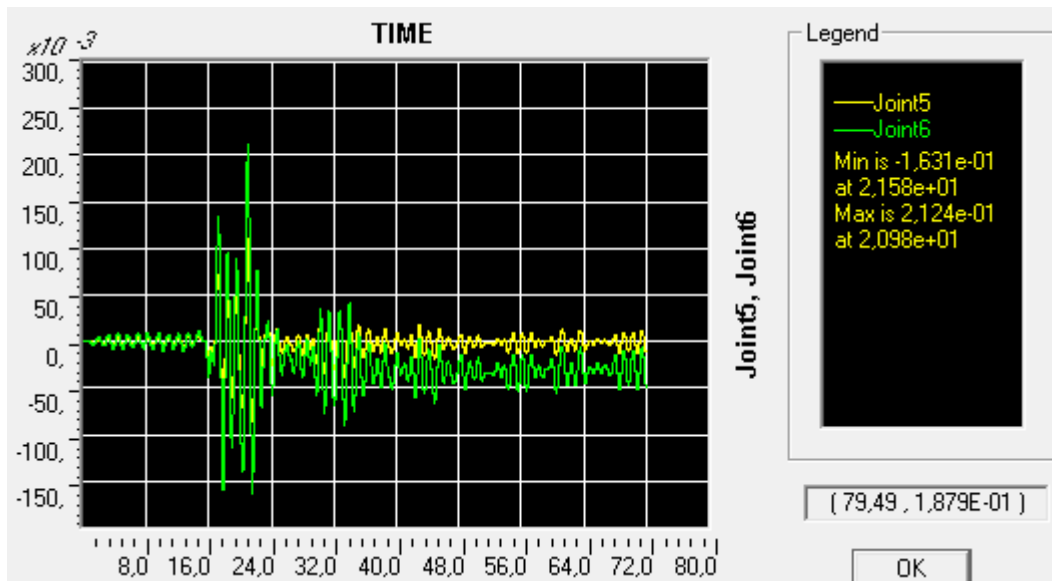
Слика 5.5.1.7.8. Први удар земљотреса. 0,30 g VR86FocNS. NDA. Гло еластично  $k=6000$  kN/m. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 15,50 cm.



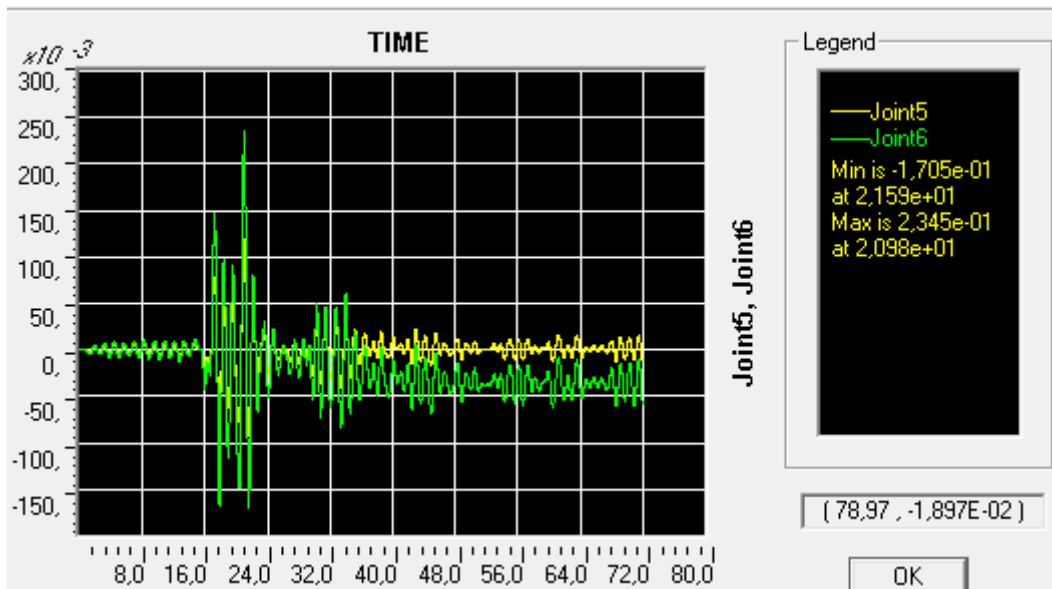
Слика 5.5.1.7.9. Први удар земљотреса. 0,35 g VR86FocNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 17,52 cm.



Слика 5.5.1.7.10. Први удар земљотреса. 0,40 g VR86FocNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 19,13 cm.

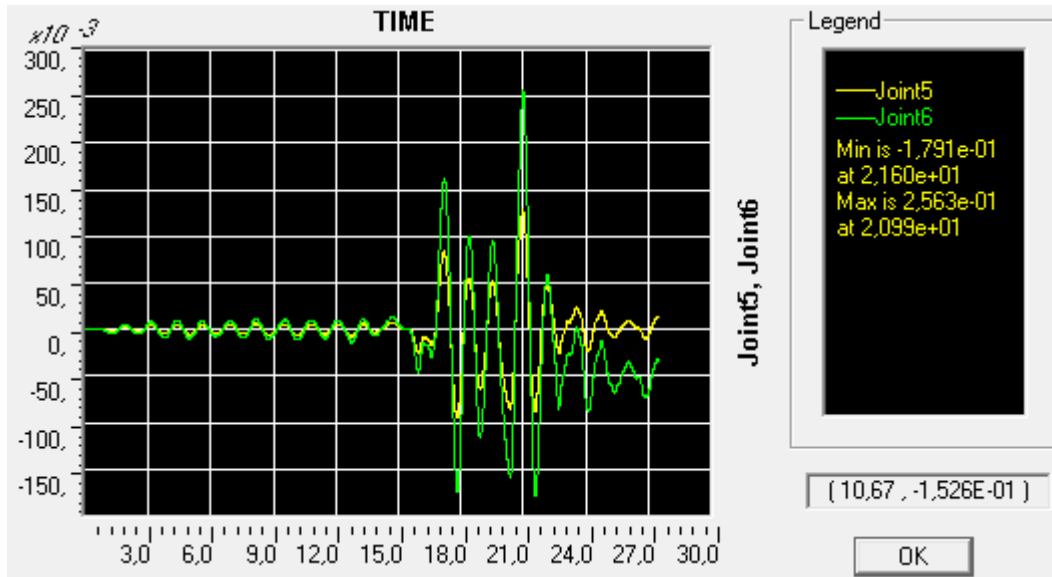


Слика 5.5.1.7.11. Први удар земљотреса. 0,45 g VR86FocNS NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 21,24 cm.



Слика 5.5.1.7.12. Први удар земљотреса. 0,50 g VR86FocNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 23,45 cm.

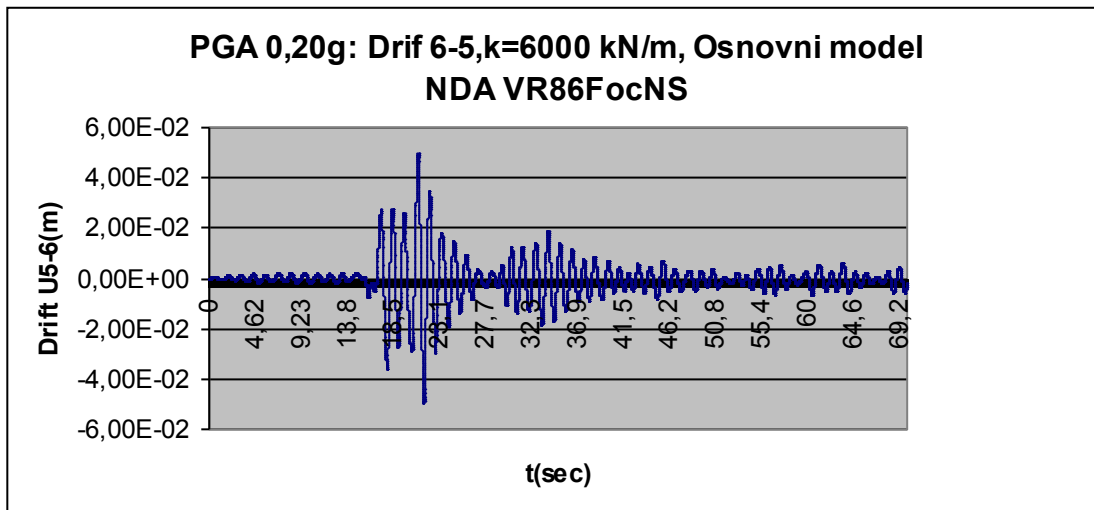




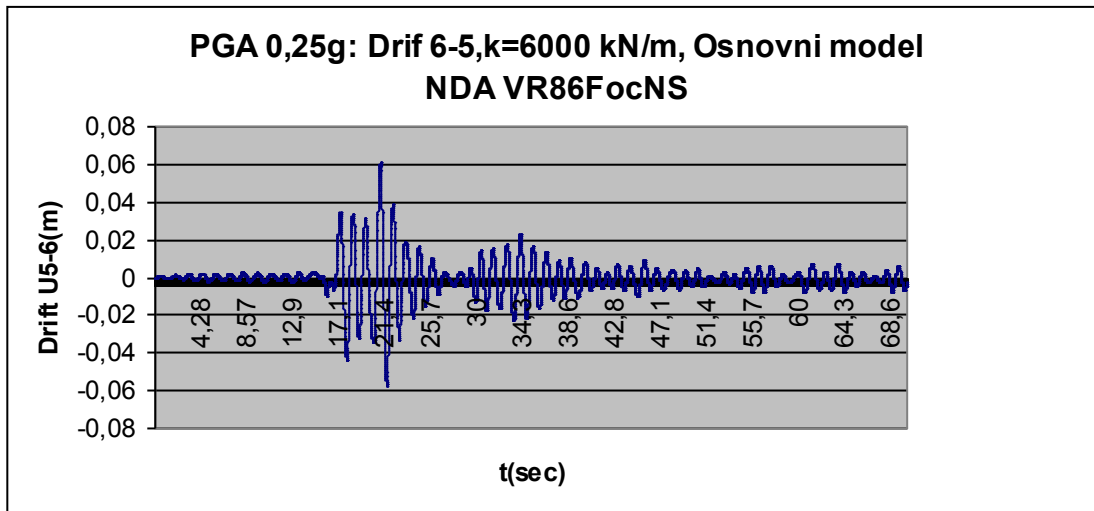
Слика 5.5.1.7.13. Први удар земљотреса. 0,55 g VR86FocNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 25,63cm. Прекинут на 27 sec.

Табела 5.5.1.7.1. Вршно померање врха стуба VR86FocNS. NDA. Тло еластично  $k=6000$  kN/m.

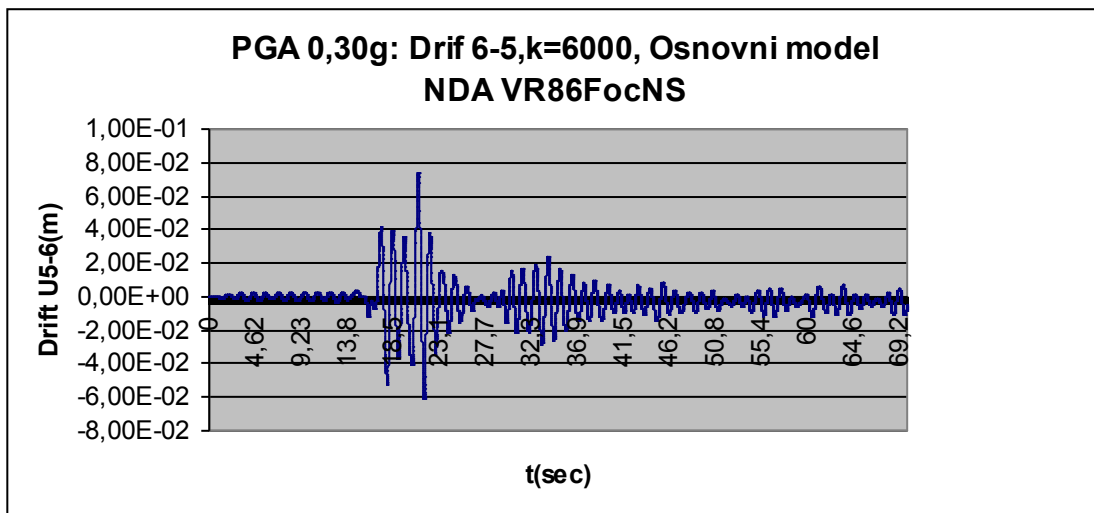
PGA (a/g)	Umax (cm)	Drift (cm)	Drift / Umax	Umax/ PGA
0,20	10,93	4,961	0,4539	54,65
0,25	13,10	6,093	0,4651	52,40
0,30	15,50	7,436	0,4797	51,67
0,35	17,52	-		50,06
0,40	19,13	-		47,83
0,45	21,24	-		47,20
0,50	23,45	-		46,90
0,55	25,63	-		54,65



Слика 5.5.1.7.14. PGA 0,20 g дрифт VR86FocNS. Основни модел  $k=6000$  kN/m, тах дрифт 4,961 cm. Заостали дрифт, је 0,06 cm.



Слика 5.5.1.7.15. PGA 0,25 g дрифт VR86FocNS. Основни модел  $k=6000$  kN/m, мах дрифт 6,093 см.  
Заостали дрифт, је 0,08 см.



Слика 5.5.1.7.16. PGA 0,30 g дрифт VR86FocNS. Основни модел  $k=6000$  kN/m, мах дрифт 7,436 см.  
Заостали дрифт, је 0,33 см.

## 5.5.2. АНАЛИЗА ДЕЈСТВА ЗЕМЉОТРЕСА ПРЕКО ВРЕМЕНСКОГ ЗАПИСА АКЦЕЛЕРОГРАМА НА 2Д РАМ СА ВЕЗНИМ ГРЕДАМА ТЛО МОДЕЛОВАНО КАО МОДИФИКОВАНЕ P-Y КРИВЕ

(File; Most Kovilj\_NS VG 40x60 sa Z pravcem\_offset 050 VR86NS) Тло p-y криве за песак модификоване VG 60x40 ± 2x2 Rf14 MB30. Везна греда пресека 60/40 cm.

### 5.5.2.1. Први удар земљотреса VR86NS

Анализа дејства земљотреса преко временског записа акцелерограма (time history), као први и други удар земљотреса (aftershok). Други удар је скалиран од 50% до 75% у односу на први удар. Анализа је обављена је према следећим параметрима:

Time history команда са записом акцелорграма VR86FoscNS.

Offset команда је примењена на VG са Rigid Zone 0.50

VG 60x40 ± 2x2 RØ14 MB30. Везна греда пресека 60/40 cm,

арматура у сваком углу греде 2RØ14

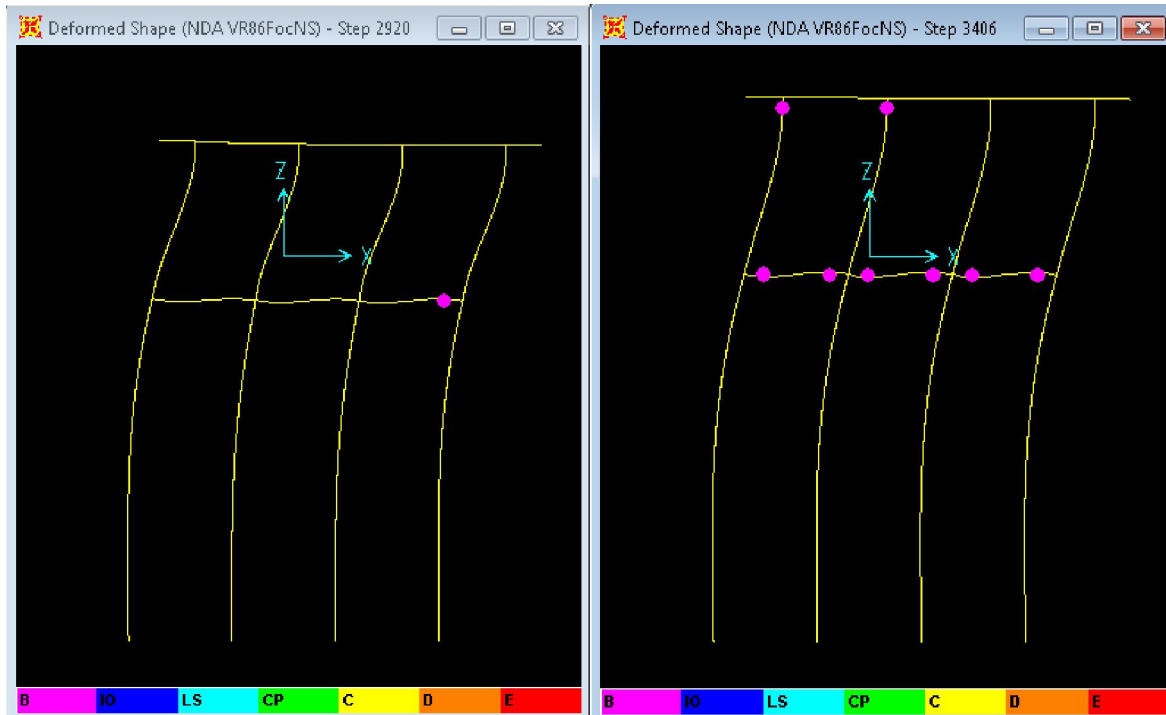
Тло p/y криве за песак модификоване као линк - више линеарне пластичне хистерезисне криве.

Први удар земљотреса. VR86FoscNS.  $PGA\ 1,99\ (m/s^2)=0.203g \approx PGA\ 0.20g$ .

Други удар земљотреса tkzv. aftershok, је скалиран у интервалу од 0,50 до 0,75, са кораком 0,05.

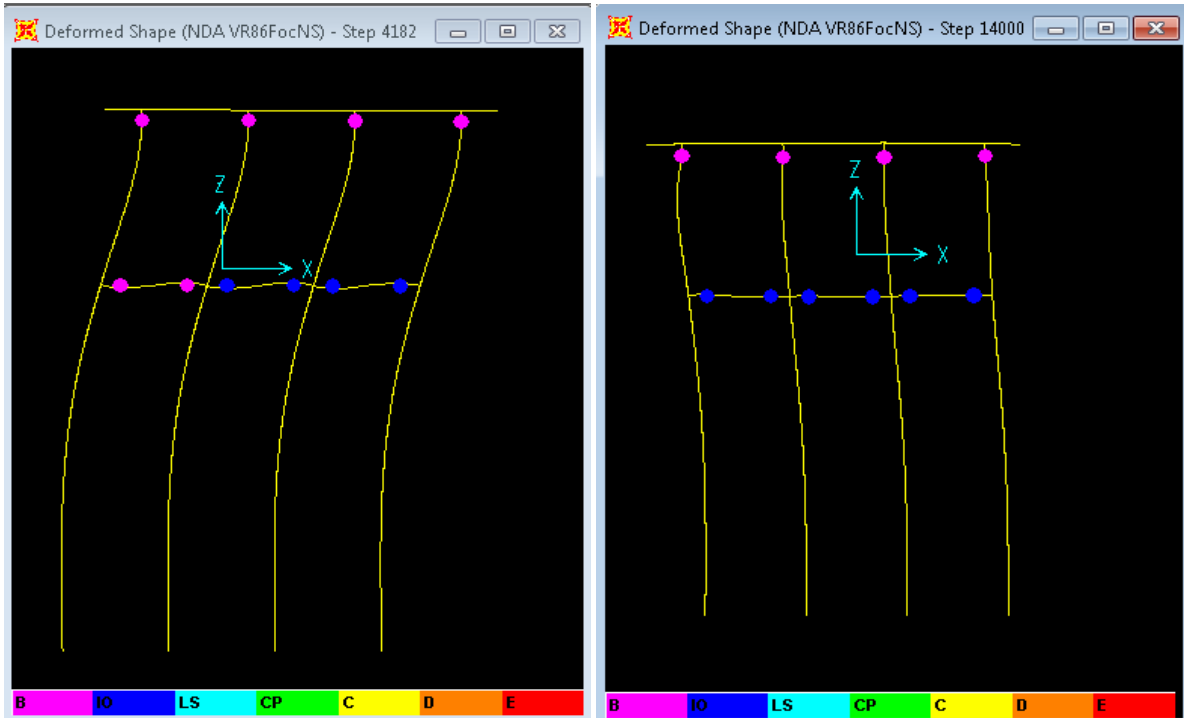
Други удар земљотреса NDA VR86FocsNS. Scale 0.50 у односу на први удар.  $PGA\ 0.5*0.2g=0.10\ g$ .

$PGA\ 0.55*0.2g=0.11\ g$ ;  $PGA\ 0.6*0.2g=0.12\ g$ ;  $PGA\ 0.65*0.2g=0.13\ g$ ;  $PGA\ 0.7*0.2g=0.14\ g$ .  $PGA\ 0.75*0.2g=0.15\ g$ .



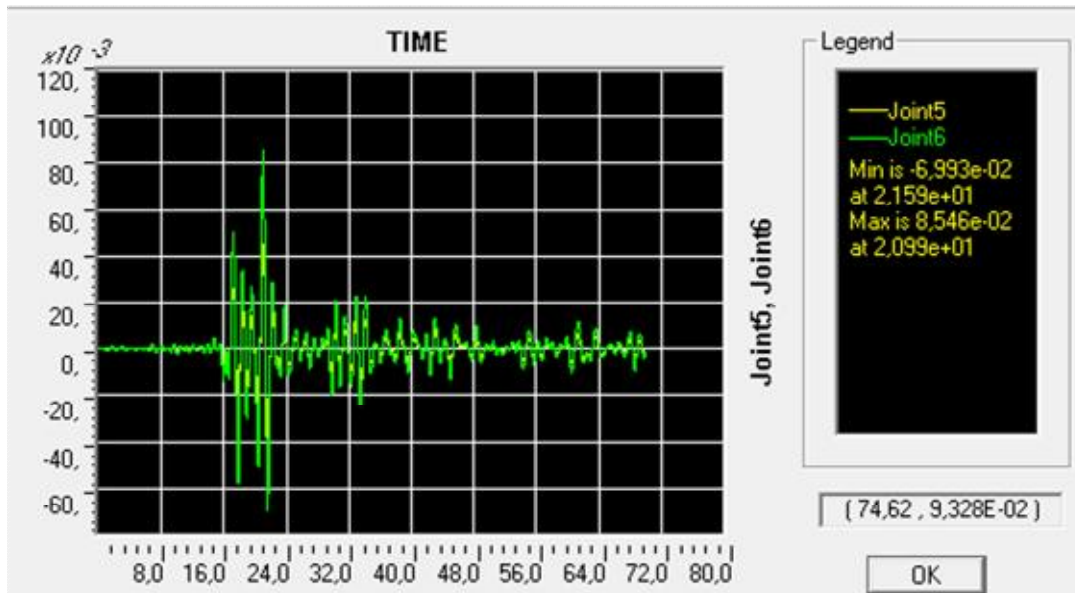
Слика 5.5.2.1.1 а и б Први удар земљотреса.  $PGA\ 0.20\ g$ . VR86FocsNS. NDA. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло p-y криве за песак модификоване. На слици; Стање пластичних зглобова и тенутак отварања а) приказан је тренутак отварања прве прслине у VG везним гредама. Пластични чвор (Plastic Hinge) Y yield – граница еластичности почетак течења, корак 2920 први зглоб, сви зглобови у ВГ се отварају у року од 7 корака, тј.35 стотинки б) тренутак отварања прве прслине у врховима стубова корак временске интеграције 3406\*0,005=17,03sec,

Врхови стубова:	-	Врхови стубова:	2 Y (0,5 Y/стубу)
Дно стубова:	-	Дно стубова:	-
Везне Греде:	1 Y	Везне Греде:	6 Y (3x2 Y; 2 Y/VG)
Шипови:	-	Шипови:	-

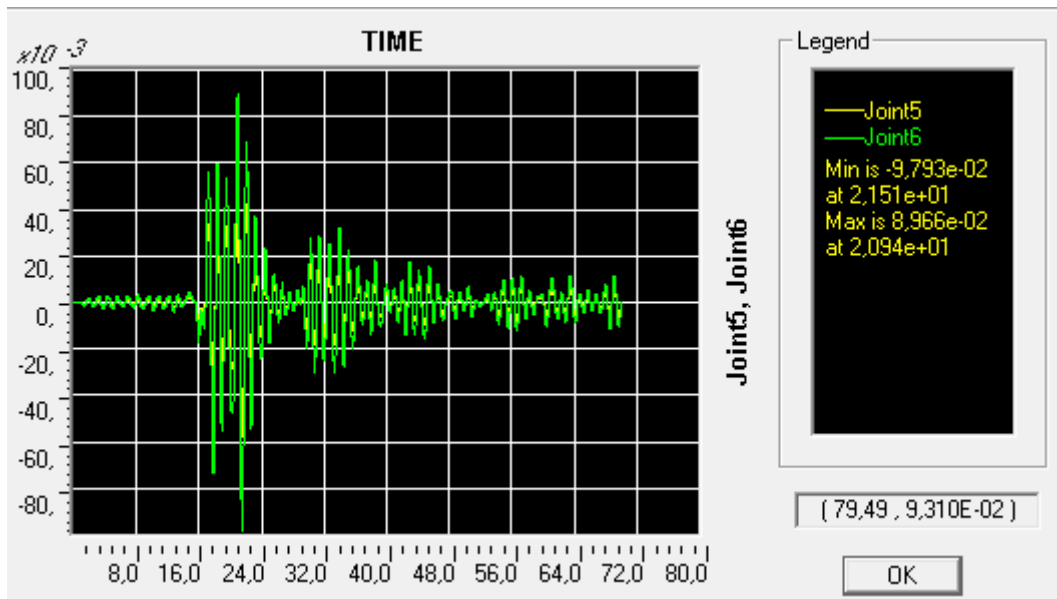


Слика 5.5.2.1.1 ц) и д). Први удар земљотреса. PGA 0,20 g. VR86FocsNS. NDA. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло p-y криве за песак модификоване. с) тренутак времена када PH (Plastic Hinges) у везним гредама прелази из стања В у IO на 4182step\*0,005sec= 20,91 sec, д) стање на крају земљотреса step14000\*0.005sec= 70 sec. Стање пластичних зглобова на крају другог удар  
 а)  $PGA_2 = 0,50 * PGA_1$  б)  $PGA_2 = 0,55 * PGA_1$ .

Врхови стубова:	4 Y (1Y/стубу)	Врхови стубова:	4 Y (1Y/стубу)
Дно стубова:	-	Дно стубова:	-
Везне Греде:	2 Y+4 IO (2 Y+2 IO+2IO)	Везне Греде:	6 IO (3x2 IO; 2IO/VG)
Шипови:	-	Шипови:	-

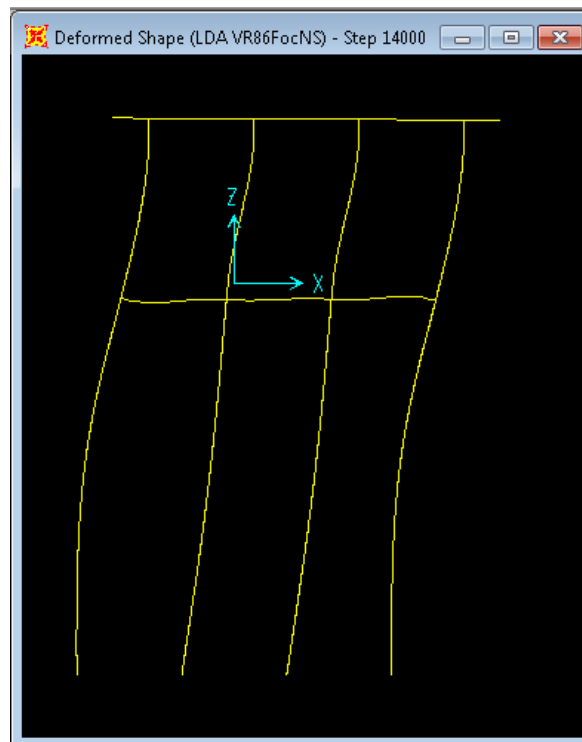


Слика 5.5.2.1.2 Први удар земљотреса. PGA 0,20 g. VR86FocsNS. NDA. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло p-y криве за песак модификоване. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 8,546 cm.



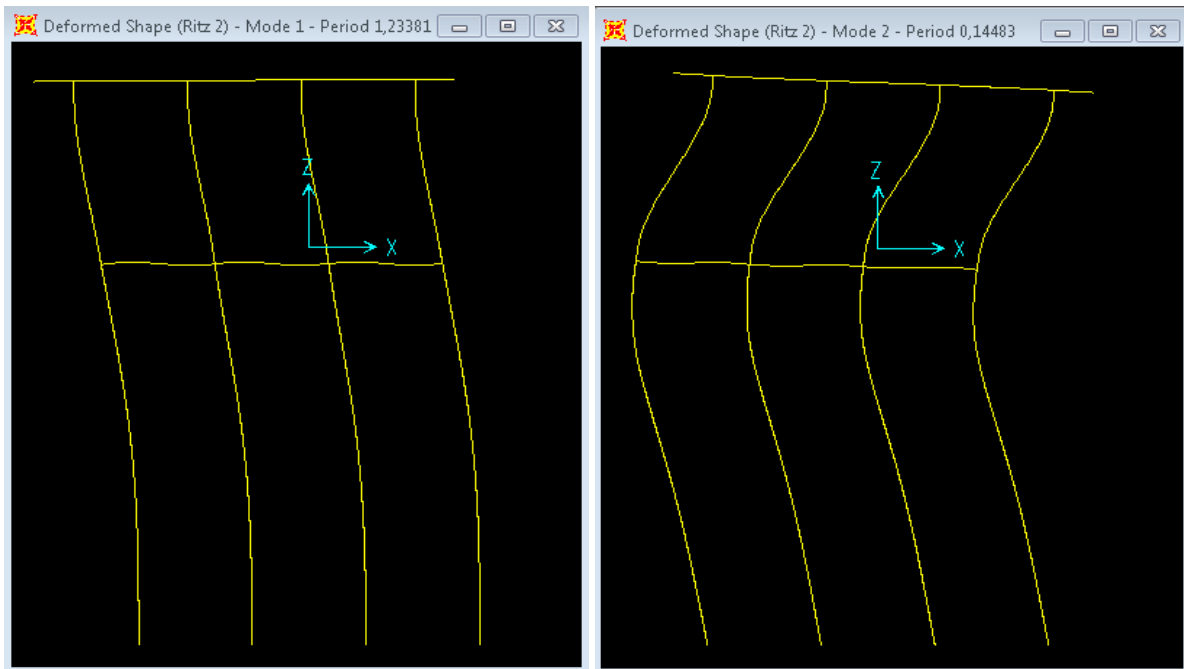
Слика 5.5.2.1.3 Први удар земљотреса. PGA 0,20 g. VR86FocsNS. LDA. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Гло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 9,793 cm.

Померање врха стуба за исти запис акцелерограма је код линеарне анализе VR86FocsNS. LDA у овом случају веће него код нелинеарне анализе VR86FocsNS. NDA.

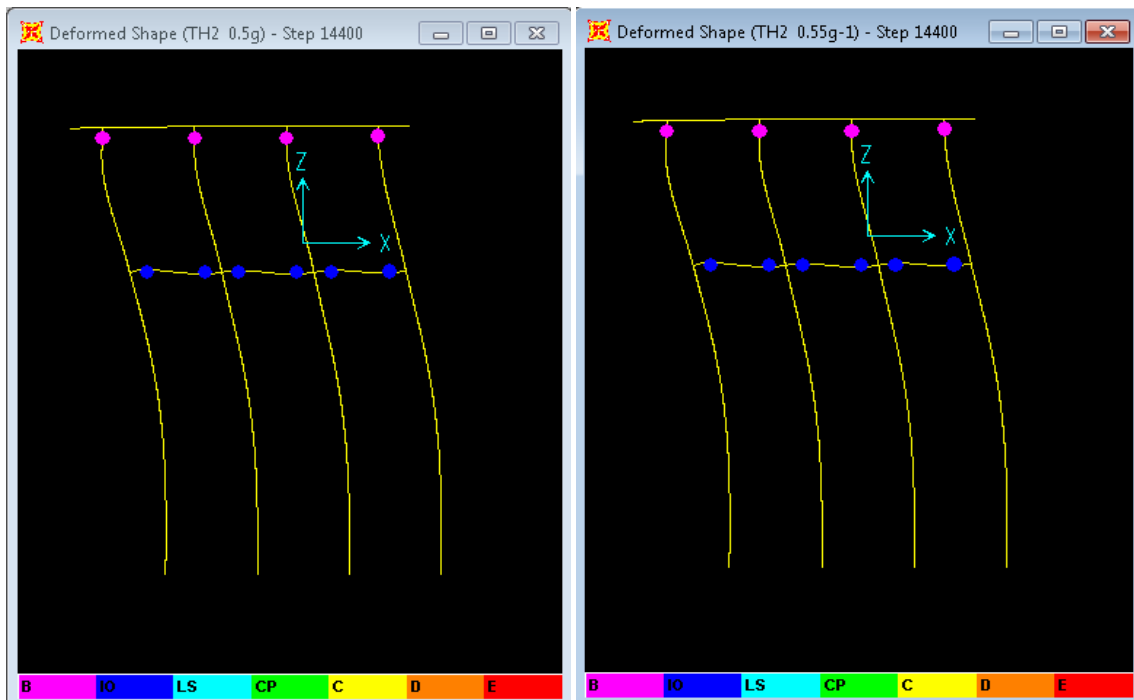


Слика 5.5.2.1.4 Први удар земљотреса PGA 0,20 g. LDA VR86FocsNS

### 5.5.2.2 Други удар земљотреса (накнадни удар - aftershock) VR86FocsNS



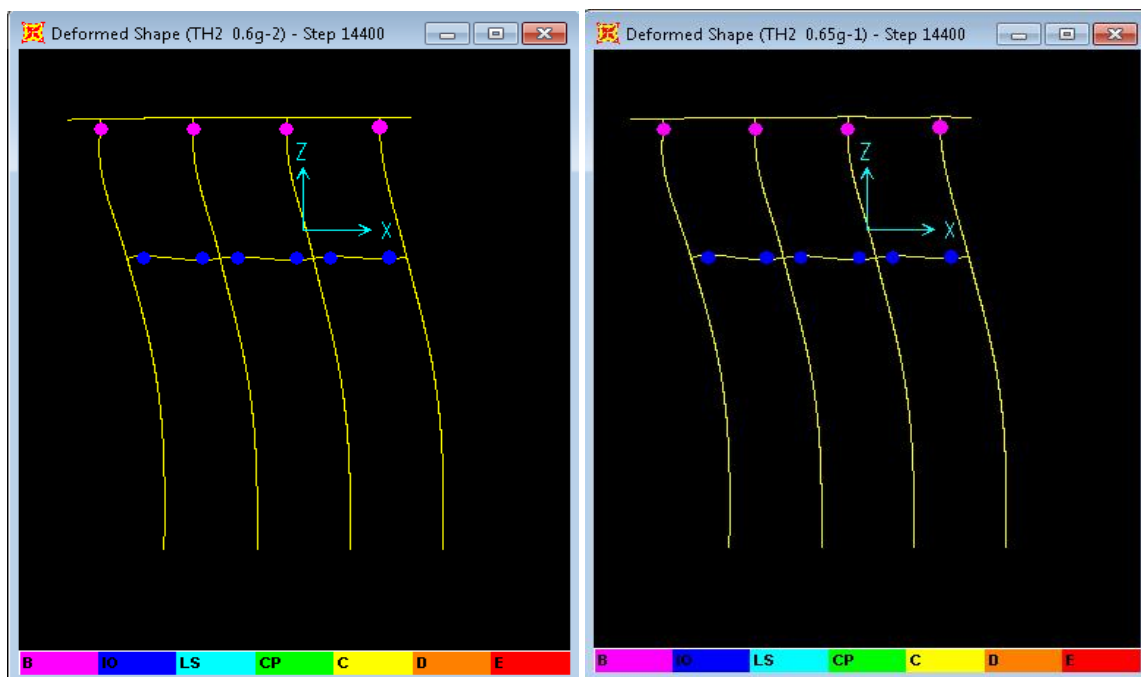
Слика 5.5.2.2.1 Први и други својствени тон након првог удара земљотреса.



Слика 5.5.2.2.2 а) и б) Други удар земљотреса. VR86FocsNS. NDA. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. На слици; Стање пластичних зглобова на крају другог удар а)  $PGA_2=0,50 \cdot PGA_1=0,10$  g б)  $PGA_2=0,55 \cdot PGA_1=0,11$  g.

Врхови стубова: 4 Y (1Y/стубу)  
 Дно стубова: -  
 Везне Греде: 6 IO (3x2 IO; 2IO/VG)  
 Шипови: -

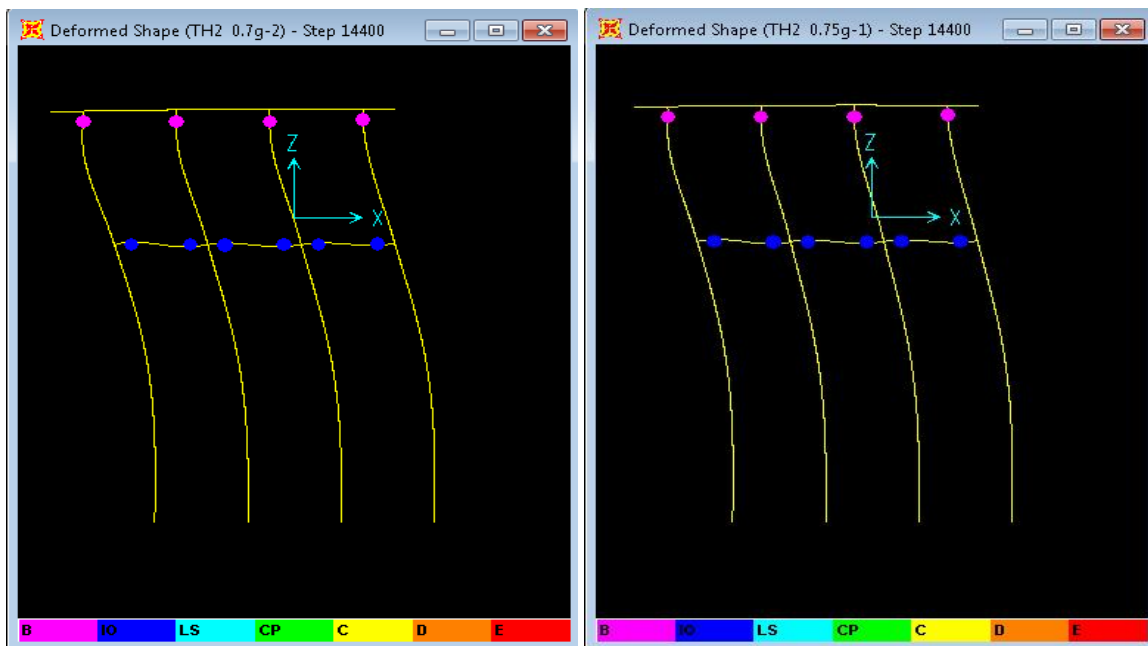
Врхови стубова: 4 Y (1Y/стубу)  
 Дно стубова: -  
 Везне Греде: 6 IO (3x2 IO; 2IO/VG)  
 Шипови: -



Слика 5.5.2.2.3 ц) и д), ц)  $PGA_2=0,60 \cdot PGA_1=0,12 g$ ; д)  $PGA_2=0,65 \cdot PGA_1=0,13 g$ .

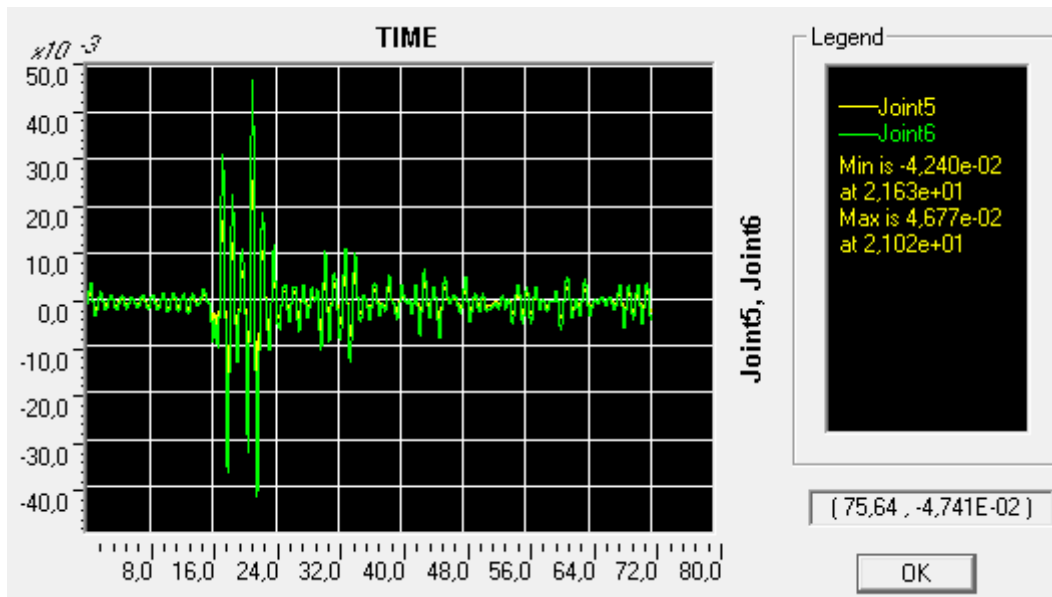
Стање пластичних зглобова је у прилогу доле:

Врхови стубова:	4 Y (1Y/стубу)	Врхови стубова:	4 Y (1Y/стубу)
Дно стубова:	-	Дно стубова:	-
Везне Греде:	6 IO (3x2 IO; 2IO/VG)	Везне Греде:	6 IO (3x2 IO; 2IO/VG)
Шипови:	-	Шипови:	-

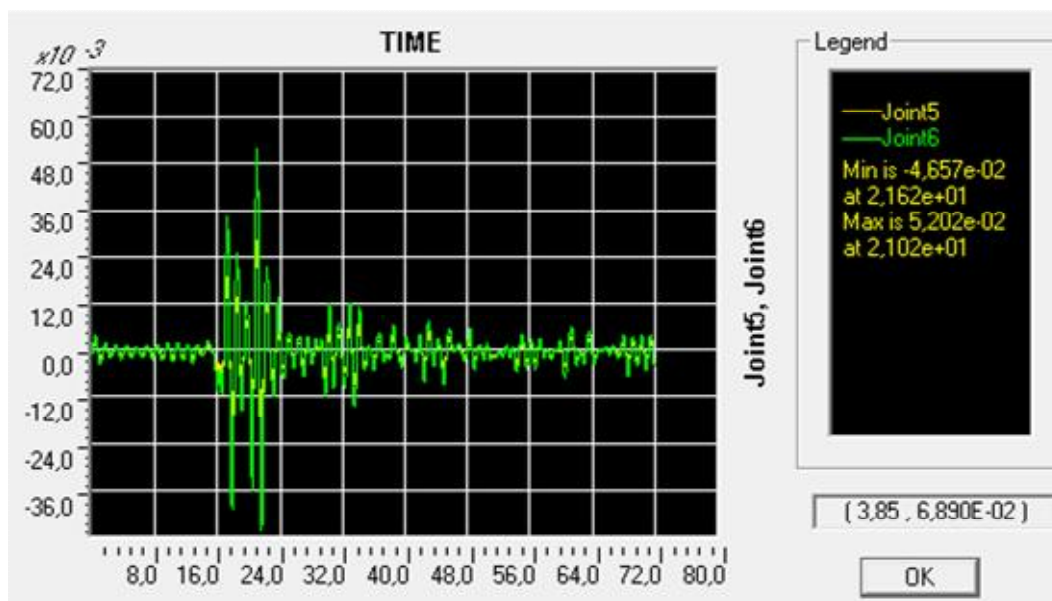


Слика 5.5.2.2.3 е) и ф), е)  $PGA_2=0,70 \cdot PGA_1=0,14g$  ф)  $PGA_2=0,75 \cdot PGA_1=0,15g$ .

Нема промене стања пластичних зглобова током другог удара са овим скалирањима сл. 5.5.2.2.3.а,б,ц,д. Стање у свим VG везним гредама: пластични зглоб (Plastic Hinge) IO – тренутна усељивост, Y врховима стубов: Y yield – граница еластичности почетак течења. Објекат се веома добро понаша за други удар након првог  $PGA 0,20 g$ , и има и након тога задовољавајућу резерву носивости.

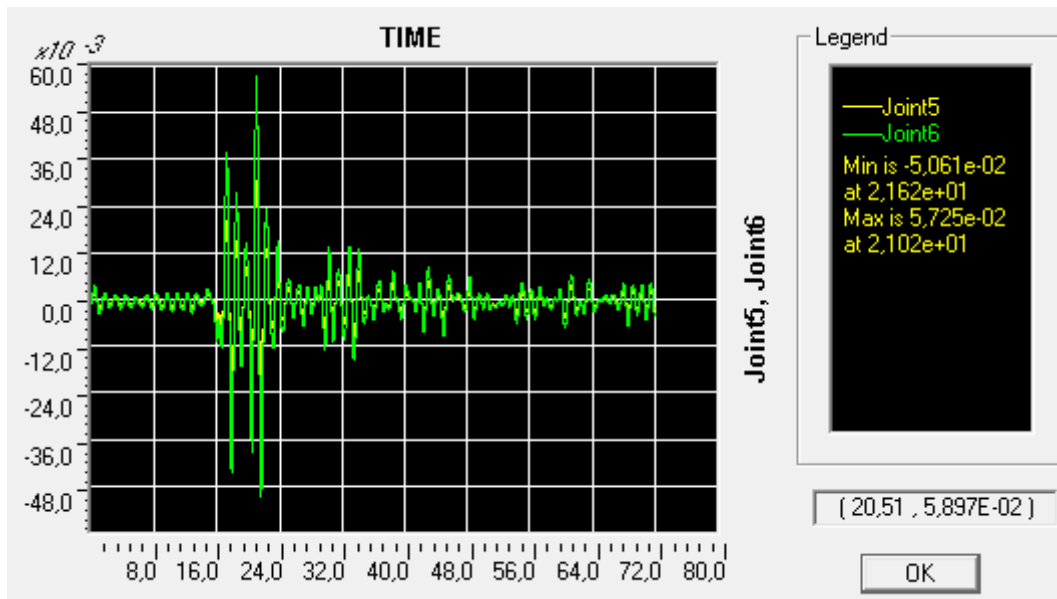


Слика 5.5.2.2.4 а) Други удар земљотреса NDA VR86FocsNS. Scale 0,50 у односу на први удар. PGA  $0,5 \cdot 0,2 g = 0,10 g$ . VG  $40 \times 60 \pm 2 \times 2 R\emptyset 14 MB30$ . Тло  $p$ -у криве за песок модификоване. Померање врха чвор 6 и дна стуба чвор 5, мах померање врха стуба 4,677 cm.

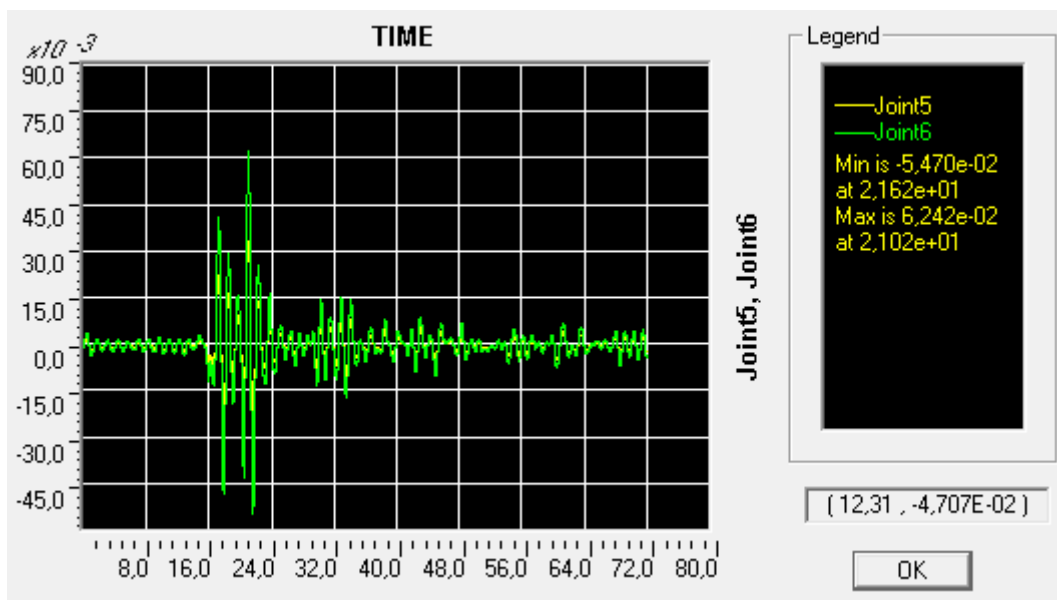


Слика 5.5.2.2.4 б) Други удар земљотреса NDA VR86FocsNS. Scale 0,55 у односу на први удар. PGA  $0,55 \cdot 0,2 g = 0,11 g$ . VG  $40 \times 60 \pm 2 \times 2 R\emptyset 14 MB30$ . Тло  $p$ -у криве за песок модификоване. Померање врха чвор 6 и дна стуба чвор 5, мах померање врха стуба 5,202 cm.

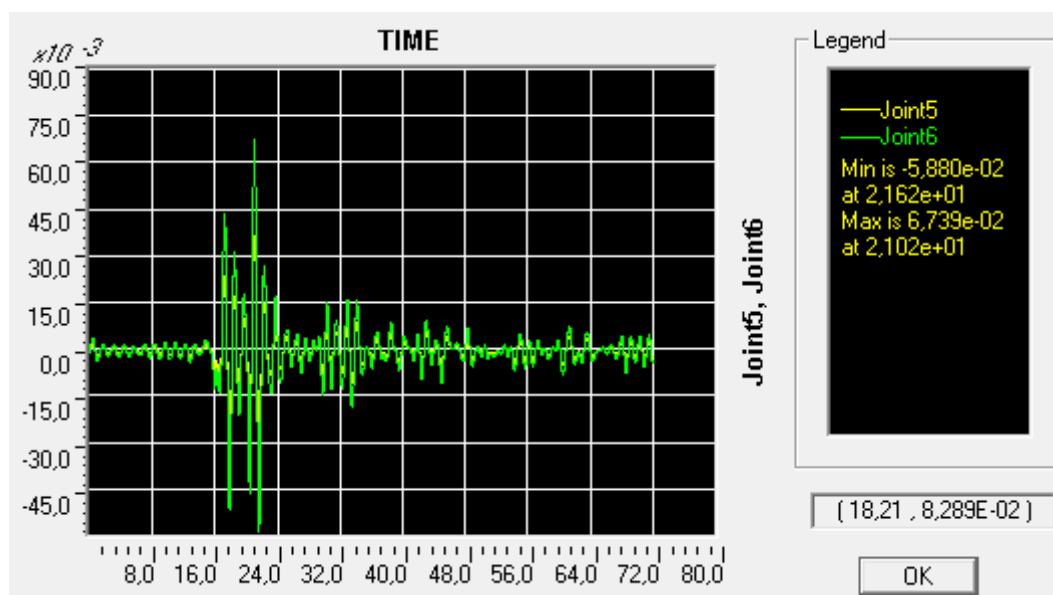




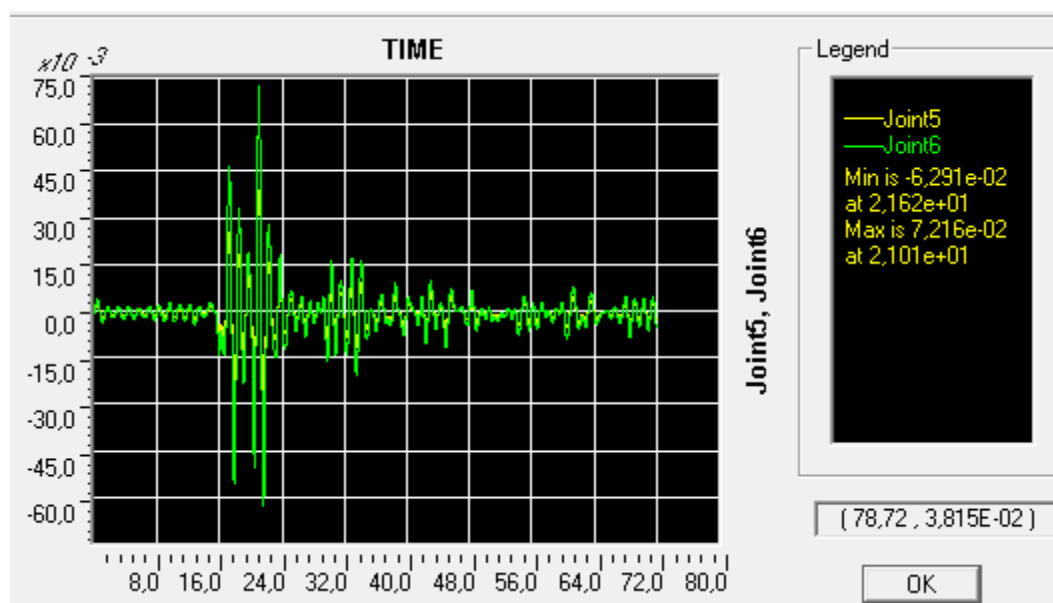
Слика 5.5.2.2.4 ц) Други удар земљотреса NDA VR86FocsNS. Scale 0,60 у односу на први удар. PGA 0,60·0,2 g=0,12 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха чвор 6 и дна стуба чвор 5, тах померање врха стуба 5,725 cm.



Слика 5.5.2.2.4 д) Други удар земљотреса NDA VR86FocsNS. Scale 0,65 у односу на први удар. PGA 0,65·0,2g=0,13 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха чвор 6 и дна стуба чвор 5, тах померање врха стуба 6,242 cm.



Слика 5.5.2.2.4 е) Други удар земљотреса NDA VR86FocsNS. Scale 0,70 у односу на први удар. PGA 0,70-0,2g=0,14 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха чвор 6 и дна стуба чвор 5, тах померање врха стуба 6,739 cm.



Слика 5.5.2.2.4 ф) Други удар земљотреса NDA VR86FocsNS. Scale 0,75 у односу на први удар. PGA 0,75-0,2g=0,15 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха чвор 6 и дна стуба чвор 5, тах померање врха стуба 7,216 cm.

Табела 5.5.2.2.1. Први и Други удар земљотреса својствени периоди. NDA VR86FocsNS VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване.

ВГ 40/60цм. Арматура ВГ +/-2RØ14	Umax(cm)	T1 (sec)	T2 (sec)	*T1 (sec)
ПУ NDA VR86FocsNS. PGA =0,20 g	0,20 g	0,84492	0,11375	-
Пре ДУ NDA VR86FocsNS. Scale		1,23381	0,14483	-
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,50=0,10 g	PGA 0,50*0,2g=0,10 g.	1,40526	0,13021	1,40524
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,55	PGA 0,55*0,2g=0,11 g.	1,40524	0,13021	-
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,60	PGA 0,60*0,2g=0,12 g.	1,35676	0,12816	-
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,65	PGA 0,65*0,2g=0,13 g.	1,32001	0,16375	-
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,70	PGA 0,70*0,2g=0,14 g.	1,32001	0,16375	-
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,75	PGA 0,75*0,2g=0,15 g.	1,32001	0,16375	1,31425

\*T1- поновљен прорачун уз постојеће степене слободe  $U_x$  и  $U_z$  прикључени су и степени  $R_Y$  – обртање и Link елементи.. Ово је урађено због контроле чудног понашања својствених облика након ДУ.

Промене својствених облика након другог удара, за скалирање од 0,10 g до 0,15 g, приказана је у табели 5.5.2.2.1, Унутар ове области уочавају се два интервала: за PGA од 0,13 g до 0,15 g нема промене првог и другог својственог облика, међутим за PGA другог удара од 0,10 g до 0,13 g постоји промена, У овом интервалу нижих PGA видљива је аномалија, јер на основу првог својственог тона испада да конструкција има већа оштећења за ниже PGA. Логичније би било да су резултати обрнути, да нема промене  $T_1$  и  $T_2$  код нижих PGA, а да са повећањем PGA долази до повећања  $T_1$ . У табели 5.5.2.2.2. повећање максималног померања прати повећање PGA. Једно од могућих објашњења је да се енергија земљотреса троши хистерезисним понашањем доњих слојева тла, делимичан али не и довољан доказ је понашање конструкције на сликама у наставку, при вишим PGA током ПУ.

Табела 5.5.2.2.2. Први и Други удар земљотреса вршно померање врха стуба, и релативно изражено преко тах померања ПУ. Приказан је и релативни однос PGA.

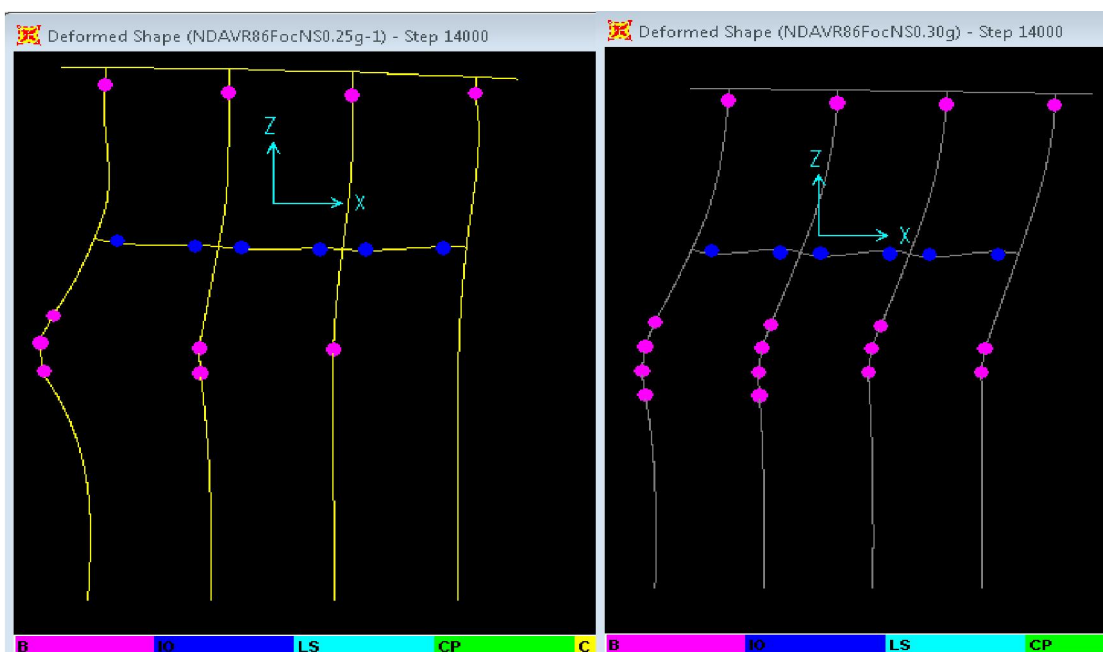
	Umax (cm)	sc = PGA scale	$\Delta U =$ Udu/Upu	$(\Delta U - sc)/sc$ %
ПУ NDA VR86FocsNS. PGA =0,20g	8,546	1,00	1	
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,50=0,10g	4,677	0,50	0,547	9,45
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,55=0,11 g	5,202	0,55	0,609	10,67
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,60=0,12 g	5,725	0,60	0,670	11,65
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,65=0,13 g	6,242	0,65	0,730	12,37
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,70=0,14 g	6,739	0,70	0,789	12,65
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,75=0,15g.	7,216	0,75	0,844	12,58

Udu/Upu – тах померање током ДУ / тах померање током ПУ

ПУ – Први удар земљотреса

ДУ - Други удар земљотреса, скалиран у односу на ПУ.

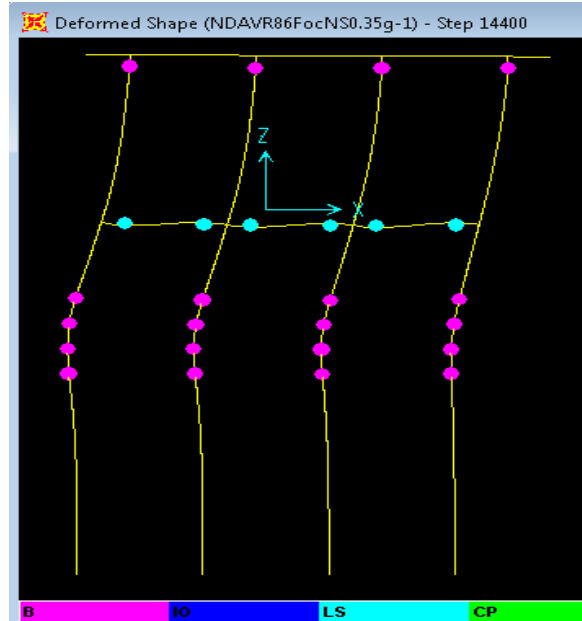
Из горње табеле се види да је присутна нелинеарност тах померање током (ДУ) другог удара, иако се иста не види на сликама крајњих стања пластичних зглобова.



Слика 5.5.2.2.5 а) Лево Први удар PGA=0,25 g, б) Десно удар PGA=0,30 g, NDA VR86FocsNS, VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Код скока PGA на 0,25 g долази до појаве пластичних зглобова и у шиповима. Стање пластићних зглобова је у прилогу доле:

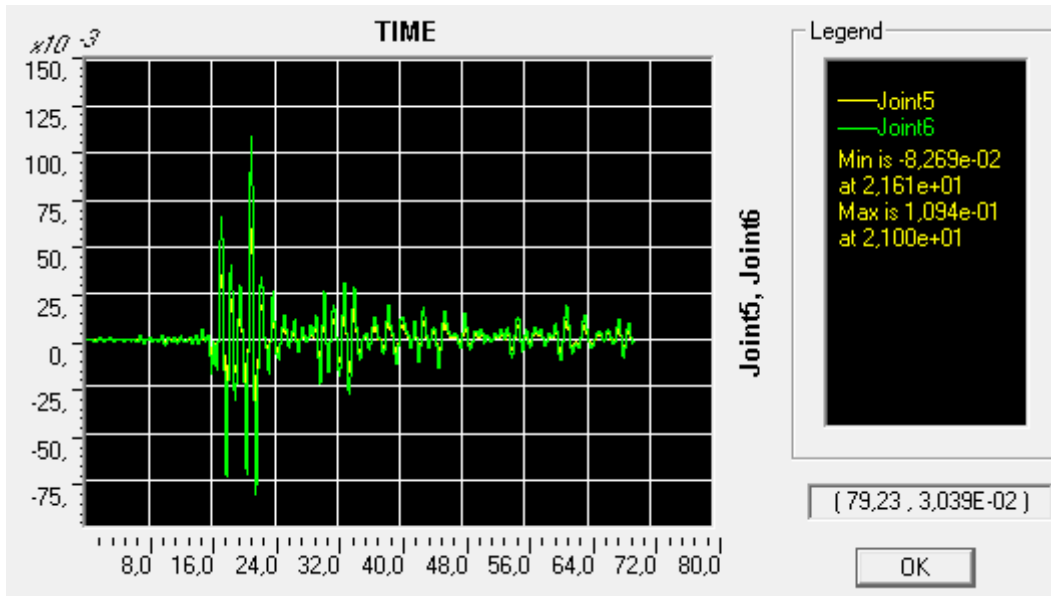
Врхови стубова: 4 Y (1Y/стубу)  
 Дно стубова: -  
 Везне Греде: 6 IO (3x2 IO; 2IO/VG)  
 Шипови: 6 Y (1.5Y/шипу; 4,4,3,2 )

Врхови стубова: 4 Y (1Y/стубу)  
 Дно стубова: -  
 Везне Греде: 6 IO (3x2 IO; 2IO/VG)  
 Шипови: 13 Y (3.25Y/шипу; 4,4,3,2 )

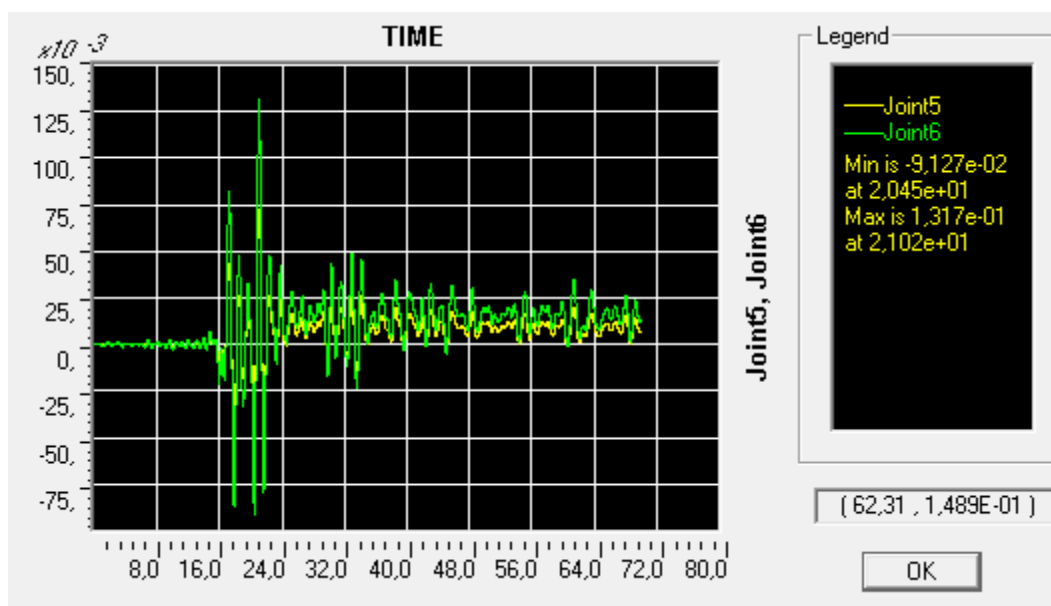


Слика 5.5.2.2.5 ц) Лево Први удар  $PGA=0,35$  g. На  $0,35$  g повећава се број пластичних зглобова у шиповима. У ВГ сви пластични зглобови прелазе из стања IO у LS.

Врхови стубова: 4 Y (1Y/стубу)  
 Дно стубова: -  
 Везне Греде: 6 LS (3x2 LS; 2LS/VG)  
 Шипови: 16 Y (4Y/шипу;)

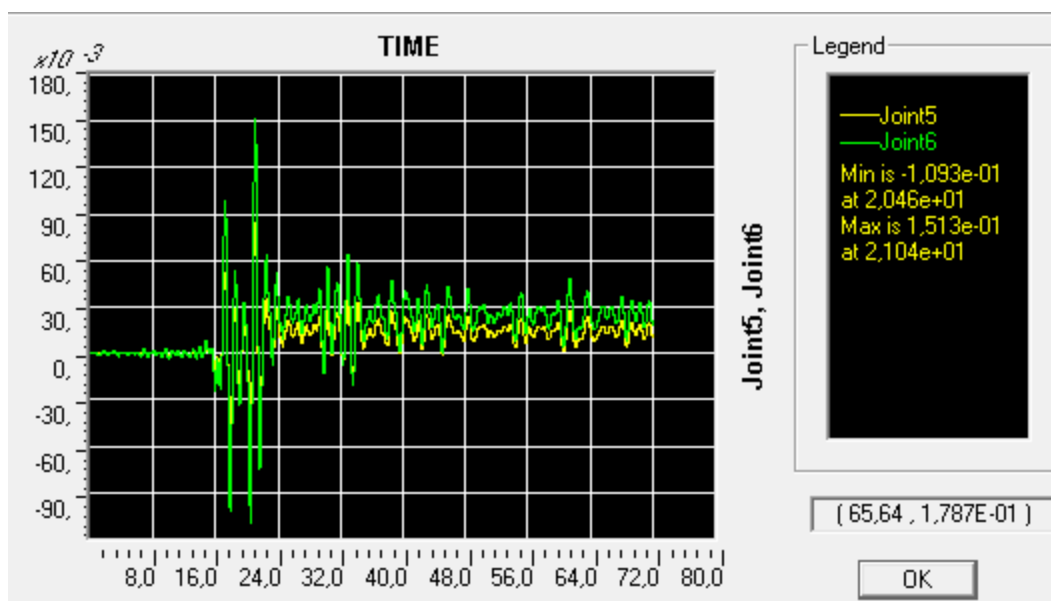


Слика 5.5.2.2.6 Први удар земљотреса NDA VR86FocsNS.  $PGA = 0,25$  g. VG  $40 \times 60 \pm 2 \times 2 R\emptyset 14 MB30$ . Гло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха чвор 6 и дна стуба чвор 5, мах померање врха стуба  $10,94$  cm.



Слика 5.5.2.2.7 Први удар земљотреса NDA VR86FocsNS. PGA =0,30 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха чвор 6 и дна стуба чвор 5, мах померање врха стуба 13,17 cm.

На слици 5.5.2.2.7 Присутан дрифт померања стуба и осциловање померања али померено од нулте (равнотежне) вредности. Што значи да је дошло до пластификације (нелинеарног понашања) тла и/или конструкције.



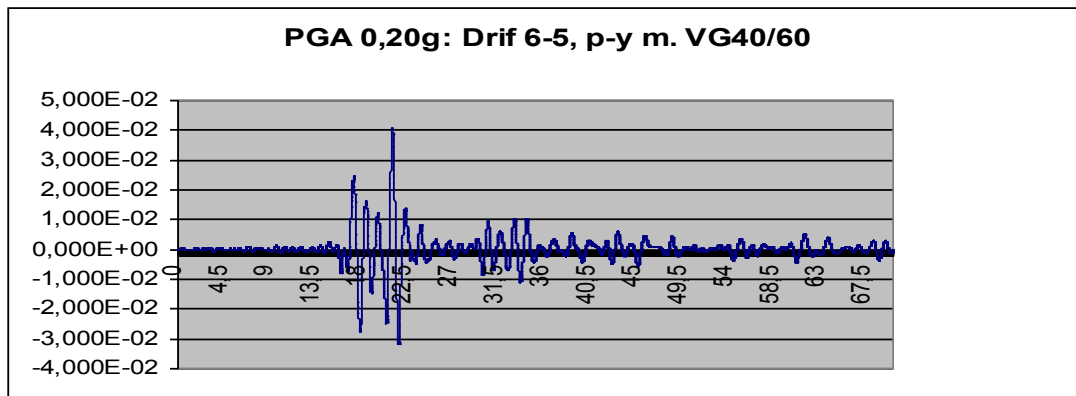
Слика 5.5.2.2.8. Први удар земљотреса NDA VR86FocsNS. PGA=0,35 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха чвор 6 и дна стуба чвор 5, мах померање врха стуба 15,13 cm.

Табела 5.5.2.2.3. Први удар земљотреса вршно померање врха стуба и дрифт.

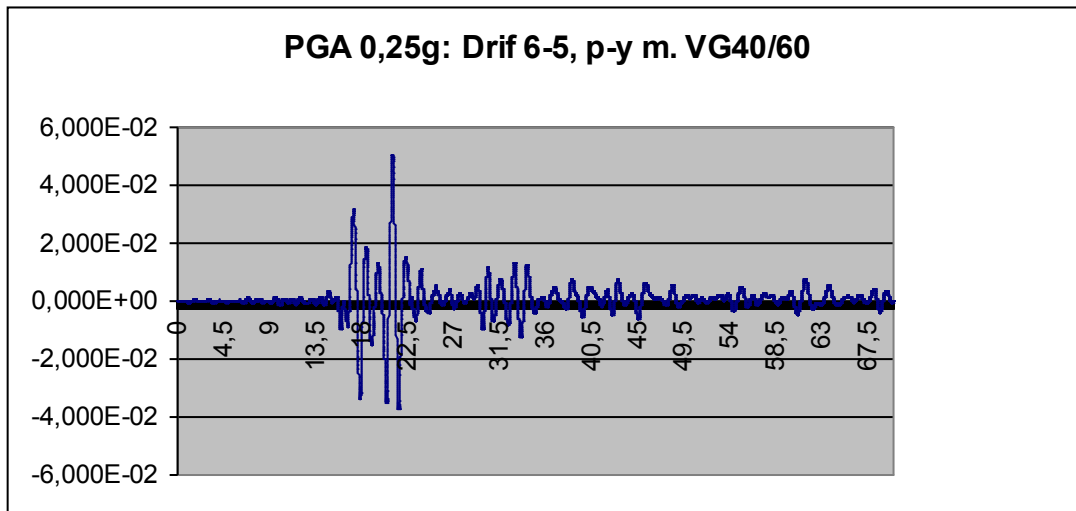
	Umax (cm)	Drift (cm)	$\Delta U = U_i / U_{0,20 g}$ (%)	PGA <sub>i</sub> / 0,20 g (%)
ПУ NDA VR86FocsNS. PGA =0,20 g	8,546	4,06	0,00	0,00
ПУ NDA VR86FocsNS. PGA =0,25 g	10,94	5,05	28,01	25
ПУ NDA VR86FocsNS. PGA =0,30 g	13,17	5,93	54,11	50
ПУ NDA VR86FocsNS. PGA =0,35 g	15,13	6,67	77,04	75

У горњој табели се види утицај нелинеарног понашања, Нормализована вредност је узета за PGA 0,20 g. И овде је присутна одређена аномалија, јер када се PGA повећа, максимално померање врха стуба расте спорије него вршно PGA. Ово је последица тога што се сеизмичка енергија троши у тлу и на шиповима. Такође се сеизмичка енергија може трошити и у пластичним зглобовима.

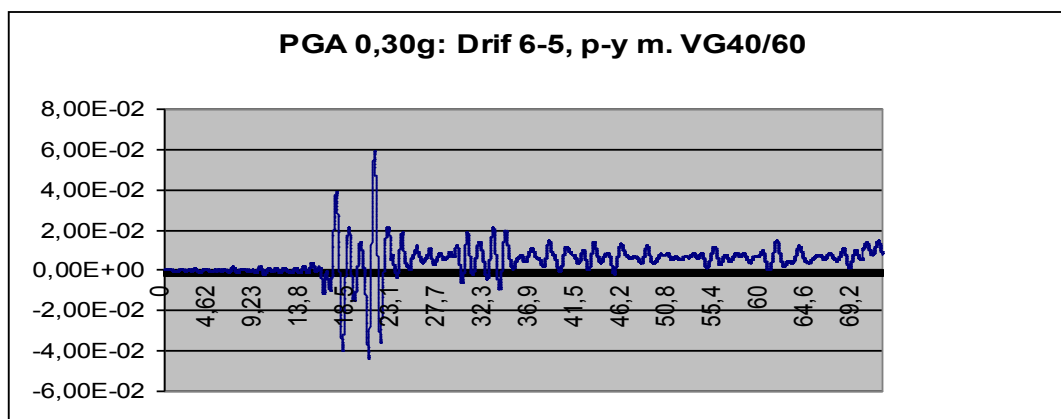
Овде се примећује различито понашање конструкције под различитим PGA. Код нижих PGA почевши од 0,20 g, пластични зглобови се формирају и у дну стубова, док се код виших PGA пластични зглобови селе наниже у шипове. С обзиром да се у шиповима за дате PGA ради искључиво о пластичним зглобовима Y-yield на граници течења, конструкција са повећањем PGA реагује углавном тако што повећава само број пластичних зглобова Y-yield у шиповима те се максимални дрифт .



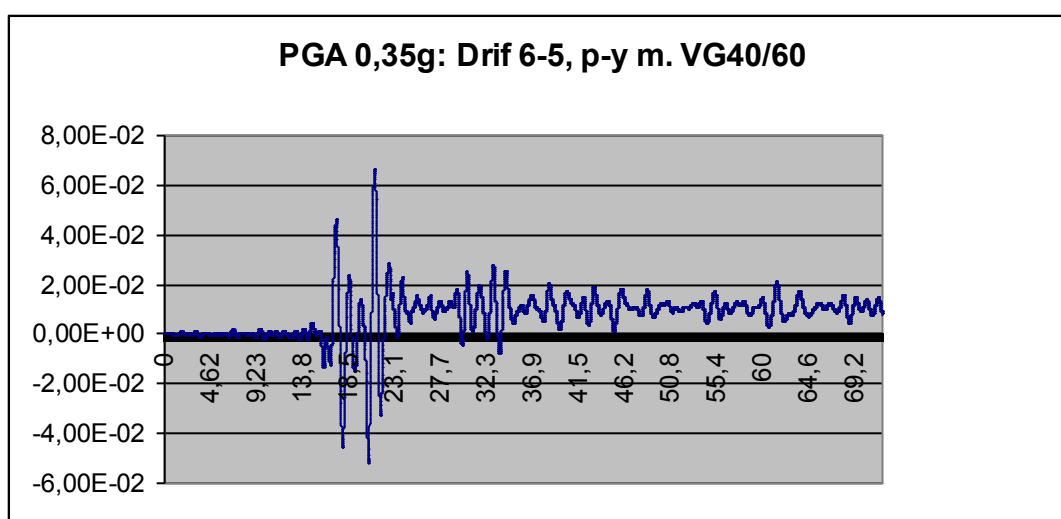
Слика 5.5.2.2.9. Drift стуба. Разлика померање врха стуба чвор 6 и дна стуба чвор 5, мах померање врха стуба 8,55 cm мах Drift стуба 4,06 cm. Први удар земљотреса NDA VR86FocsNS. PGA=0,20 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло *p-y* криве за песак модификоване.



Слика 5.5.2.2.10. Drift стуба. Разлика померање врха стуба чвор 6 и дна стуба чвор 5, мах померање врха стуба 10,94 cm мах Drift стуба 5,05 cm. Први удар земљотреса NDA VR86FocsNS. PGA=0,25 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло *p-y* криве за песак модификоване.



Слика 5.5.2.2.11. Drift стуба. Разлика померање врха стуба чвор 6 и дна стуба чвор 5, max померање врха стуба 13,17 cm max Drift стуба 5,93 cm. Први удар земљотреса NDA VR86FocsNS. PGA=0,30 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло *p-y* криве за песак модификоване.



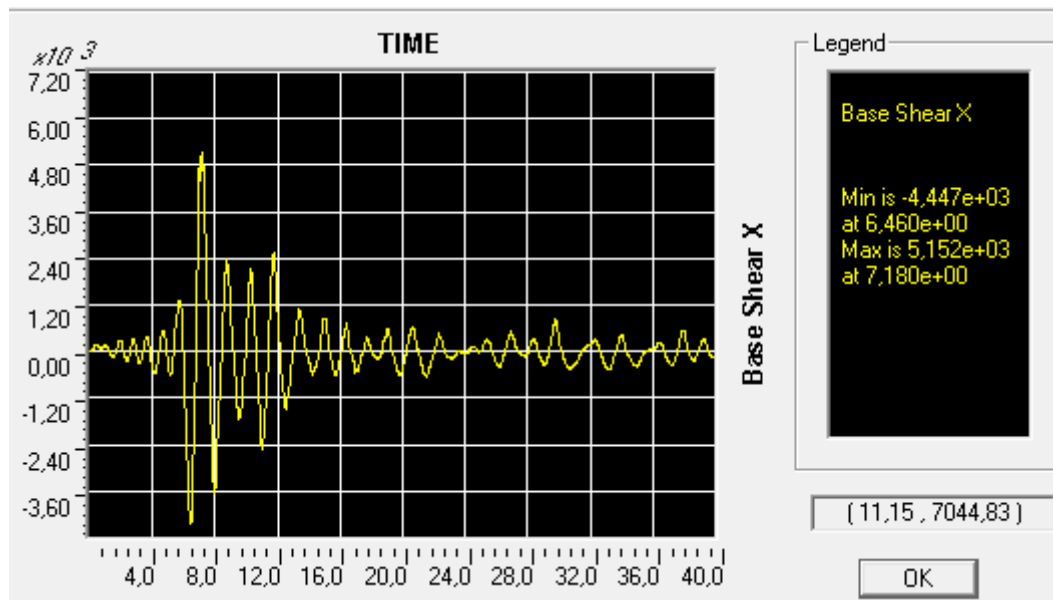
Слика 5.5.2.2.12. Drift стуба. Разлика померање врха стуба чвор 6 и дна стуба чвор 5, max померање врха стуба 15,13 cm, max Drift стуба 6,67 cm. Први удар земљотреса NDA VR86FocsNS. PGA=0,35 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло *p-y* криве за песак модификоване. (без вертикалане компоненте)

Дивергенција дрифта стуба почиње тек након 0,25 g. При PGA 0,30 g, осциловање тежи вредности које није 0, слика 5.5.2.2.11. и слика 5.5.2.2.12.. Заостали (пластични) дрифт за PGA 0,25 g и PGA 0,30 g, износи око 1cm.

### 5.5.2.3. Анализа дејства земљотреса преко временског записа акцелерограма на 2д рам са везним гредама тло моделовано као модификоване $p$ -у криве

(File; Most Kovilj\_NS VG 40x60 sa Z pravcem\_offset 050 VR86NS) Тло  $p$ -у криве за песак модификоване VG 60x40 ± 2x2 RØ14 MB30. Везна греда пресека 60/40 цм,

#### 5.5.2.3. Први удар земљотреса VR77NS



Слика 5.5.2.3.1 Први удар земљотреса NDA VR77NS. PGA 0,20g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Сила у основи Max  $B_{SX}$  5152 kN.

Смичућа сила у основи (BS) за NDA VR77NS. max  $B_{SX}$  5152 kN, а min  $B_{SX}$  4447 kN. Важно је уочити да се промена смичуће силе у основи од максималне до минималне вредности догађа у току ~1 секунде, да су то суседни пикови те је то један талас. Тако да треба имати на уму да је збирна вршна вредност силе у основи 9599 kN. Ова вредност готово да је једнака укупној вертикалној сили.

Контрола PGA за VR77NS.

$t_{amax}=6,1200\text{sec}$ ;  $-1,9493/9,81=-0,1987\text{ g} \sim -0,20\text{g}$

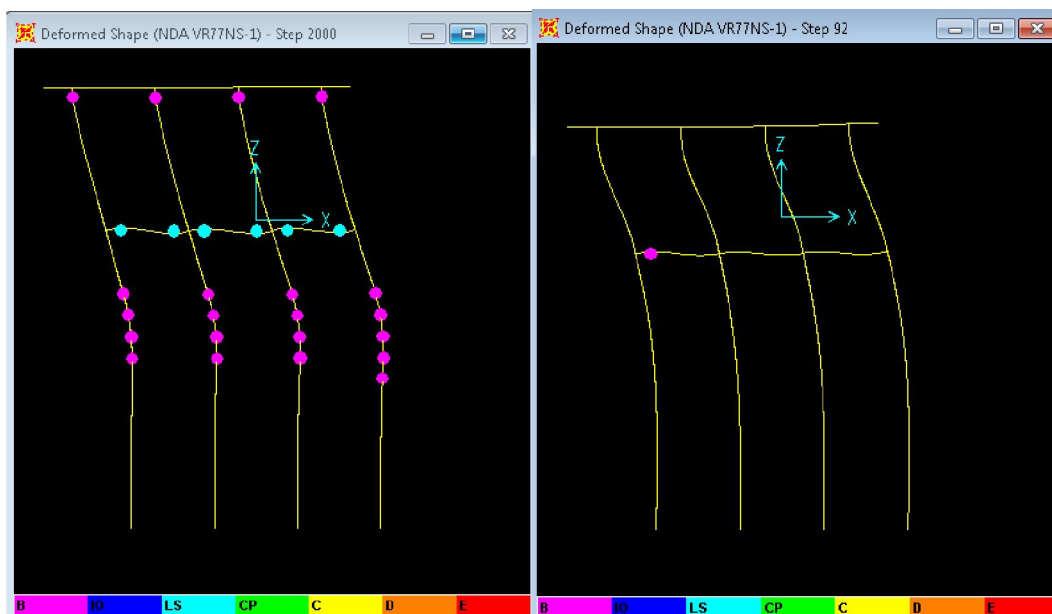
$t_{amin}=6,8600\text{sec}$ ;  $1,7762/9,81=0,1811\text{ g}$

0,25 g (sc=0,25\*1,0065=0,2516)1,2582

0,30 g (sc=0,30\*1,0065=0,3019)1,5098

0,35 g (sc=0,35\*1,0065=0,3019)1,7614

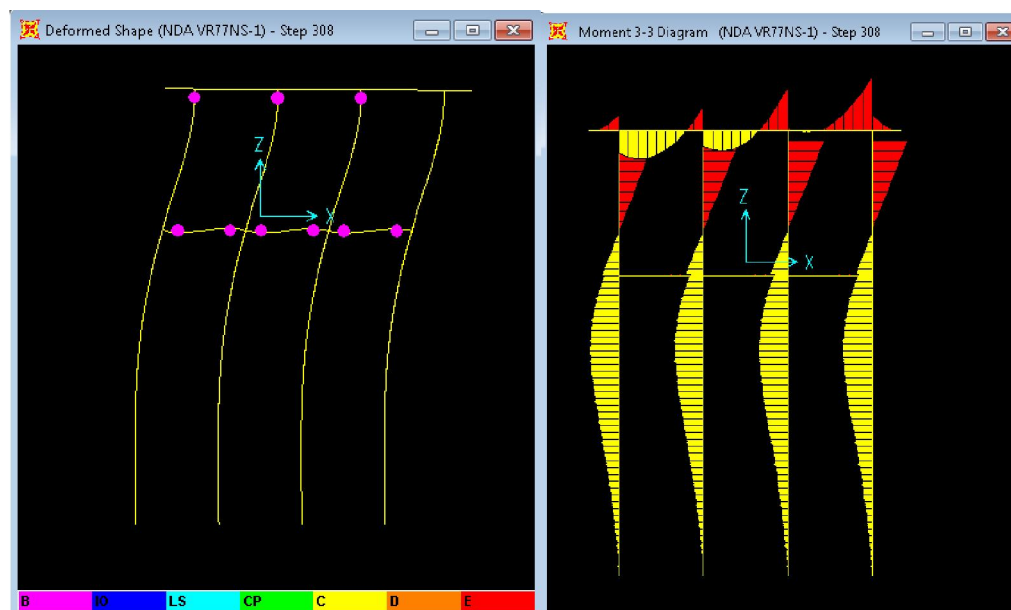




Слика 5.5.2.3.2 Први удар земљотреса NDA VR77NS. PGA 0,20g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30.  
Тло  $p$ -у криве за песок модификоване. а) Стање пластичних зглобова на крају земљотреса.

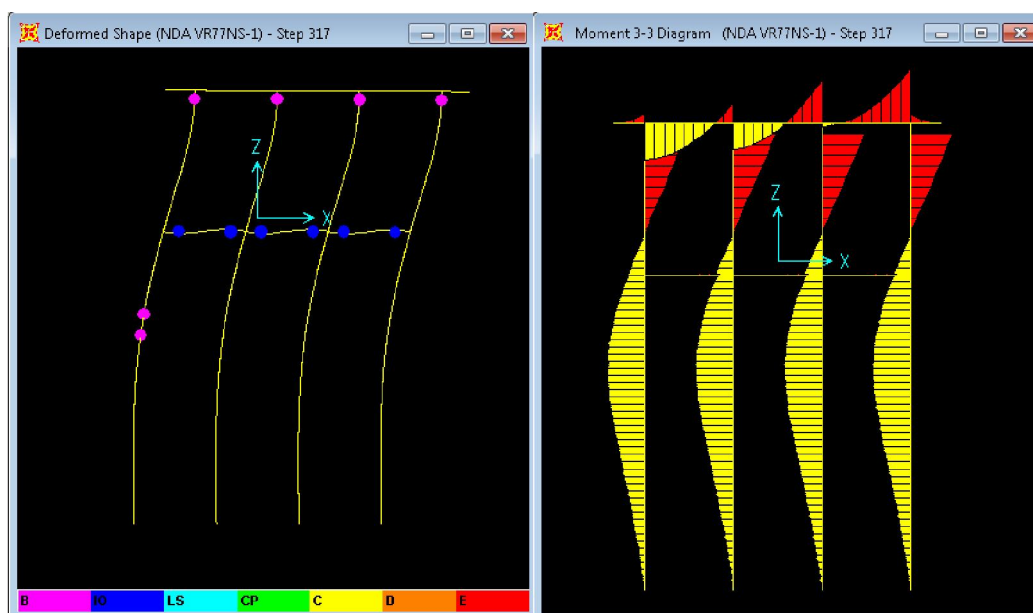
б) Појава пластичних зглобова у ВГ..

Врхови стубова:	4 Y (1Y/стубу)	Врхови стубова:	-
Дно стубова:	-	Дно стубова:	-
Везне Греде:	6 IO (3x2 IO; 2IO/VG)	Везне Греде:	1 Y ()
Шипови:	17 Y (4,4,4,5)	Шипови:	-



Слика 5.5.2.3.3 Први удар земљотреса NDA VR77NS. PGA 0,20 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30.  
Тло  $p$ -у криве за песок модификоване. а) Појава пластичних зглобова у врховима стубова step 308\*0,02=6,16 sec. б) дијаграм момената  $t=6,16$  sec.

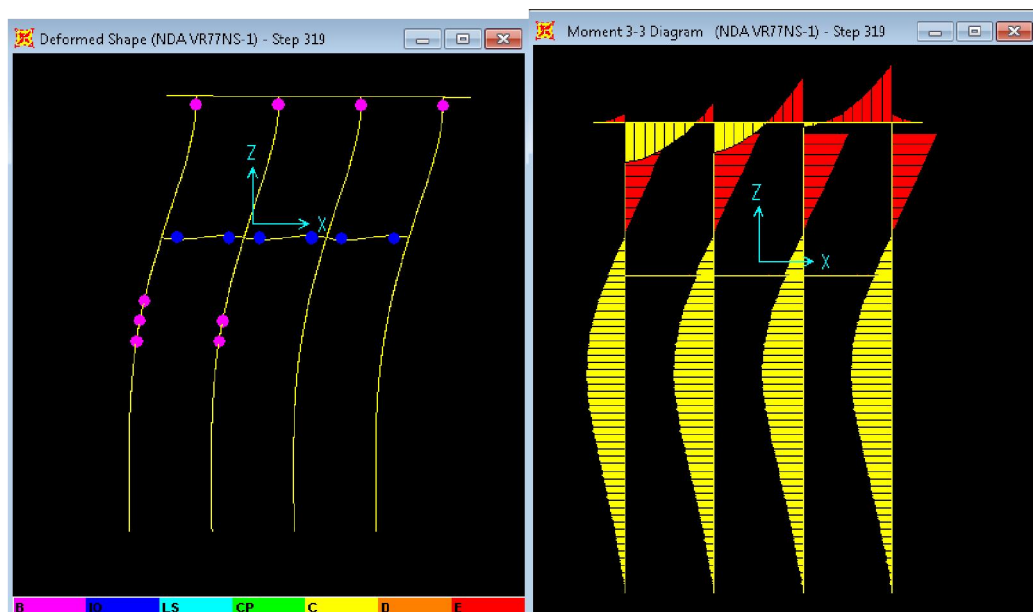
Врхови стубова:	3 Y ()
Дно стубова:	-
Везне Греде:	6 Y (3x2 Y; 2 Y /VG)
Шипови:	-



Слика 5.5.2.3.4 Први удар земљотреса NDA VR77NS. PGA 0,20 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. а) Појава пластичних зглобова у врховима стубова step 317\*0,02=6,34 sec.

б) дијаграм момената  $t=6,34$  sec. Тренутак појаве пластичних зглобова у шиповима.

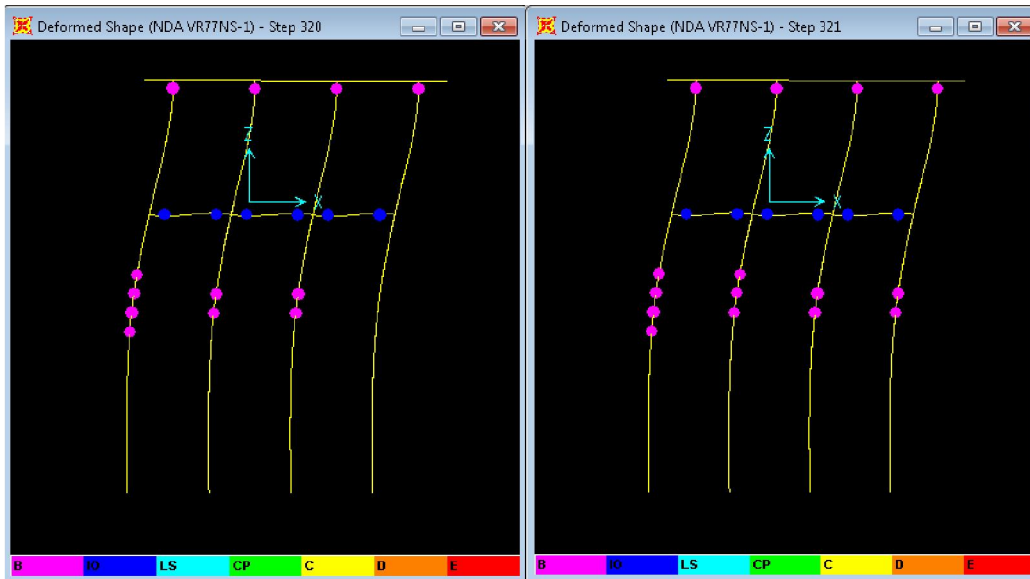
Врхови стубова:	4 Y (1Y/стубу)
Дно стубова:	-
Везне Греде:	6 IO (3x2 IO; 2IO/VG)
Шипови:	-2 Y



Слика 5.5.2.3.5 Први удар земљотреса NDA VR77NS. PGA 0,20 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. а) Појава пластичних зглобова у шиповима step 319\*0,02=6,38 sec.

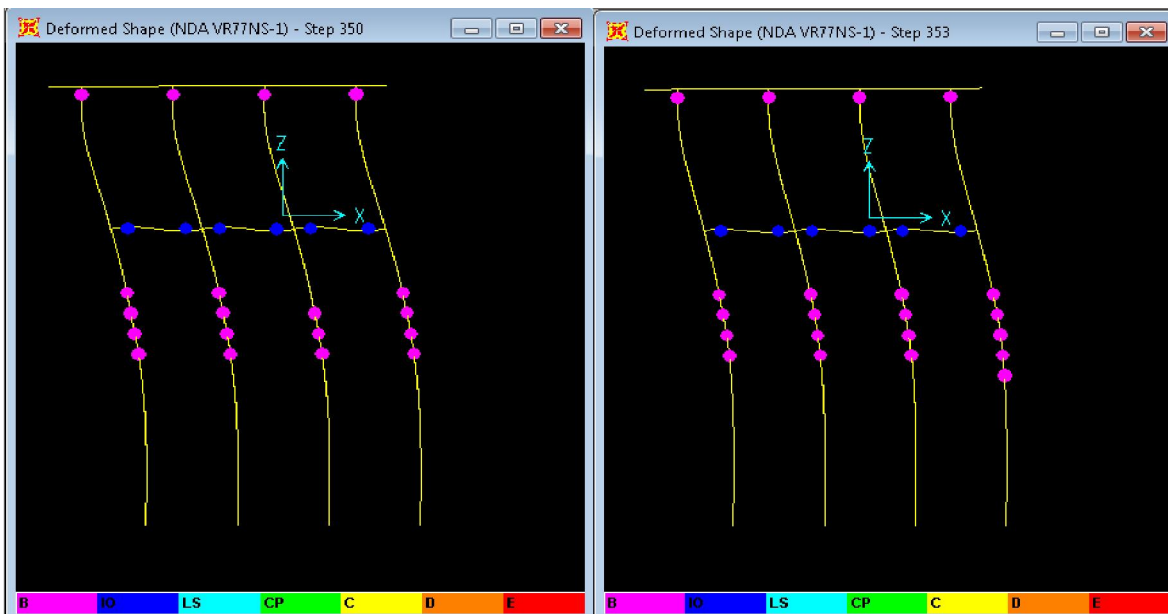
б) дијаграм момената  $t=6,38$  sec. Повећање броја пластичних зглобова у шиповима

Врхови стубова:	4 Y (1Y/стубу)
Дно стубова:	-
Везне Греде:	6 IO (3x2 IO; 2IO/VG)
Шипови:	-5 Y(3,2,0,0)



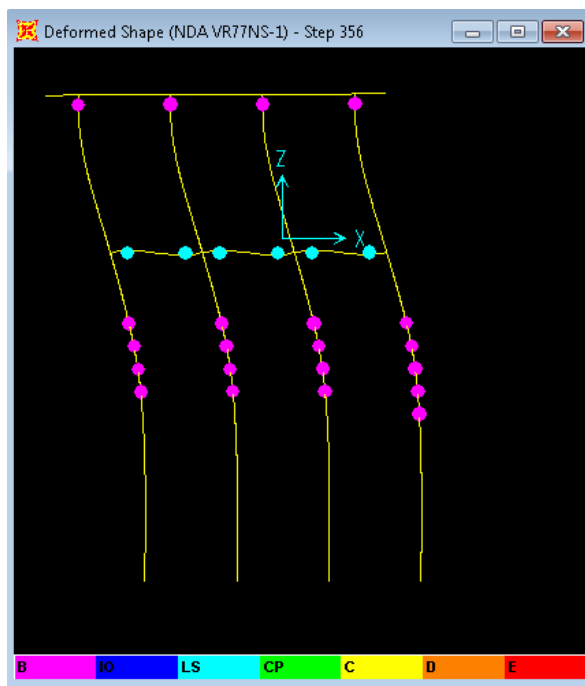
Слика 5.5.2.3.6 Први удар земљотреса NDA VR77NS. PGA 0,20g. VG 40x60 +/- 2x2 Rf14 MB30.  
Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. а) Појава пластичних зглобова у шиповима step 320-0,02=6,40 sec.  
б) Појава пластичних зглобова у шиповима  $t=6,42$  sec.

Врхови стубова:	4 Y (1Y/стубу)	Врхови стубова:	4 Y (1Y/стубу)
Дно стубова:	-	Дно стубова:	-
Везне Греде:	6 IO (3x2 IO; 2IO/VG)	Везне Греде:	6 IO (3x2 IO; 2IO/VG)
Шипови:	8 Y(4,2,2,0)	Шипови:	11 Y(4,3,2,2)



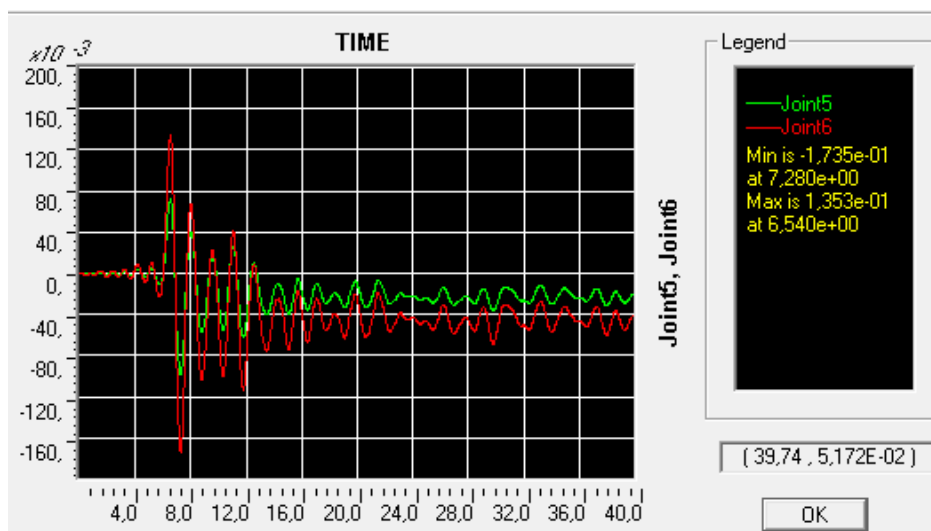
Слика 5.5.2.3.7 Први удар земљотреса NDA VR77NS. PGA 0,20g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30.  
Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. а) Појава пластичних зглобова у шиповима step 320-0,02=6,40 sec.  
б) Појава пластичних зглобова у шиповима  $t=6,42$  sec.

Врхови стубова:	4 Y (1Y/стубу)	Врхови стубова:	4 Y (1Y/стубу)
Дно стубова:	-	Дно стубова:	-
Везне Греде:	6 IO (3x2 IO; 2IO/VG)	Везне Греде:	6 IO (3x2 IO; 2IO/VG)
Шипови:	15 Y(4,4,3,4)	Шипови:	17 Y(4,4,4,5)

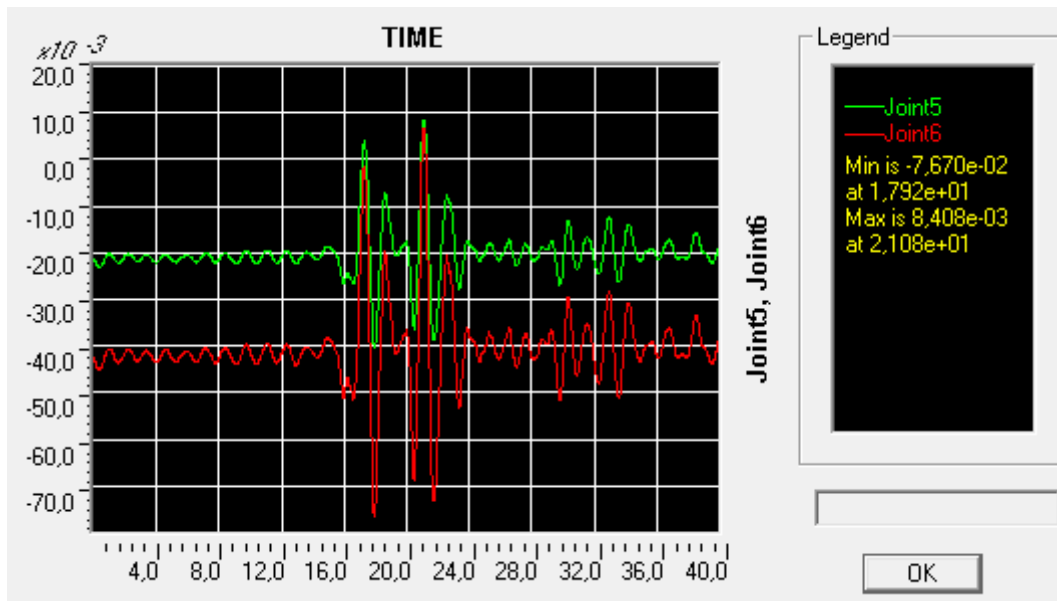


Слика 5.5.2.3.8 Први удар земљотреса NDA VR77NS. PGA 0,20g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30.  
Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. а) Појава пластичних зглобова у шиповима step 356\*0,02=7,12 sec.  
Промена стања пластичних зглобова у везним гредама из IO у LS.

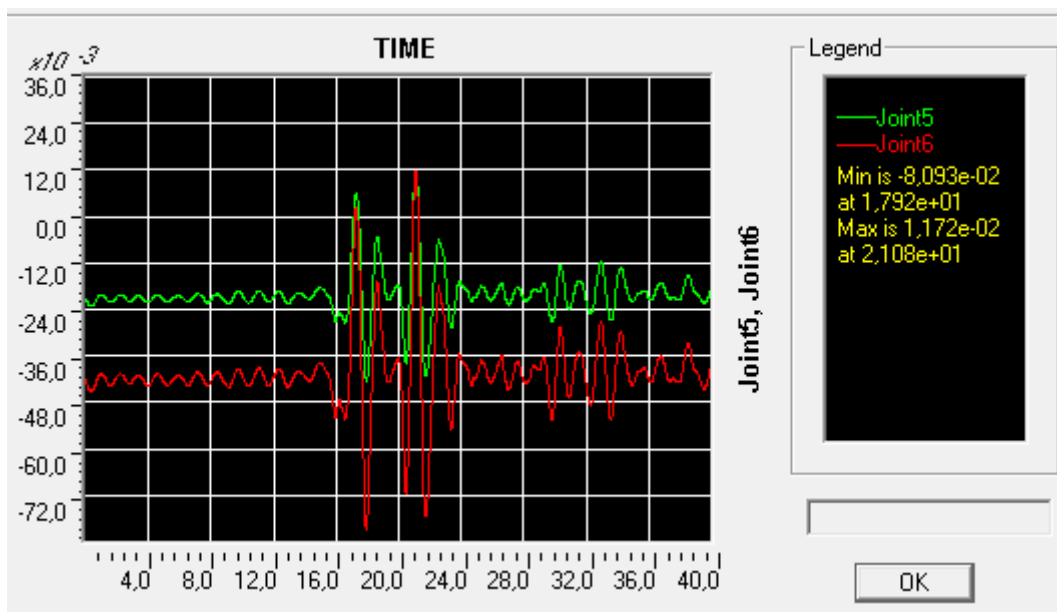
Врхови стубова: 4 Y (1Y/стубу)  
 Дно стубова: -  
 Везне Греде: 6 LS (3x2 LS; 2LS/VG)  
 Шипови: 17 Y(4,4,3,4)



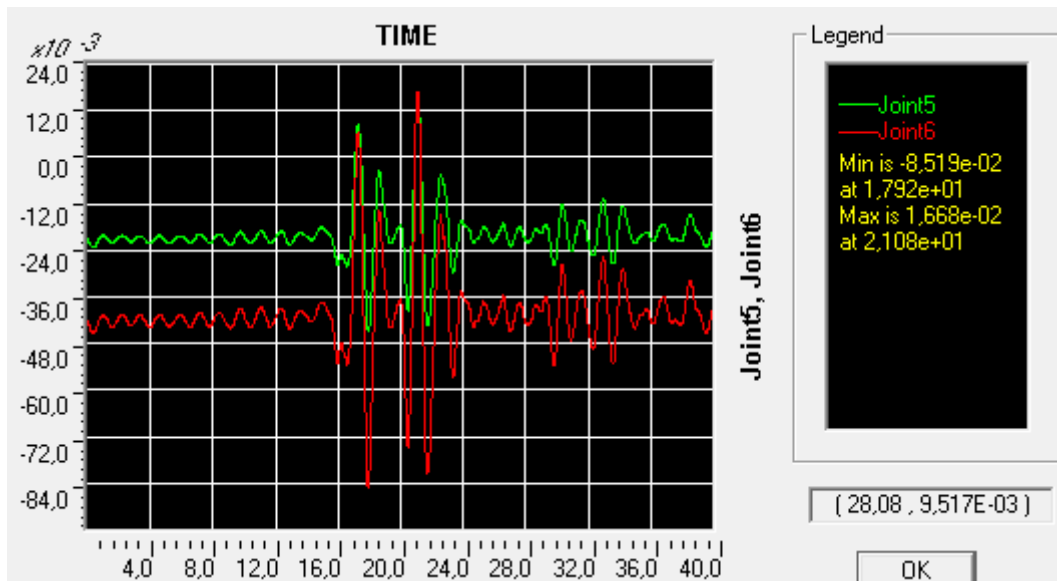
Слика 5.5.2.3.9 . Први удар земљотреса NDA VR77NS. PGA=0,20 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30.  
Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха чвор 6 и дна стуба чвор 5,  
 мах померање врха стуба 17,35 cm.



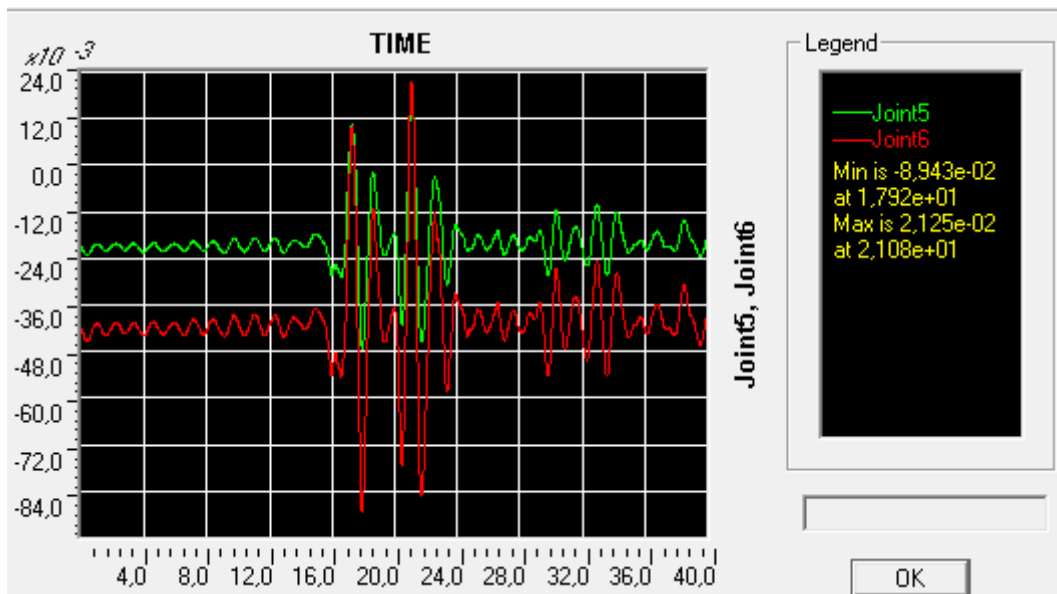
Слика 5.5.2.3.10 . Други удар земљотреса NDA VR77NS. PGA=0,10 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха чвор 6 и дна стуба чвор 5, тах померање врха стуба 7,670 cm. Присутно раздвајање померања (дрифта) чворова стуба, већ у почетном (преузетом напонском стању из првог удара)



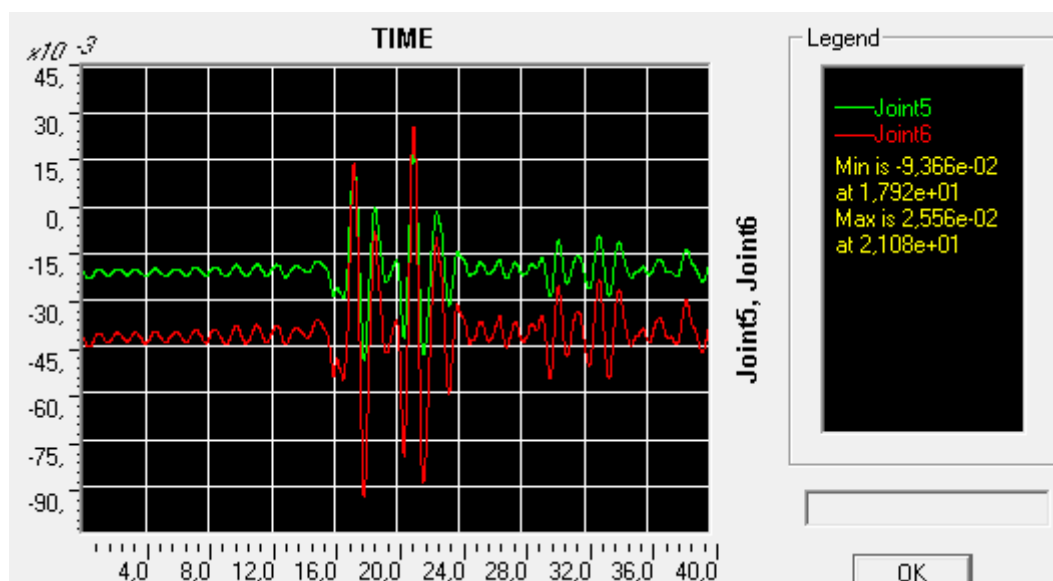
Слика 5.5.2.3.11 . Други удар земљотреса NDA VR77NS. PGA=0,11 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха чвор 6 и дна стуба чвор 5, тах померање врха стуба 8,093 cm. Присутно раздвајање померања (дрифта) чворова стуба, већ у почетном (преузетом напонском стању из првог удара)



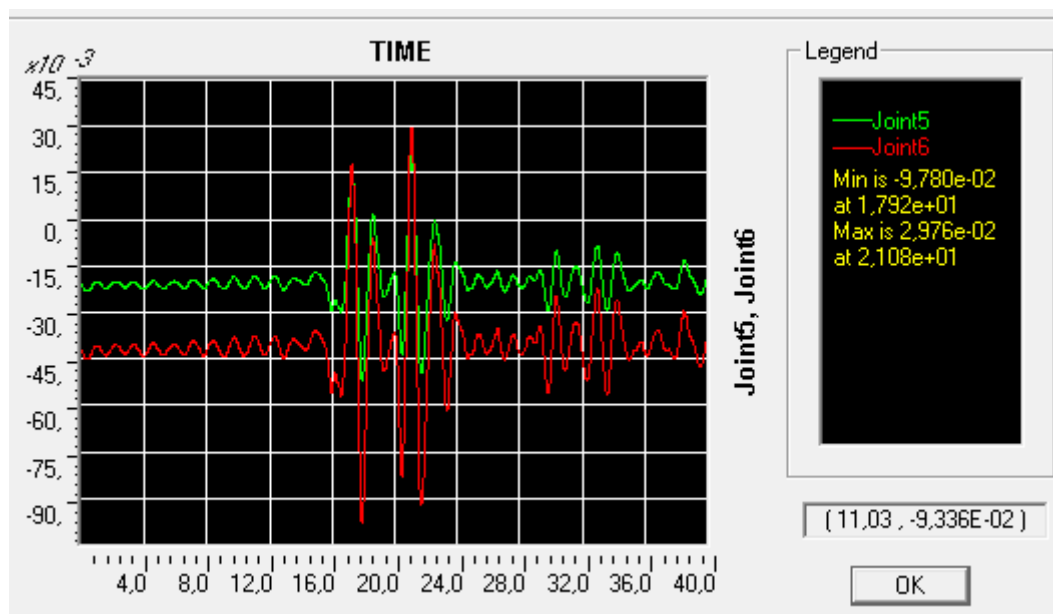
Слика 5.5.2.3.12 . Други удар земљотреса NDA VR77NS. PGA=0,12 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха чвор 6 и дна стуба чвор 5, тах померање врха стуба 8,519 cm. Присутно раздвајање померања (дрифта) чворова стуба, већ у почетном (преузетом напонском стању из првог удара)



Слика 5.5.2.3.13 . Други удар земљотреса NDA VR77NS. PGA=0,13 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло  $p$ -у криве за песак модификоване. Померање врха чвор 6 и дна стуба чвор 5, тах померање врха стуба 8,943 cm. Присутно раздвајање померања (дрифта) чворова стуба, већ у почетном (преузетом напонском стању из првог удара)



Слика 5.5.2.3.14 . Други удар земљотреса NDA VR77NS. PGA=0,14 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло  $p$ -у криве за песок модификоване. Померање врха чвор 6 и дна стуба чвор 5, тах померање врха стуба 9,366 cm. Присутно раздвајање померања (дрифта) чворова стуба, већ у почетном (преузетом напонском стању из првог удара)



Слика 5.5.2.3.15 . Други удар земљотреса NDA VR77NS. PGA=0,15 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло  $p$ -у криве за песок модификоване. Померање врха чвор 6 и дна стуба чвор 5, тах померање врха стуба 9,780 cm. Присутно раздвајање померања (дрифта) чворова стуба, већ у почетном (преузетом напонском стању из првог удара)

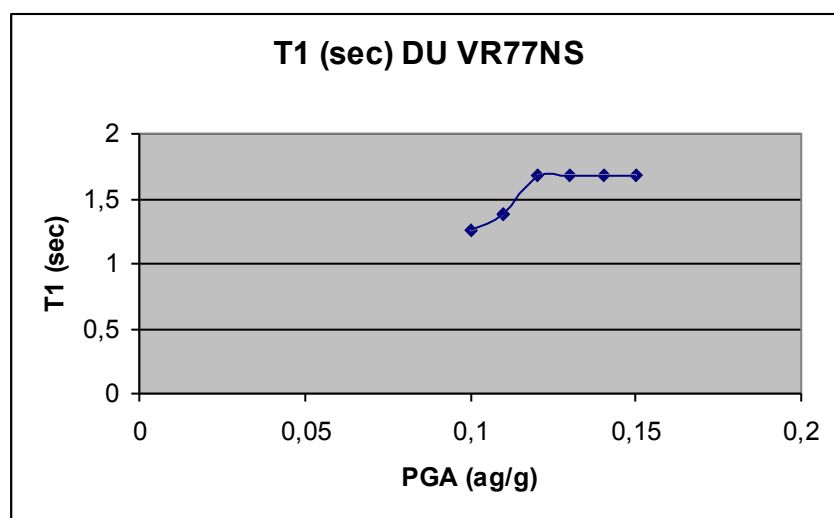
Ово поншање се може објаснити и хистерезисним расипањем енергије у тлу. То се проверава временским кривама сила и померања линк елемената тла (ова детаљнија анализа „добрим делом“ превазилази оквир теме)

Испитивање другог удара је урађено на такав начин да се покуша проценити преостала носивост конструкције након првог удара и провери да ли мањи (други) удар може да доведе до значајнијих оштећења или чак рушења конструкције услед испрлене сеизмичке резерве (Аничиић, 1990).

Табела 5.5.2.3.1. Први и Други удар земљотреса својствени периоди. NDA VR77FocsNS VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло *p-y* криве за песак модификоване.

ВГ 40/60цм. Арматура ВГ +/-2x2RØ14	amax(g) VR77FocsNS	T1 (sec)	T2 (sec)	*T1 (sec)
ПУ NDA VR77FocsNS. PGA =0,20g	0,20g	0,84511	0,11434	-
Пре ДУ NDA VR77FocsNS. Scale		1,33317	0,15682	-
ДУ NDA VR77FocsNS. Scale 0,50=0,10g	PGA 0,50·0,2g=0,10 g.	1,25799	0,14911	1,40524
ДУ NDA VR77FocsNS. Scale 0,55	PGA 0,55·0,2g=0,11 g.	1,38585	0,14970	-
ДУ NDA VR77FocsNS. Scale 0,60	PGA 0,60·0,2g=0,12 g.	1,67746	0,15037	-
ДУ NDA VR77FocsNS. Scale 0,65	PGA 0,65·0,2g=0,13 g.	1,67733	0,15036	-
ДУ NDA VR77FocsNS. Scale 0,70	PGA 0,70·0,2g=0,14 g.	1,67732	0,15036	-
ДУ NDA VR77FocsNS. Scale 0,75	PGA 0,75·0,2g=0,15 g.	1,67728	0,15035	1,31425

\*T1 - поновљен прорачун уз постојеће степене слободe  $U_x$  и  $U_z$  прикључени су и степени  $R_Y$  – обртање и Link елементи. Ово је урађено због контроле неочекиваног понашања својствених облика након ДУ.



Слика 5.5.2.3.16 Промена првог својственог тона током другог удара VR77NS у зависности од PGA.

Табела 5.5.2.3.2. Први и Други удар земљотреса VR77NS вршно померање врха стуба, и релативно изражено преко тах померања ПУ. Приказан је и релати однос PGA.

	Umax (cm)	sc= PGA scale	$\Delta U = U_{du}/U_{pu}$	$(\Delta U - sc)/sc$ %
ПУ NDA VR86FocsNS. PGA =0,20g	17,35	1,00	1	
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,50=0,10g	7,670	0,50	0,547	9,45
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,55=0,11 g	8,093	0,55	0,609	10,67
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,60=0,12 g	8,519	0,60	0,670	11,65
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,65=0,13 g	8,943	0,65	0,730	12,37
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,70=0,14 g	9,366	0,70	0,789	12,65
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,75=0,15g.	9,780	0,75	0,844	12,58

$U_{du}/U_{pu}$  – тах померање током ДУ / тах померање током ПУ

ПУ – Први удар земљотреса

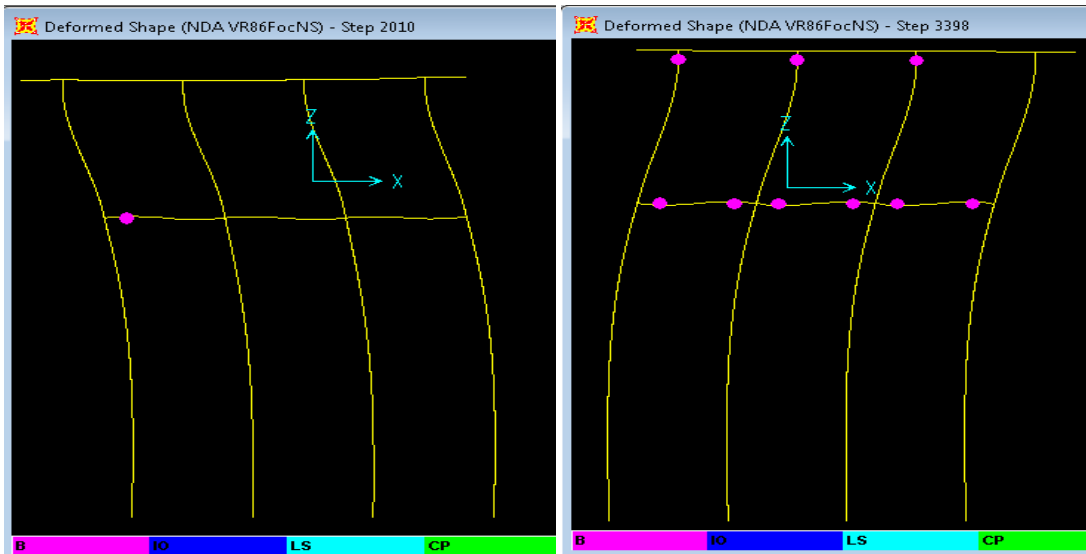
ДУ - Други удар земљотреса, скалиран у односу на ПУ.

И овде је присутна аномалија смањења првог својственог тона током другог удара, у односу на стање после првог удара (за ДУ 0,10 g). Приказано у табели 5.5.2.3.1. На графику 5.5.2.3.16 се само за стање након ДУ види плато својственог тона након 0,12 g. Ово је последица прерасподеле у тлу, и ако нема отварања нових пластичних зглобова, види се мања промена дрифта стуба. Дакле с обзиром да је побуда ДУ мала, део енергије се расипа и преко момент – кривине (обртања) шресека у пластичним зглобовима који су на почетку течења. Види се „сељење“ сеизмичке дисипације и током вршног дрифта ДУ, у интервалу од 0,10-0,13 g. Наиме у овом интервалу вршна вредност померања врха и дна стуба је готово иста у два тренутка (времена), дакле дрифт у тим тренутцима тежи нули, што значи да се шип значајно деформисао.



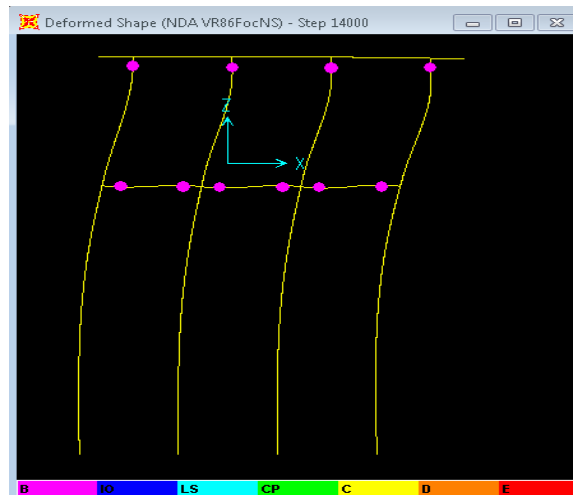
### 5.5.3. АНАЛИЗА ДЕЈСТВА ЗЕМЉОТРЕСА ПРЕКО ВРЕМЕНСКОГ ЗАПИСА АКЦЕЛЕРОГРАМА НА 2Д РАМ СА ВЕЗНИМ ГРЕДАМА ТЛО МОДЕЛОВАНО КАО ЕЛАСТИЧНЕ ОПРУГЕ $K=12000$

(File; Most Kovilj\_NS VG 40x60 sa Z pravcem\_offset 050 VR86NS еластичне опруге 12000.SDB)



Слика 5.5.3.1 а и б Први удар земљотреса. VR86FocsNS. NDA. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 12000 kN/m. На слици а) приказан је тренутак отварања прве прслине у VG везним гредима. Пластични чвор (Plastic Hinge) Y yield – граница еластичности почетак течења, корак 2010=10,05сец, сви зглобови у ВГ су формирани у кораку 2938~4,5 сец б) тренутак отварања прве прслине у врховима стубова корак временске интеграције 3398\*0,005=16,99sec, сви зглобови у врховима стубова су формирани у кораку 3402~17,01 сец

Врхови стубова:	-	Врхови стубова:	3 Y ()
Дно стубова:	-	Дно стубова:	-
Везне Греде:	1 Y	Везне Греде:	6 Y (3x2 Y; 2 Y /VG)
Шипови:	-	Шипови:	-

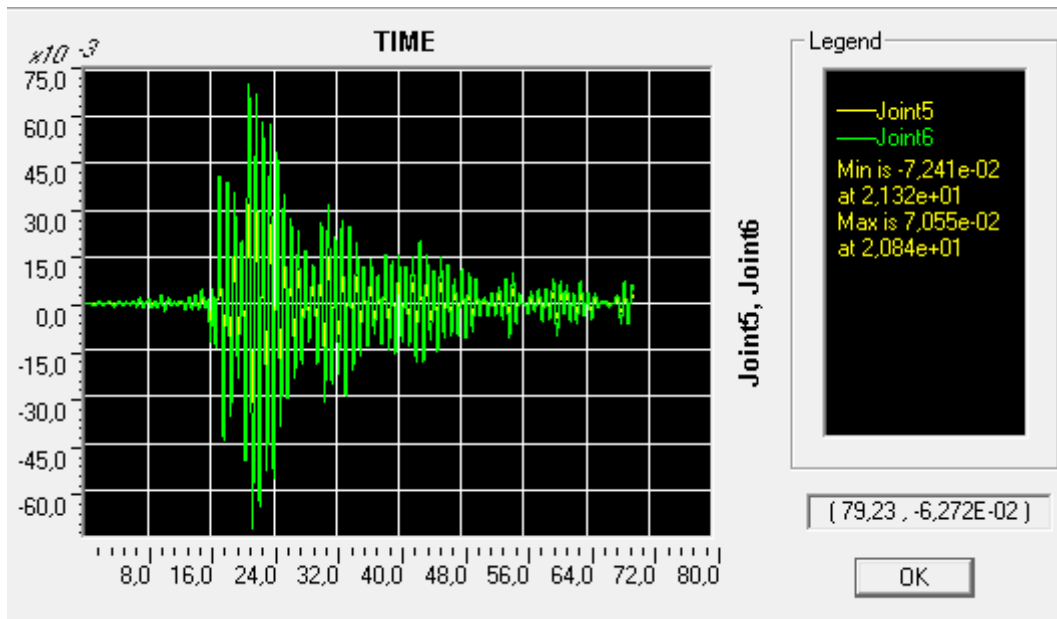


Слика 5.5.3.1 ц) Први удар земљотреса. VR86FocsNS. NDA. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 12000 kN/m. ц) стање на крају земљотреса step14000·0.005sec= 70 sec

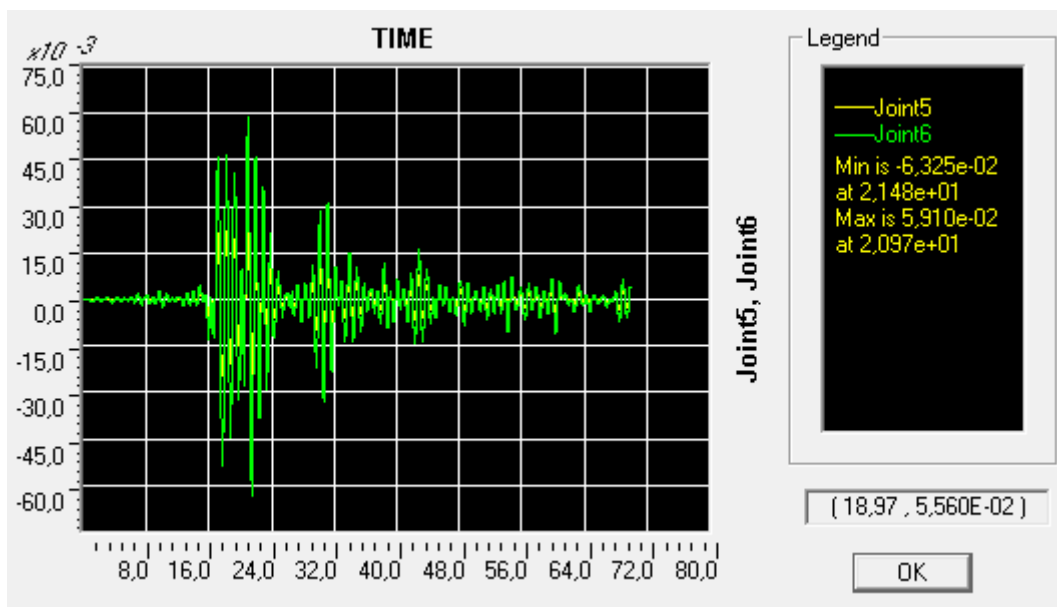
Врхови стубова:	4 Y (1Y/стубу)
Дно стубова:	-
Везне Греде:	6 Y (3x2 Y; 2 Y /VG)
Шипови:	-

Код овог модела треба разликовати два тренутка отварања првог пластичног зглоба, први је тренутак отварања првог пластичног зглоба у везним гредима, а други је

отварања првог пластичног зглоба у носећем систему конструкција, стуб шип или греда.



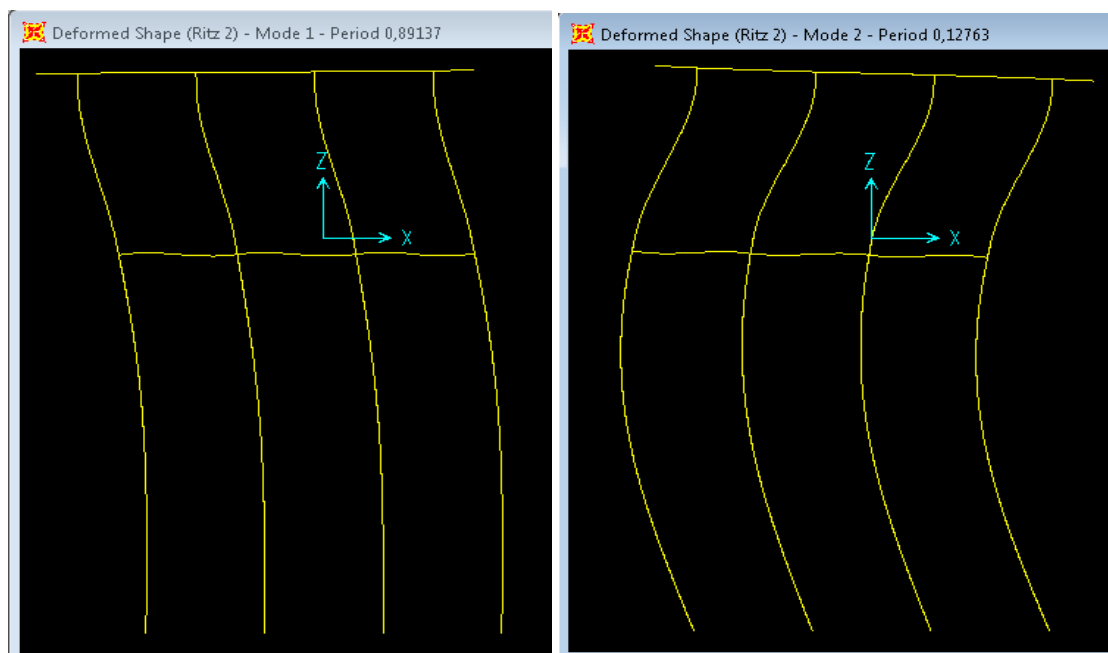
Слика 5.5.3.2 Први удар земљотреса. VR86FocsNS. LDA. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 12000 kN/m. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 7,241 cm.



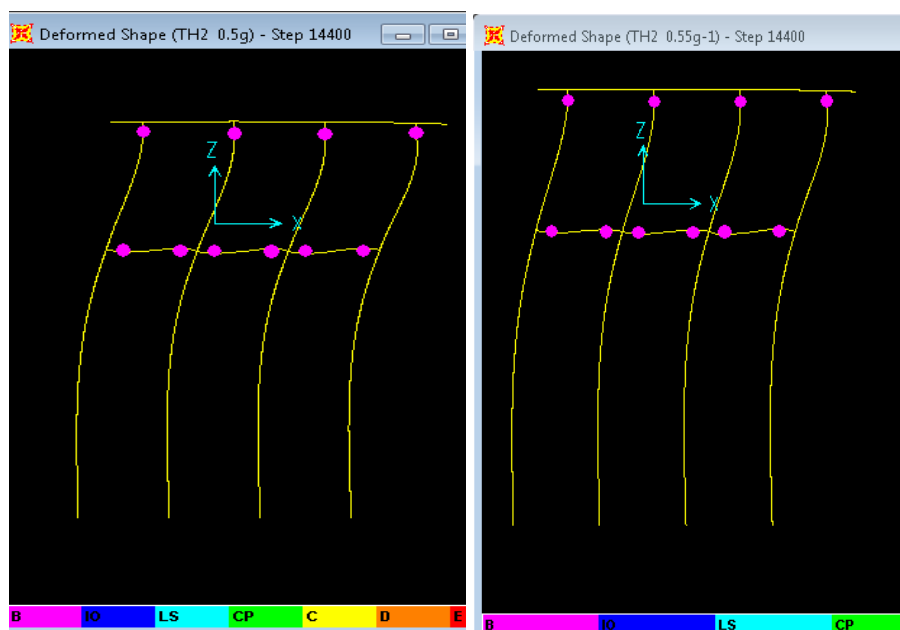
Слика 5.5.3.3. Први удар земљотреса. VR86FocsNS. NDA. VG 40x60 +/- 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 12000 kN/m. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 6,325 cm.

Померање врха стуба за исти запис акцелерограма је код линеарне анализе VR86FocsNS. LDA у овом случају веће него код нелинеарне анализе VR86FocsNS. NDA. За први удар земљотреса код LDA VR86FocsNS померање врха стуба је веће за  $(7,241/6,325=1,145)$ , 14,5% у односу на NDA.

## 5.5.4. ДРУГИ УДАР ЗЕМЉОТРЕСА (AFTERSHOK) VR86FocsNS



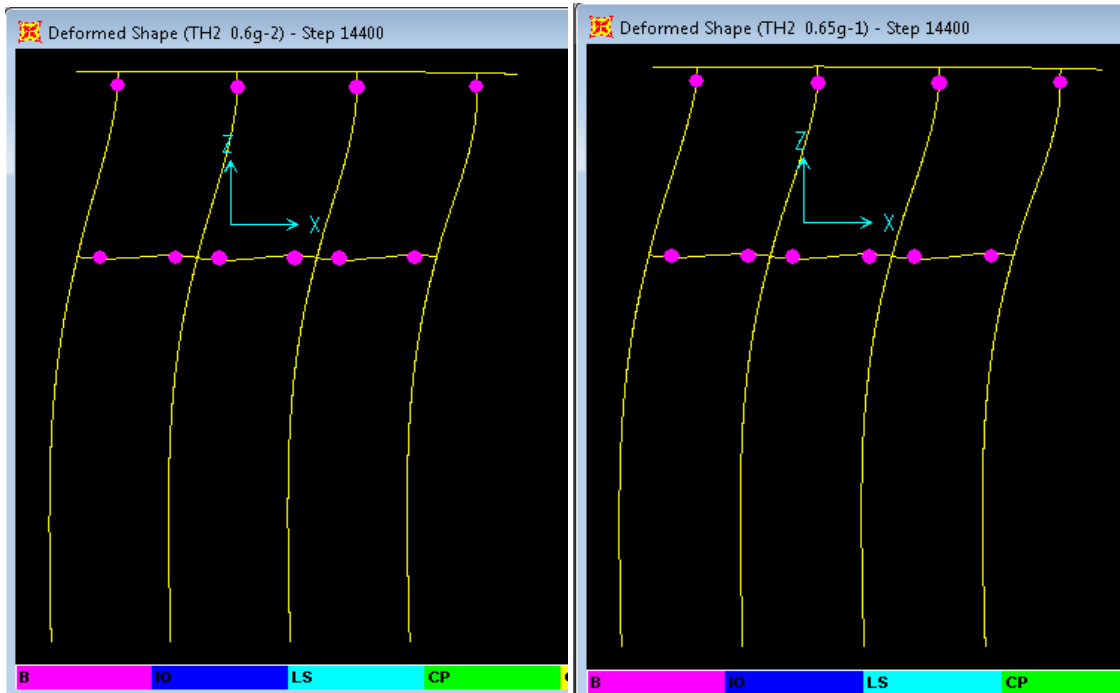
Слика 5.5.4.1 Први и други својствени тон након првог удара земљотреса. VR86FocsNS. NDA. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 12000 kN/m.



Слика 5.5.4.2 а) и б) Други удар земљотреса. VR86FocsNS. NDA. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 12000 kN/m. На слици; Стање пластичних зглобова на крају другог удар а)  $PGA_2 = 0,50 \cdot PGA_1$  б)  $PGA_2 = 0,55 \cdot PGA_1$

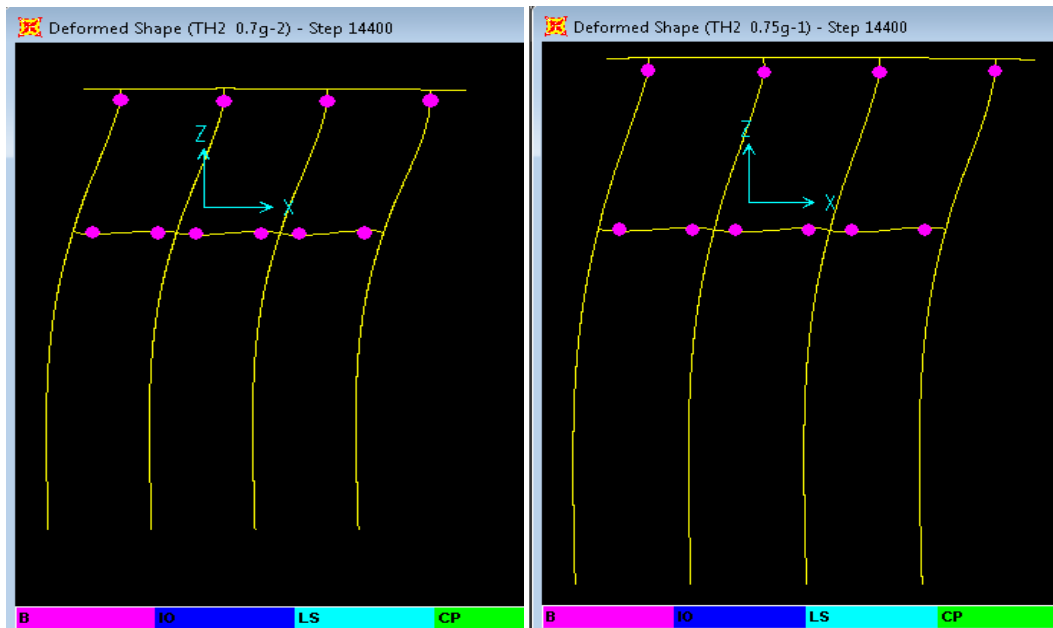
Врхови стубова: 4 Y (1Y/стубу)  
 Дно стубова: -  
 Везне Греде: 6 Y (3x2 Y; 2 Y /VG)  
 Шипови: -

Врхови стубова: 4 Y (1Y/стубу)  
 Дно стубова: -  
 Везне Греде: 6 Y (3x2 Y; 2 Y /VG)  
 Шипови: -

Слика 5.5.4.2. ц) и д), ц)  $PGA2=0,60 \cdot PGA1$  д)  $PGA2=0,65 \cdot PGA1$ 

Врхови стубова: 4 Y (1Y/стубу)  
 Дно стубова: -  
 Везне Греде: 6 Y (3x2 Y; 2 Y /VG)  
 Шипови: -

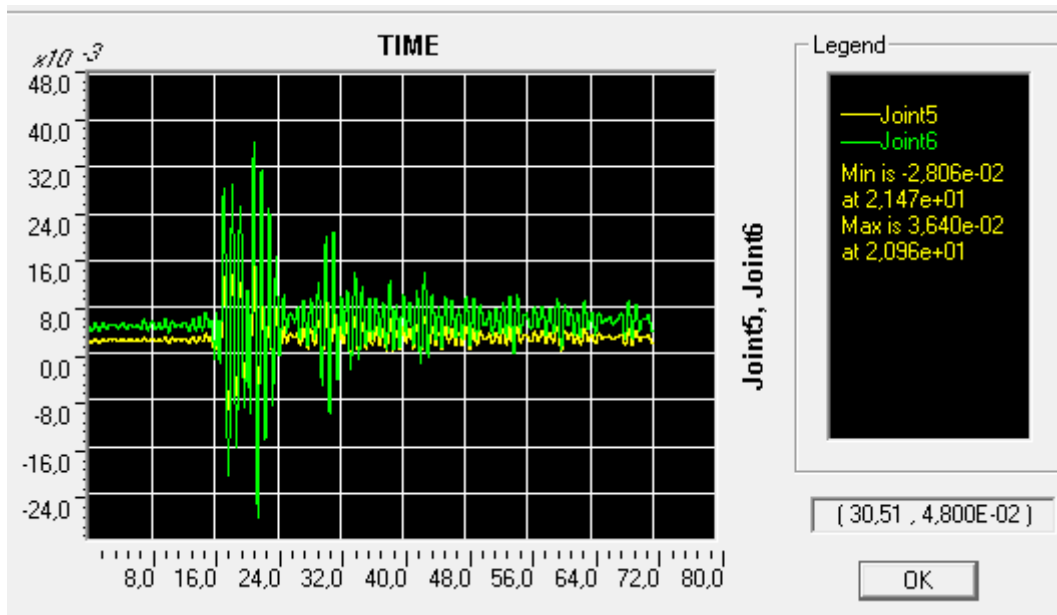
Врхови стубова: 4 Y (1Y/стубу)  
 Дно стубова: -  
 Везне Греде: 6 Y (3x2 Y; 2 Y /VG)  
 Шипови: -

Слика 5.5.4.2 е) и ф), е)  $PGA2=0,70 \cdot PGA1$  ф)  $PGA2=0,75 \cdot PGA1$ 

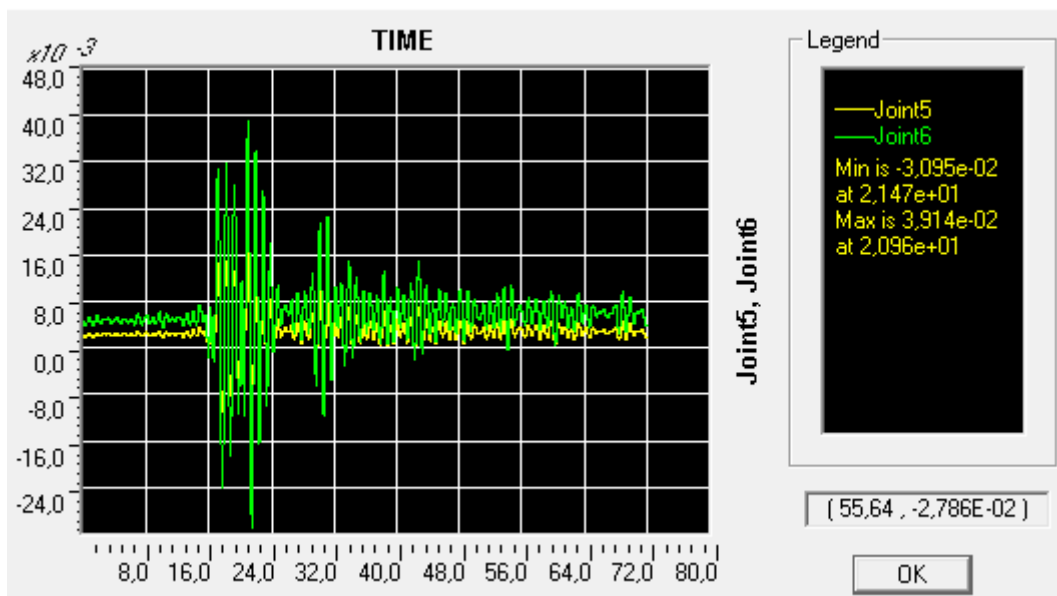
Врхови стубова: 4 Y (1Y/стубу)  
 Дно стубова: -  
 Везне Греде: 6 Y (3x2 Y; 2 Y /VG)  
 Шипови: -

Врхови стубова: 4 Y (1Y/стубу)  
 Дно стубова: -  
 Везне Греде: 6 Y (3x2 Y; 2 Y /VG)  
 Шипови: -

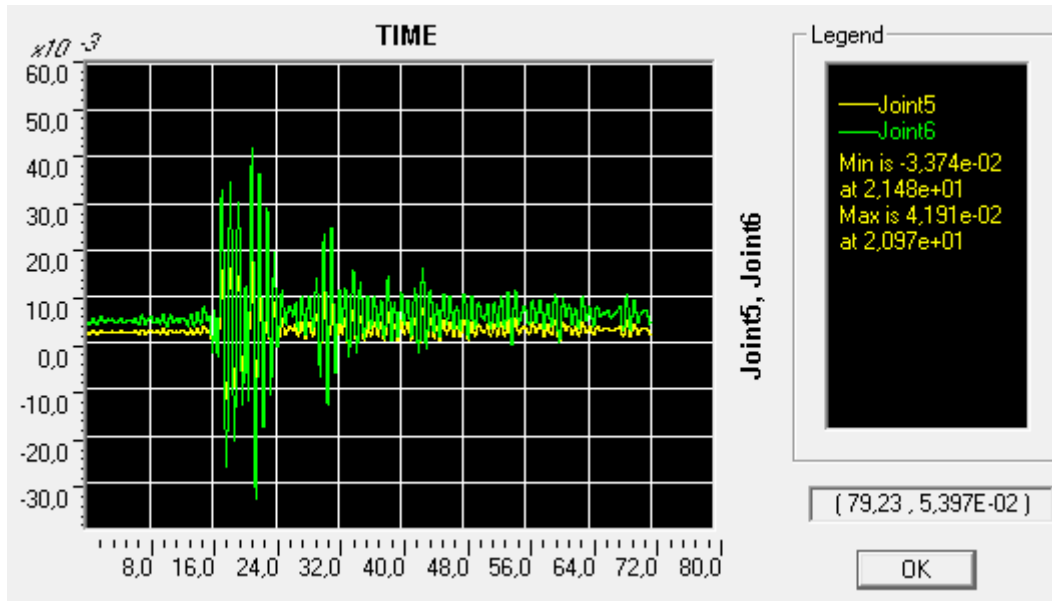
Нема промене стања пластичних зглобова током другог удара са овим скалирањима и за тло еластичне опруге 12000 kN/m. Стање у VG везним гредама. Пластични зглоб (Plastic Hinge) и, у врховима стубов: Y yield – граница еластичности почетак течења



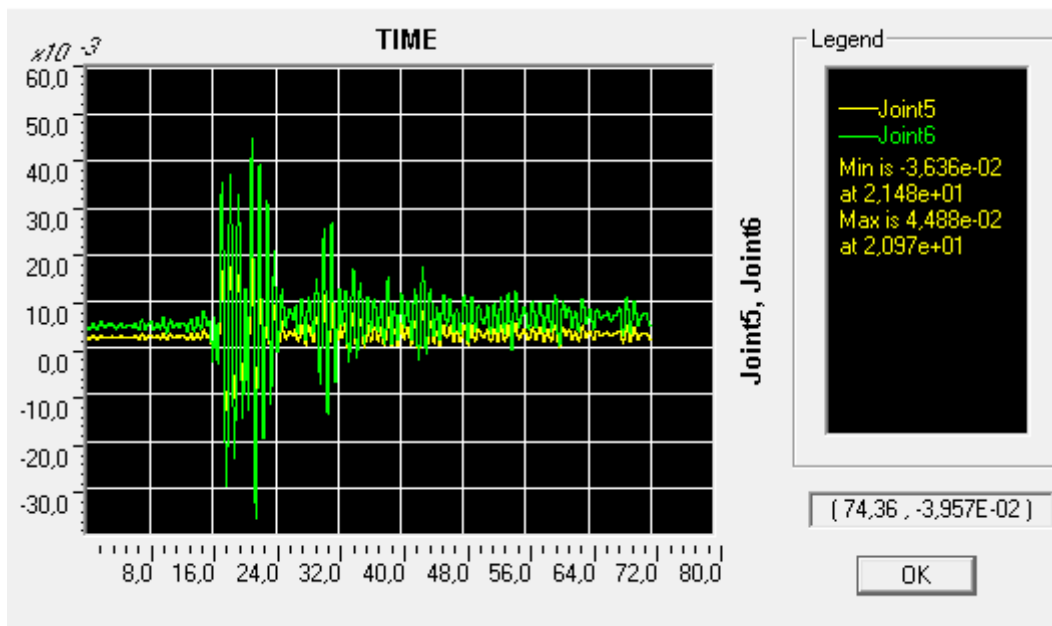
Слика 5.5.4.3. а) Други удар земљотреса NDA VR86FocsNS. Scale 0,50 у односу на први удар. PGA 0,5·0,2g=0,10 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 12000 kN/m. Померање врха чвор 6 и дна стуба чвор 5, мах померање врха стуба 3,640 cm.



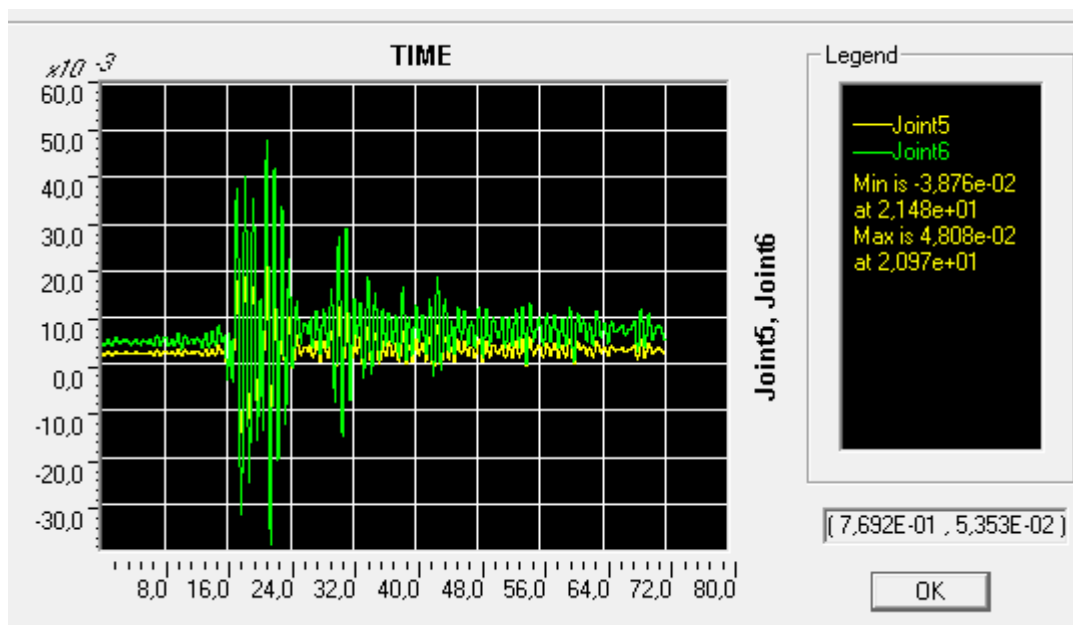
Слика 5.5.4.3. б) Други удар земљотреса NDA VR86FocsNS. Scale 0,50 у односу на први удар. PGA 0,55·0,2g=0,11 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 12000 kN/m. Померање врха чвор 6 и дна стуба чвор 5, мах померање врха стуба 3,914 cm.



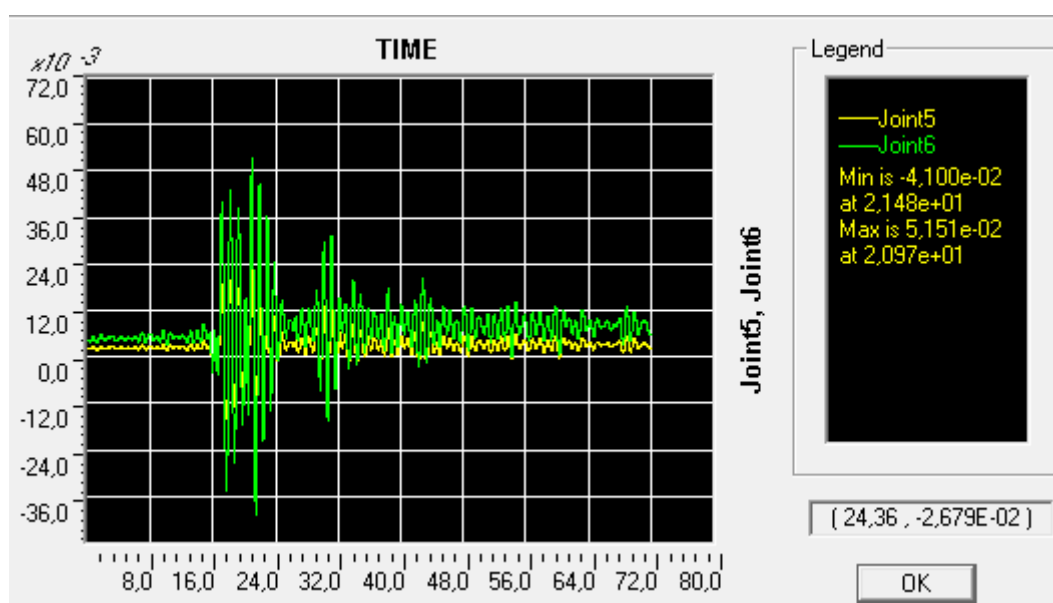
5.5.4.3. ц) Други удар земљотреса NDA VR86FocsNS. Scale 0,50 у односу на први удар. PGA 0,60-0,2  $g=0,12$  g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 12000 kN/m. Померање врха чвор 6 и дна стуба чвор 5, тах померање врха стуба 4,191 cm



5.5.4.3. д) Други удар земљотреса NDA VR86FocsNS. Scale 0,50 у односу на први удар. PGA 0,65-0,2  $g=0,13$  g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 12000 kN/m. Померање врха чвор 6 и дна стуба чвор 5, тах померање врха стуба 4,488 cm



5.5.4.3. е) Други удар земљотреса NDA VR86FocsNS. Scale 0,50 у односу на први удар. PGA 0,70\*0,2g=0,14 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 12000 kN/m. Померање врха чвор 6 и дна стуба чвор 5, тах померање врха стуба 4,808 cm



5.5.4.3. ф) Други удар земљотреса NDA VR86FocsNS. Scale 0,50 у односу на први удар. PGA 0,75\*0,2g=0,15 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 12000 kN/m. Померање врха чвор 6 и дна стуба чвор 5, тах померање врха стуба 5,151 cm

Табела 5.5.4.1. Први и Други удар земљотреса својствени периоди. NDA VR86FocsNS VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 12000 kN/m.

ВГ 40/60цм. Арматура ВГ ±2*2RØ14	Umax(cm)	T1 (sec)	T2 (sec)
ПУ NDA VR86FocsNS. PGA =0,20g	0,20g	0,88619	0,12734
Пре ДУ NDA VR86FocsNS. Scale		0,89137	0,12763
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,50=0,10g	PGA 0,50*0,2g=0,10 g.	0,89137	0,12763
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,55	PGA 0,55*0,2g=0,11 g.	0,89137	0,12763
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,60	PGA 0,60*0,2g=0,12 g.	0,89137	0,12763
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,65	PGA 0,65*0,2g=0,13 g.	0,89137	0,12763
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,70	PGA 0,70*0,2g=0,14 g.	0,89137	0,12763
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,75	PGA 0,75*0,2g=0,15 g.	0,89137	0,12763

НЕМА ПРОМЕНЕ својствених тонова након другог удара, за скалирање од 0,10 g до 0,15 g, приказана је у табели 5.5.4.1. Промена својствених тонова за овај модел тла, после првог удара је мала. Дакле не треба само посматрати конструкцију након ПУ земљотреса већ и стање у тлу, или систему шип-тло-шип. Даље ако био ПУ био 0,30 g, а ДУ од 0,15 до 0,25 g. резултати би били другачији. Ово скалирање за комплетно истраживање ДУ треба провести у читавом спектру PGA, а након тога испитати и расипање сеизмичке енергије у тлу и промену првог и другог својственог тона, каои могућу појаву гап елемента и преосталу сеизмичку резерву у тлу. То могуће и преко модалне динамичке анализе временске историје, али то би била тема посебне дисертације.

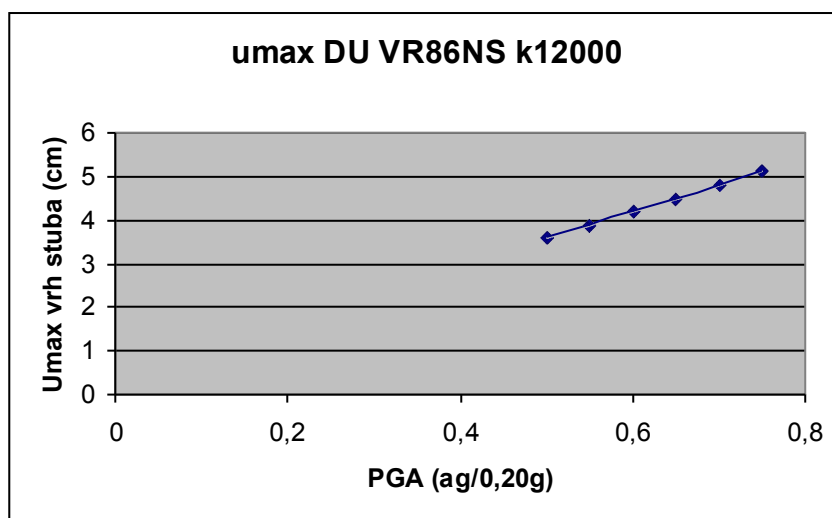
Табела 5.5.4.2. Први и Други удар земљотреса вршно померање врха стуба.  
Тло еластичне опруге 12000 kN/m.

	U <sub>max</sub> (cm)	sc = scale	$\Delta U =$ U <sub>du</sub> /U <sub>pu</sub>	( $\Delta U$ -sc)/sc %
ПУ NDA VR86FocsNS. PGA =0,20 g	6,325	1,00	1	
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,50=0,10 g	3,640	0,50	0,575	15,10
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,55	3,914	0,55	0,619	12,51
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,60	4,191	0,60	0,663	10,43
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,65	4,488	0,65	0,710	9,16
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,70	4,808	0,70	0,760	8,59
ДУ NDA VR86FocsNS. Scale 0,75	5,151	0,75	0,814	8,58

U<sub>du</sub>/U<sub>pu</sub> – тах померање током ДУ / тах померање током ПУ

ПУ – Први удар земљотреса

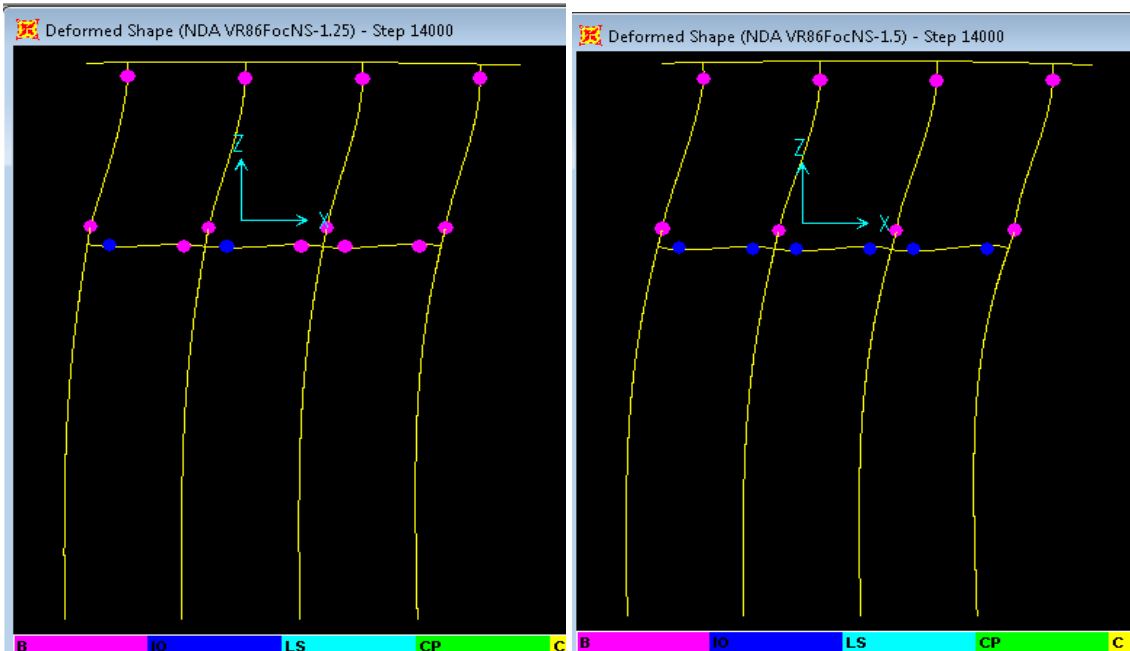
ДУ - Други удар земљотреса



5.5.4.4. Други удар земљотреса вршно померање врха стуба у зависности од PGA. NDA VR86FocsNS VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 12000 kN/m.

У НАСТАВКУ ЈЕ СКАЛИРАН ПРВИ УДАР за 0,25 и 0,30 g



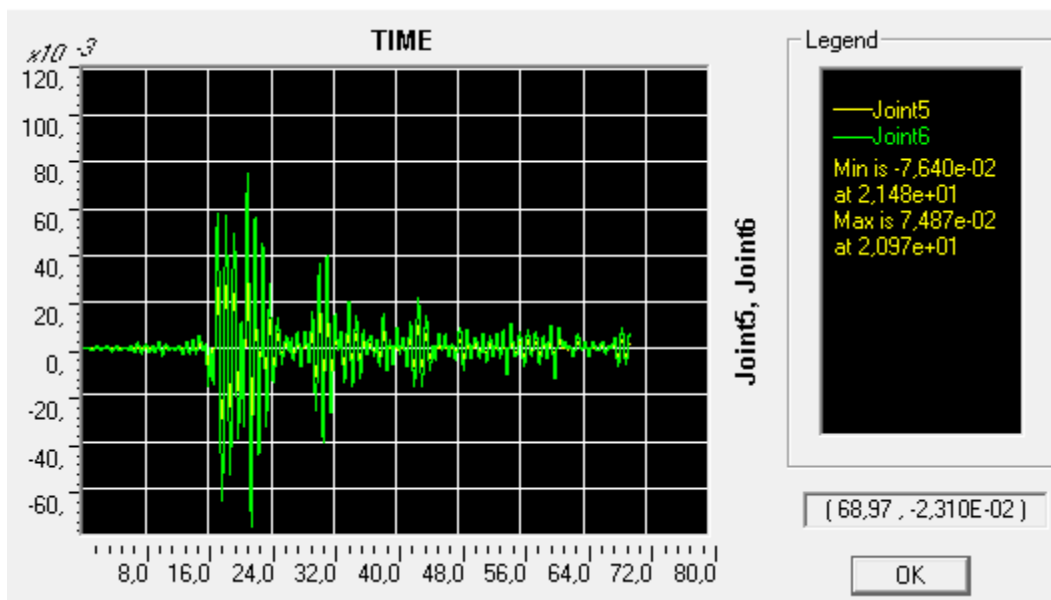


Слика 5.5.4.5 а) Лево Први удар  $PGA=0,25\text{ g}$ , б) Десно удар  $PGA=0,30\text{ g}$ , NDA VR86FocNS, VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 12000 kN/m.. За обе слике приказано је стања на крају земљотреса.

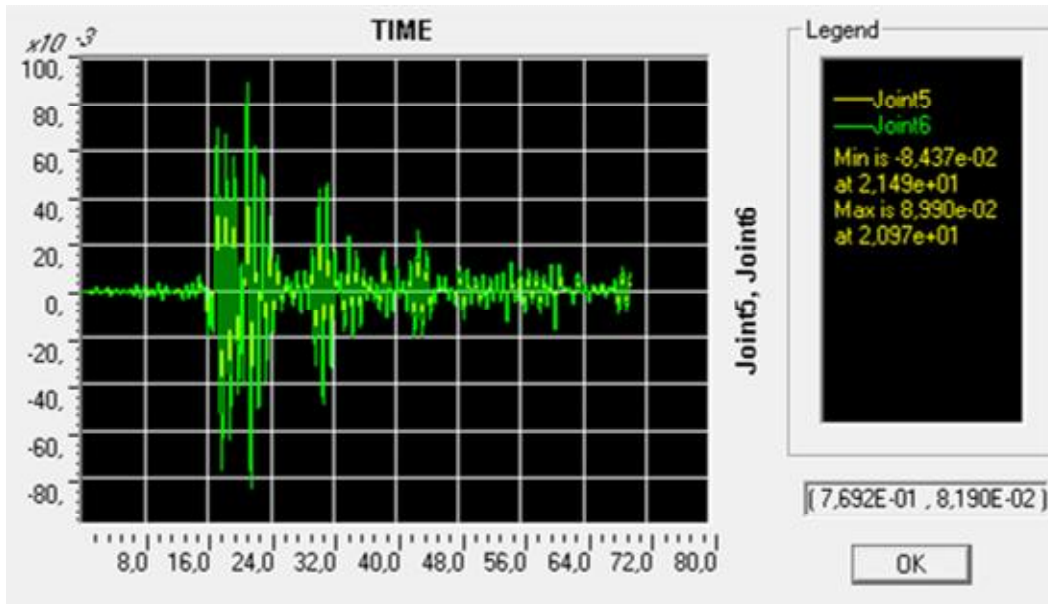
Врхови стубова: 4 Y (1Y/стубу)  
 Дно стубова: 4 Y (1Y/стубу)  
 Везне Греде: 4 Y+2IO ( )  
 Шипови: -

Врхови стубова: 4 Y (1Y/стубу)  
 Дно стубова: 4 Y (1Y/стубу)  
 Везне Греде: 6 IO (3x2 IO; 2 IO/VG)  
 Шипови: -

Лево Први удар  $PGA=0,25\text{ g}$ . На  $0,25\text{ g}$  промена стања пластичних зглобова у ВГ, за  $PGA=0,25\text{ g}$  2 PH из стања IO у LS, без промене броја. На  $0,25\text{ g}$  промена стања пластичних зглобова у ВГ сви пластични зглобови из стања IO у LS.



Слика 5.5.4.6. Први удар земљотреса NDA VR86FocNS.  $PGA = 0.25\text{ g}$ . VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 12000 kN/m. Померање врха чвор 6 и дна стуба чвор 5, мах померање врха стуба 7,640 cm.



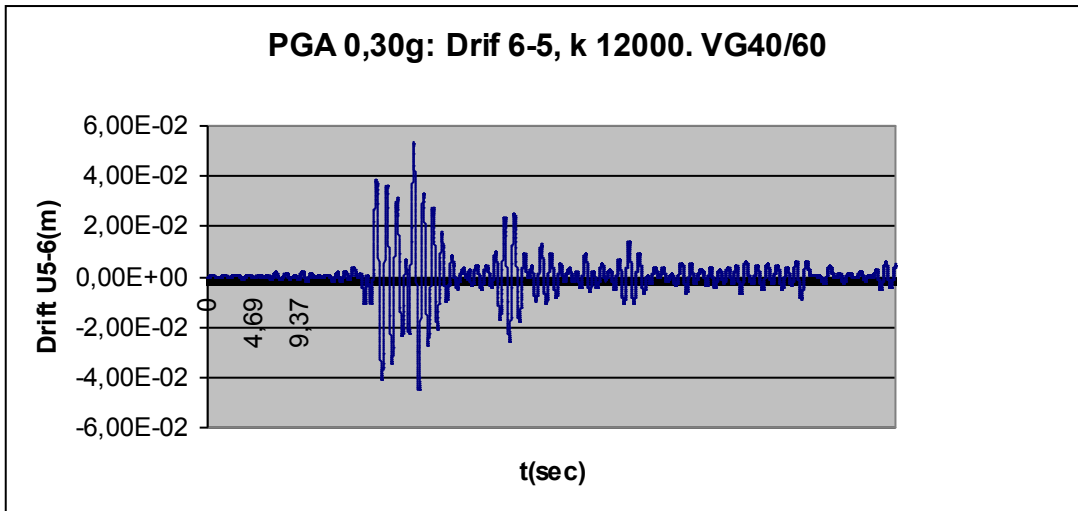
Слика 5.5.4.7. Први удар земљотреса NDA VR86FocsNS. PGA =0,30 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 12000 kN/m. Померање врха чвор 6 и дна стуба чвор 5, max померање врха стуба 8,990 cm.

Нема раздвајање померања ни осциловање померања померено од тла и/или конструкције.

Табела 5.5.4.3. Први удар земљотреса вршно померање врха стуба. Тло еластичне опруге 12000 kN/m.

еластичне опруге 12000 kN/m	Umax (cm)	Drift (cm)	$\Delta U = U_i / U_{0,20g}$ (%)	PGA <sub>i</sub> / 0,20g (%)
ПУ NDA VR86FocsNS. PGA =0,20g	6,325	-	0,00	0,00
ПУ NDA VR86FocsNS. PGA =0,25g	7,640	-	20,79	25
ПУ NDA VR86FocsNS. PGA =0,30g	8,990	5,93	42,13	50

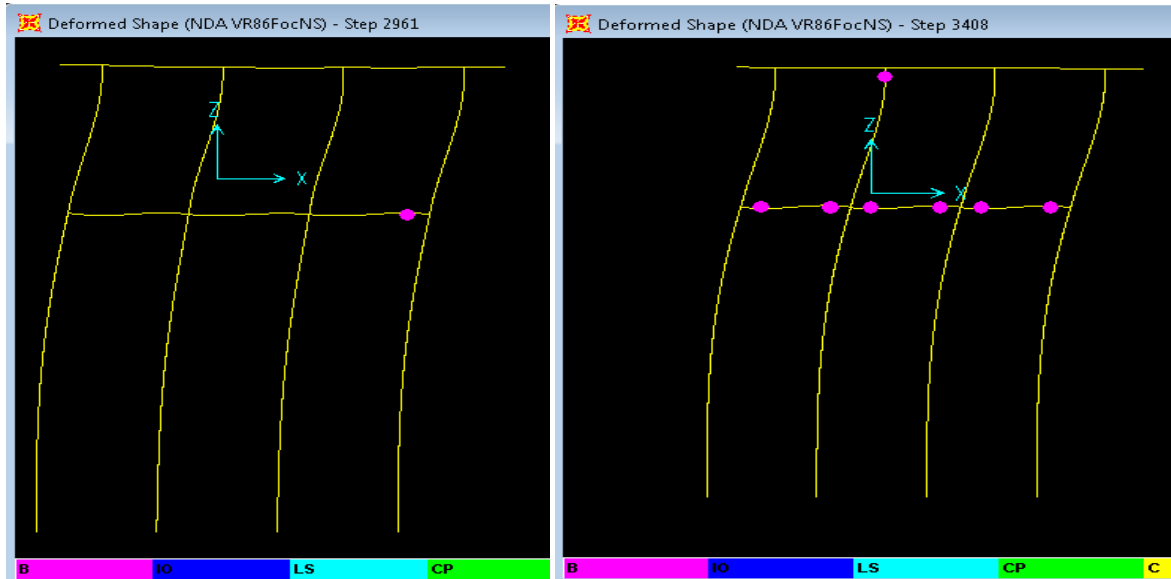
Повећање вршног померања је мање од повећања PGA, трећа и четврта колона.



Слика 5.5.4.8. Drift стуба. Разлика померање врха стуба чвор 6 и дна стуба чвор 5, max померање врха стуба 8,99 cm max Drift стуба 5,33 cm. Први удар земљотреса NDA VR86FocsNS. PGA=0,30 g. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге k=12000 kN/m . maxDrift/ Umax= 0,593

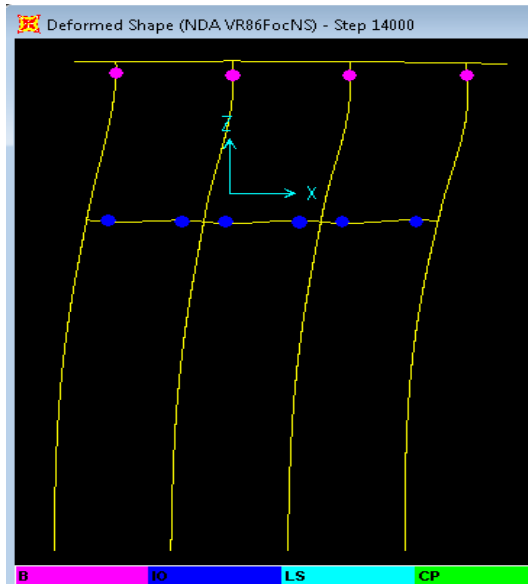
### 5.5.5. АНАЛИЗА ДЕЈСТВА АКЦЕЛЕРОГРАМА VR86FocsNS НА 2Д РАМ СА ВЕЗНИМ ГРЕДАМА ТЛО КАО ЕЛАСТИЧНЕ ОПРУГЕ $k=6000$

(File; Most Kovilj\_NS VG 40x60 sa Z pravcem\_offset 050 VR86NS еластичне опруге 6000.SDB)



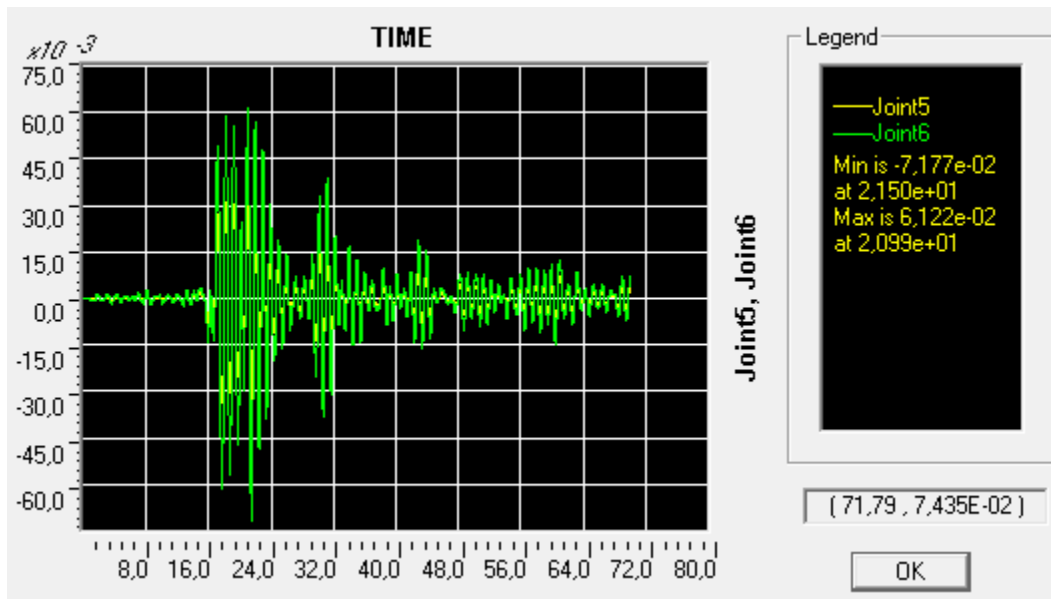
Слика 5.5.5.1 а и б Први удар земљотреса. VR86FocsNS. NDA. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 6000 kN/m. На слици а) приказан је тренутак отварања прве прслине у VG везним гредима. Корак 2961=14,805 sec, б) тренутак отварања прве прслине у врховима стубова корак временске интеграције 3408·0,005=17,04 sec.

Врхови стубова:	-	Врхови стубова:	1 Y ()
Дно стубова:	-	Дно стубова:	-
Везне Греде:	1 Y	Везне Греде:	6 Y (3x2 Y; 2 Y /VG)
Шипови:	-	Шипови:	-

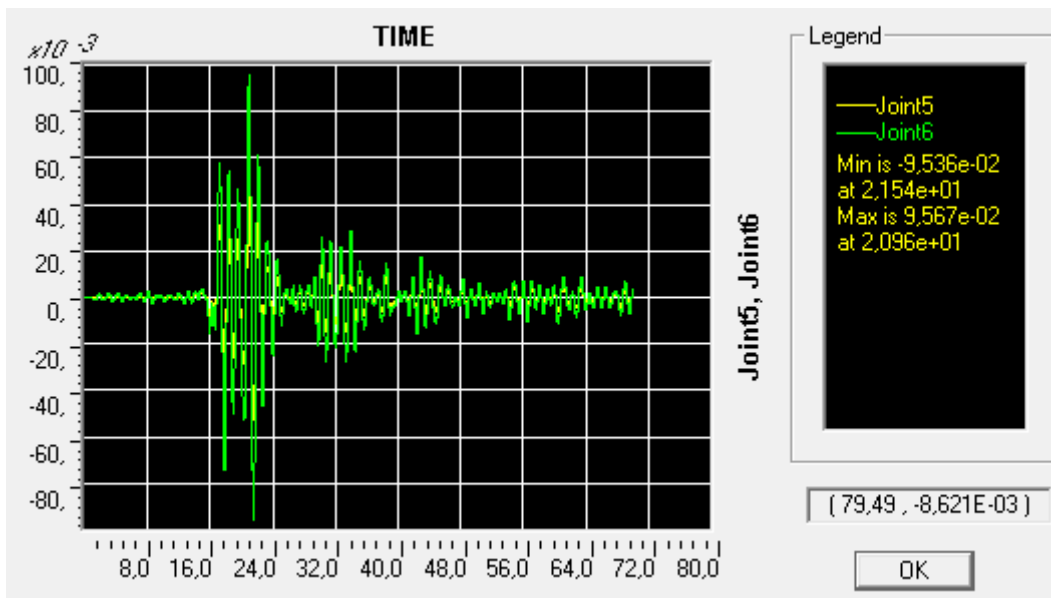


Слика 5.5.5.1 ц) Први удар земљотреса. VR86FocsNS. NDA. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 6000 kN/m. ц) стање на крају земљотреса step14000·0,005sec= 70 sec

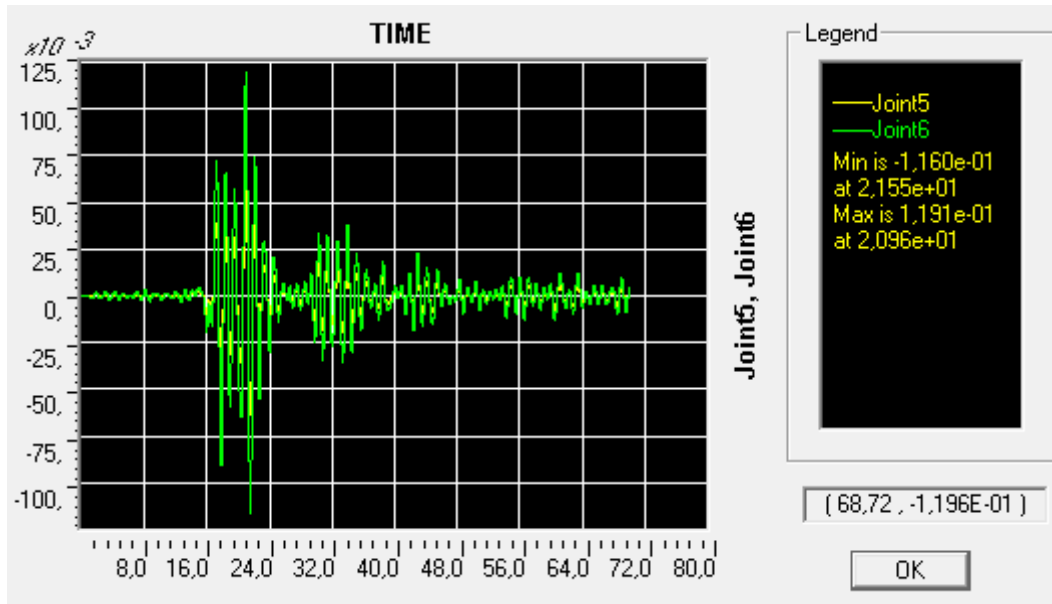
Врхови стубова:	4 Y (1Y/стубу)
Дно стубова:	-
Везне Греде:	6 IO (3x2 IO; 2 IO /VG)
Шипови:	-



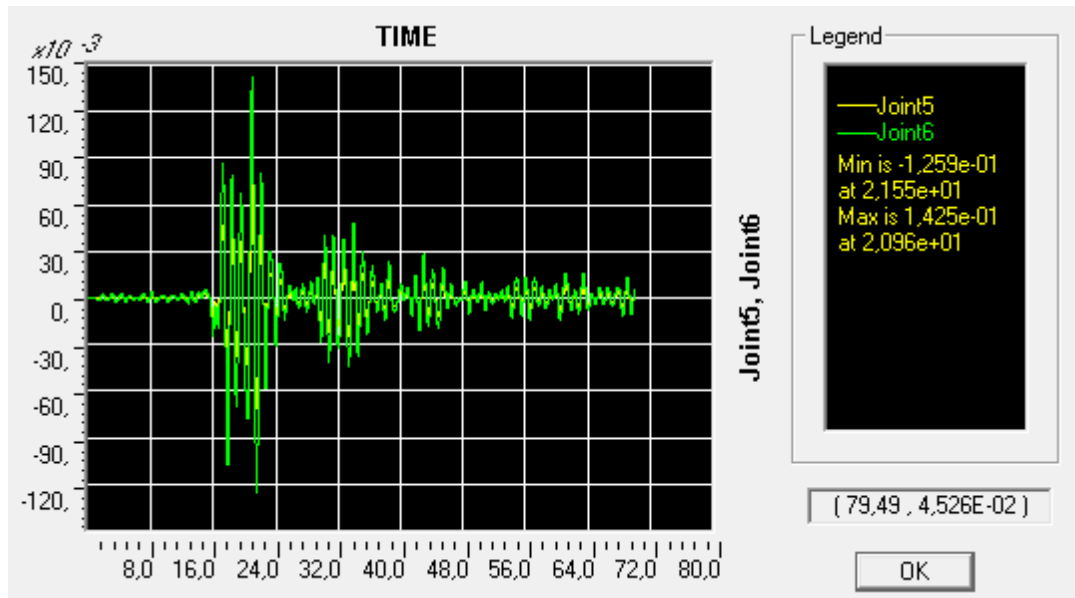
Слика 5.5.5.2. Први удар земљотреса. PGA 0,20g VR86FocsNS. LDA. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 6000 kN/m. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 7,177 cm.



Слика 5.5.5.3. Први удар земљотреса. PGA 0,20 g VR86FocsNS. NDA. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 6000 kN/m. Померање врха и дна стуба, тах померање врха стуба 9,567 cm.



Слика 5.5.5.4 Први удар земљотреса. PGA 0,25g VR86FocsNS. NDA. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 6000 kN/m. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 11,91 cm.



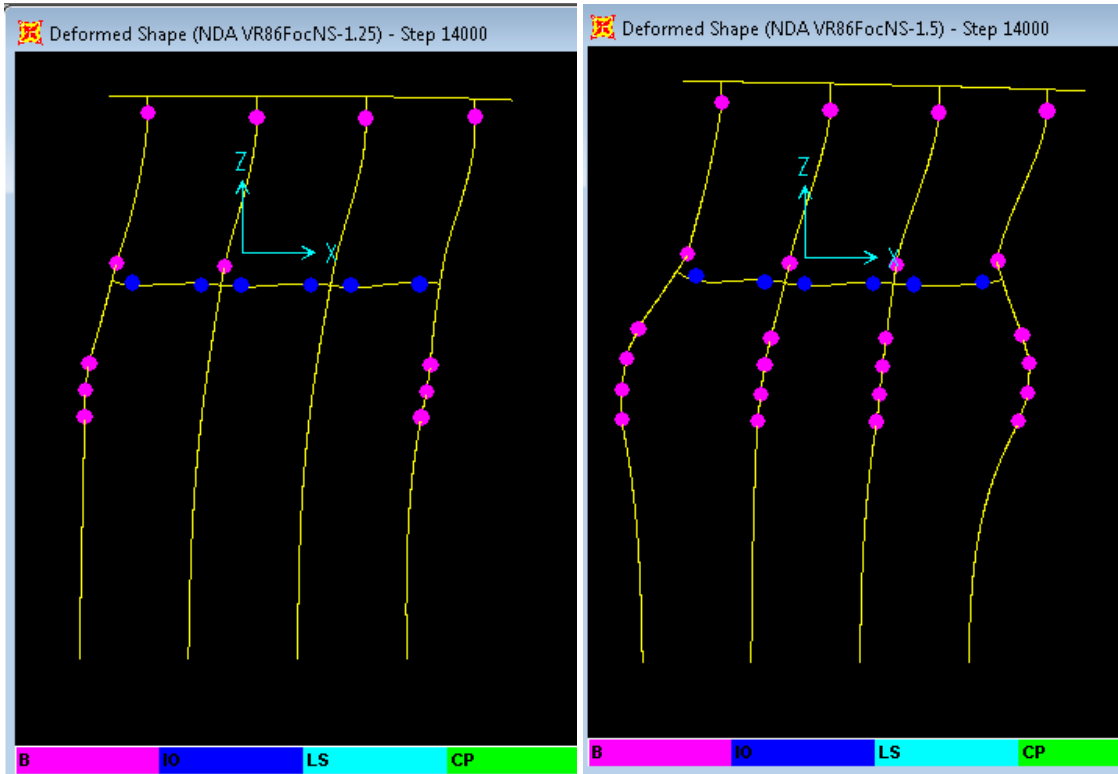
Слика 5.5.5.5 Први удар земљотреса. PGA 0,30g VR86FocsNS. NDA. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 6000 kN/m. Померање врха и дна стуба, мах померање врха стуба 14,25 cm.

Табела 5.5.5.1. Први удар земљотреса вршно померање врха стуба. Тло еластичне опруге 6000 kN/m.

еластичне опруге 6000 kN/m	U <sub>max</sub> (cm)	Drift (cm)	$\Delta U =$ U <sub>i</sub> /U <sub>0,20g</sub> (%)	PGA <sub>i</sub> /0,20g (%)
ПУ NDA VR86FocsNS. PGA =0,20g	9,567	-	0,00	0,00
ПУ NDA VR86FocsNS. PGA =0,25g	11,91	-	24,49	25
ПУ NDA VR86FocsNS. PGA =0,30g	14,25	≤ 6.75	48,95	50

Повећање вршног померања је мање од повећања PGA, трећа и четврта колона.

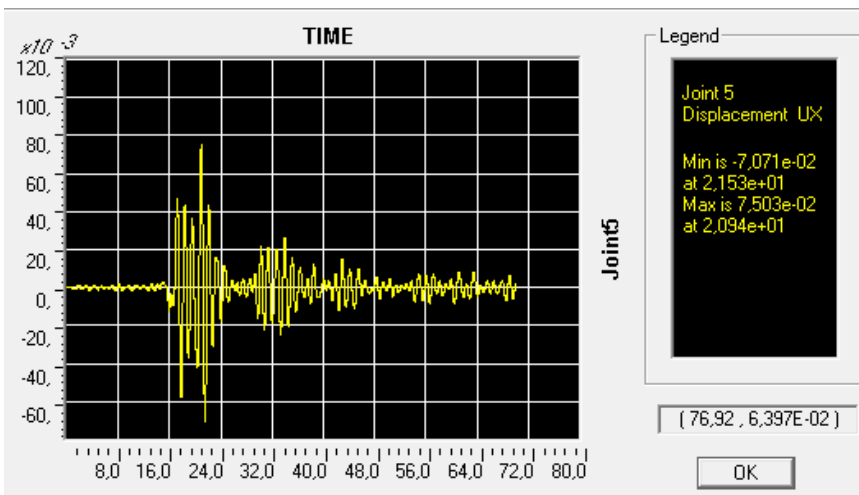
На слика временске историје померања стуба, нема неуравнотеженог нити „измештеног“ померања чворова, тако да је дрифт занемарљив.



Слика 5.5.5.6 Први удар земљотреса. VR86FocsNS. NDA. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 6000 kN/m. а) стање на крају земљотреса PGA 0,25 g б) стање на крају земљотреса PGA 0,30 g step14000·0,005sec= 70 sec

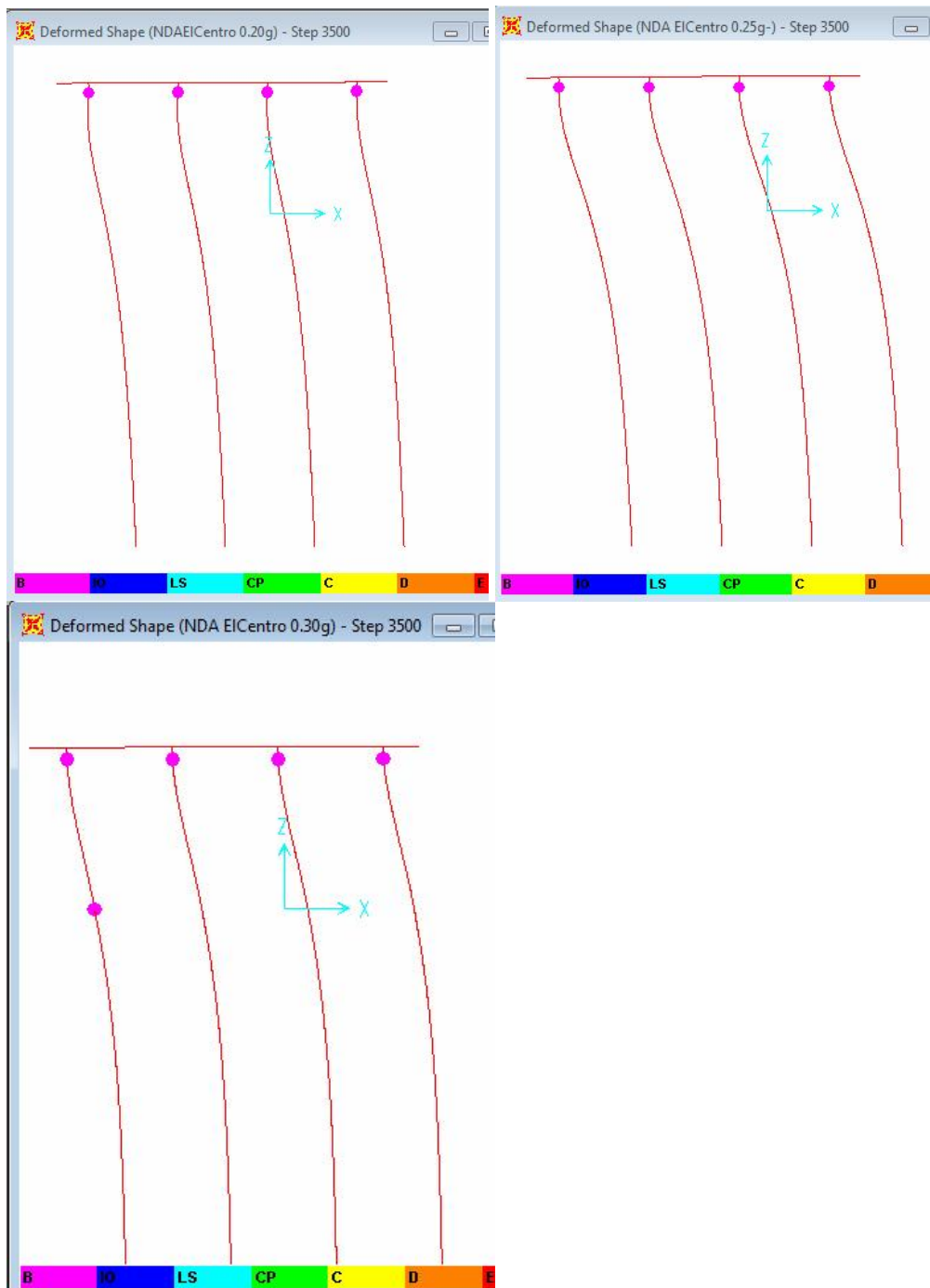
Врхови стубова:	4 Y (1Y/стубу)	Врхови стубова:	4 Y (1Y/стубу)
Дно стубова:	2 Y	Дно стубова:	4 Y (1Y/стубу)
Везне Греде:	6 IO (3x2 IO; 2 IO /VG)	Везне Греде:	6 IO (3x2 IO; 2 IO /VG)
Шипови:	6 Y (2x4 Y)	Шипови:	16 Y (4x4 Y; 4 Y /шипу)

Конструкција се са тлом као еластичним опругама  $k=6000$  kN/m. добро понаша под горе наведеном временском историјом земљотреса, у интервалу PGA од 0,20 g до 0,30 g. Нема одвајања конструкције и тла јер је тло моделовано као еластично. Вршно померање дна стуба-површи тла за PGA 0,30 g =7,50 cm.



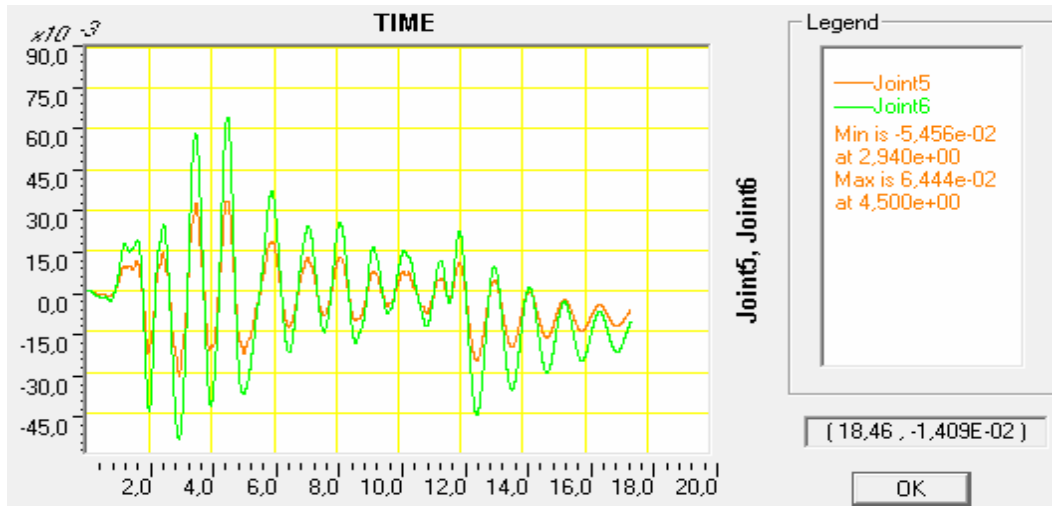
Слика 5.5.5.7 Први удар земљотреса. PGA 0,30g VR86FocsNS. NDA. VG 40x60 ± 2x2 RØ14 MB30. Тло еластичне опруге 6000 kN/m. Померање дна стуба-површи тла, max померање дна стуба 7,503 cm.

### 5.6.1. ОДГОВОР НА ELCENTRO ЈЕДНОСЛОЈНО ТЛО, ОСНОВНИ МОДЕЛ (БЕЗ ВГ)

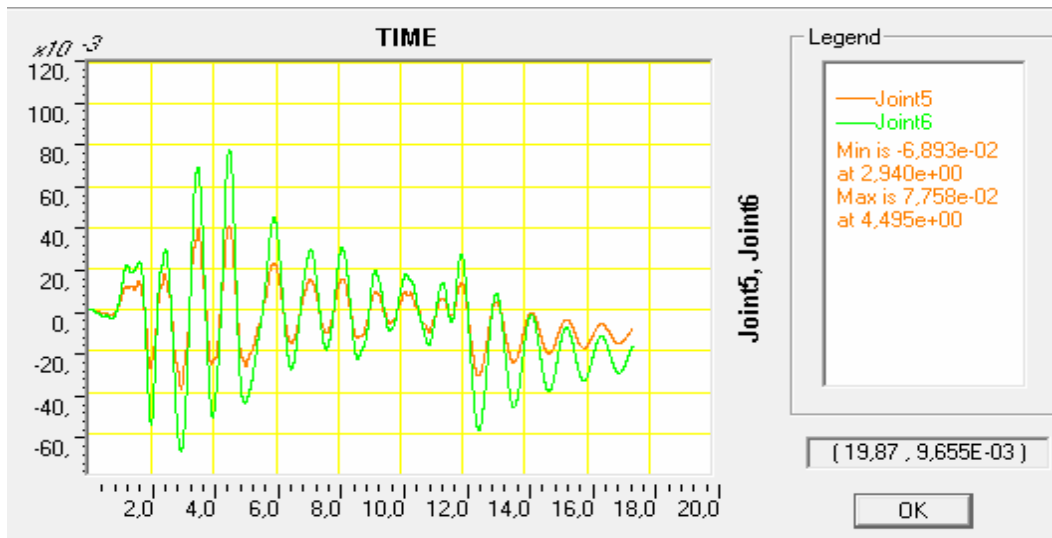


Слика 5.6.1.1. NDA Стање на крају записа убрзања EICentro. Тло једнослојно  $r_u \varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, горе лево PGA 0,20 g, горе десно PGA 0,25g, доле лево PGA 0,30g

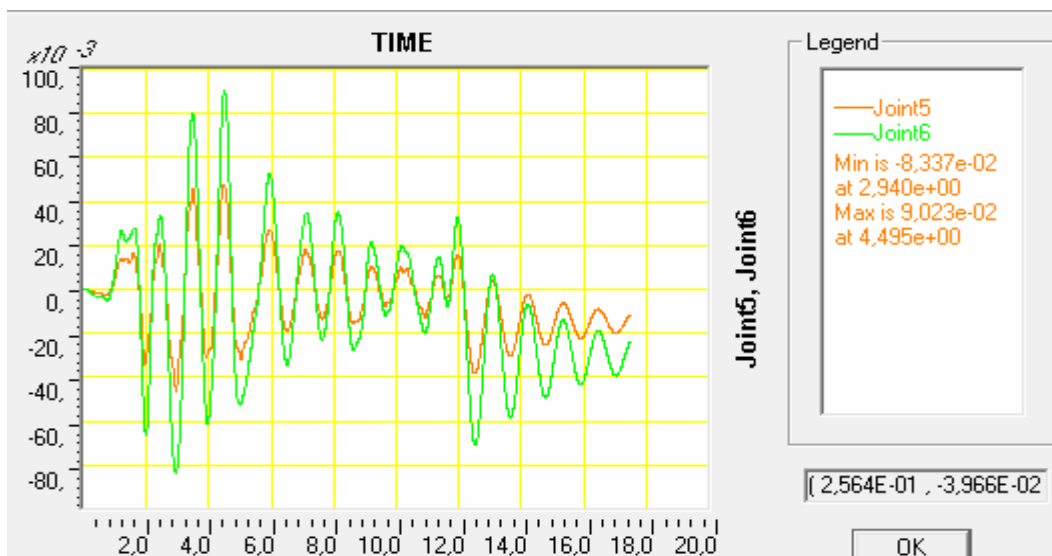
Сви пластични зглобови стања почетак течења Y.



Слика 5.6.1.2. NDA Померање за запис убрзања ElCentro. Основни модел (без ВГ). Тло једнослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,20 g.  $U_{max}=6,444$  cm,  $U_{min}=5,456$  cm.



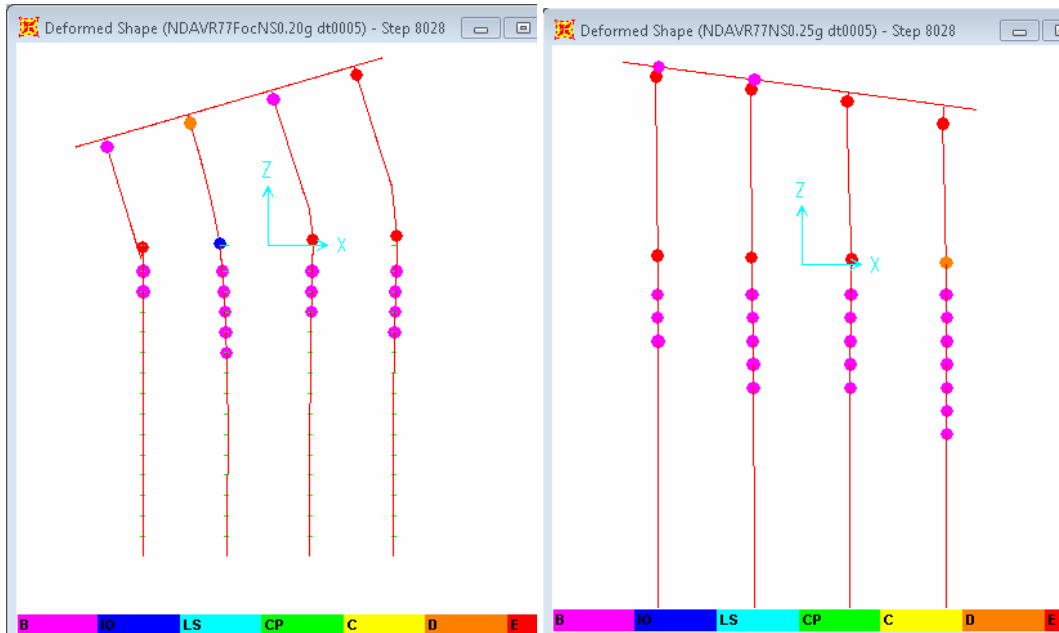
Слика 5.6.1.3. NDA Померање за запис убрзања ElCentro. Основни модел (без ВГ). Тло једнослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,25 g.  $U_{max}=7,758$  cm,  $U_{min}=6,893$  cm.



Слика 5.6.1.4. NDA Померање за запис убрзања ElCentro. Основни модел (без ВГ). Тло једнослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,30 g.  $U_{max}=9,023$  cm,  $U_{min}=8,337$  cm.

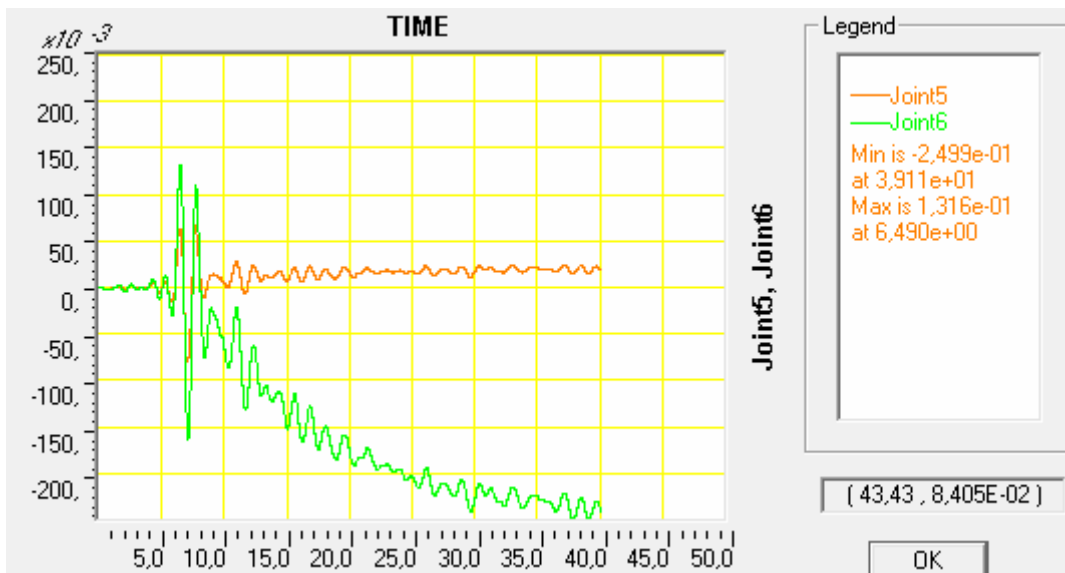


### 5.6.2. ОДГОВОР НА VR77NS - ЈЕДНОСЛОЈНО ТЛО, ОСНОВНИ МОДЕЛ (без ВГ)

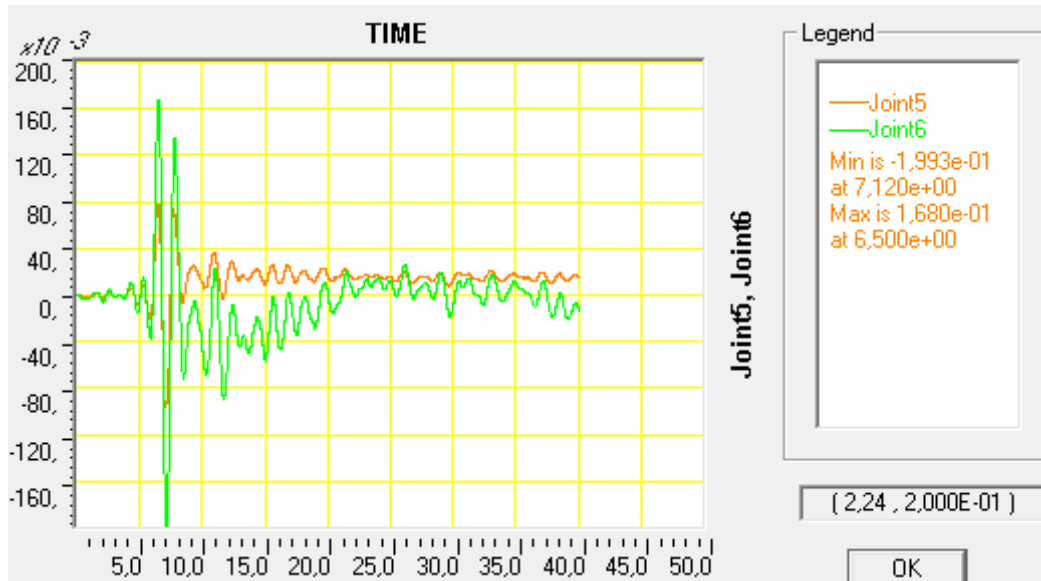


Слика 5.6.2.1. NDA Стање на крају записа убрзања VR77NS. Тло једнослојно  $p$ -у  $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, горе лево PGA 0,20 g слом конструкције, горе десно PGA 0,25g, 0,25g

Врхови стубова:	2Y+1D+1E	Путна плоча-гред:	2Y
Дно стубова:	11O+3E	Врхови стубова:	4 E (1Y/стубу)
Везне Греде:	-	Дно стубова:	1D+3E
Шипови:	-	Везне Греде:	-
		Шипови:	-



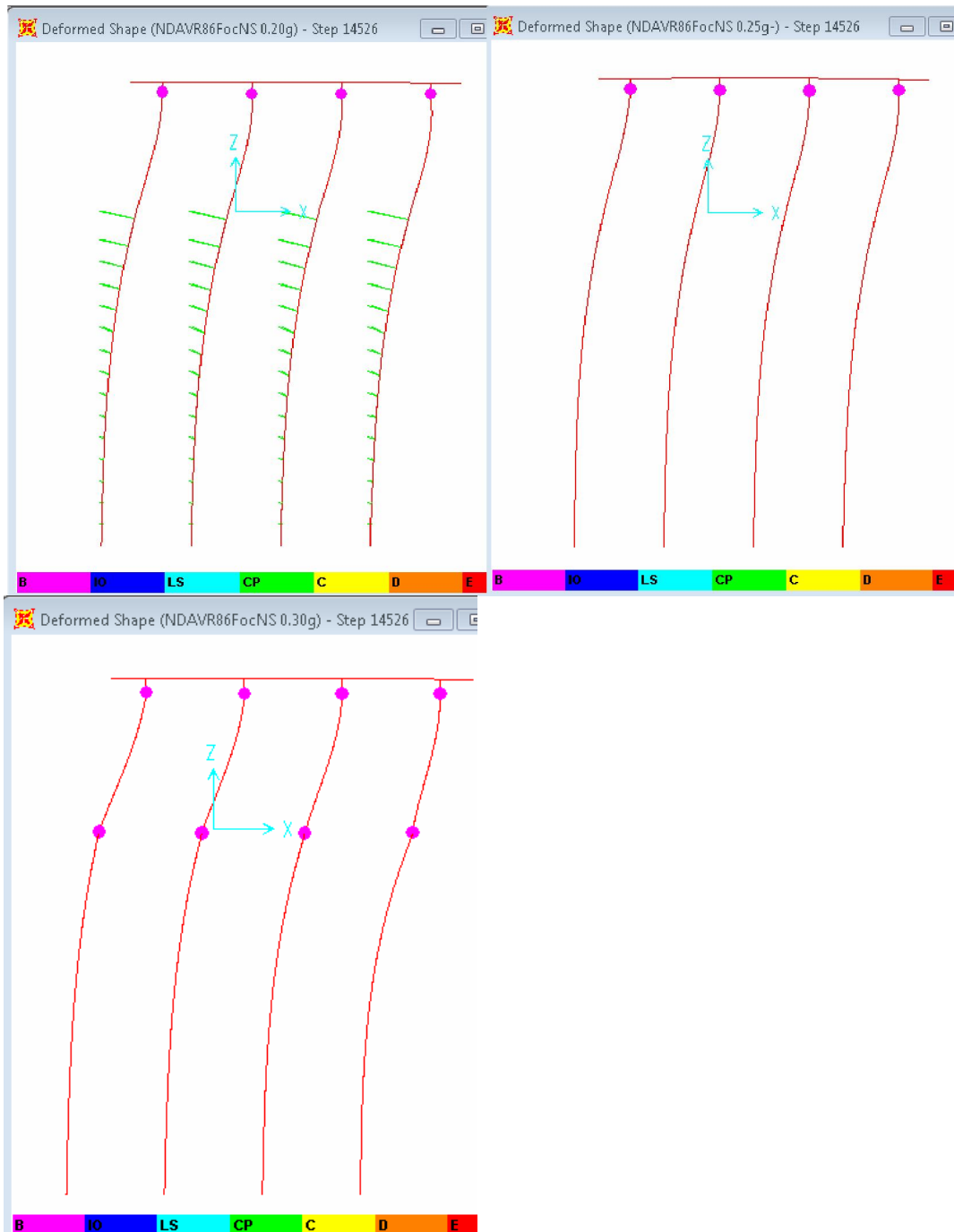
Слика 5.6.2.2. NDA Померање за запис убрзања VR77NS. Основни модел (без ВГ). Тло једнослојно  $p$ -у  $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,20 g.  $U_{max}=13,16$  cm,  $U_{min}=24,99$  cm дивергира.



Слика 5.6.2.3. NDA Померање за запис убрзања VR77NS. Основни модел (без ВГ). Тло једнослојно  $p$ - $u$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,25 g.  $U_{max}=16,80$  cm,  $U_{min}=19,93$  cm.

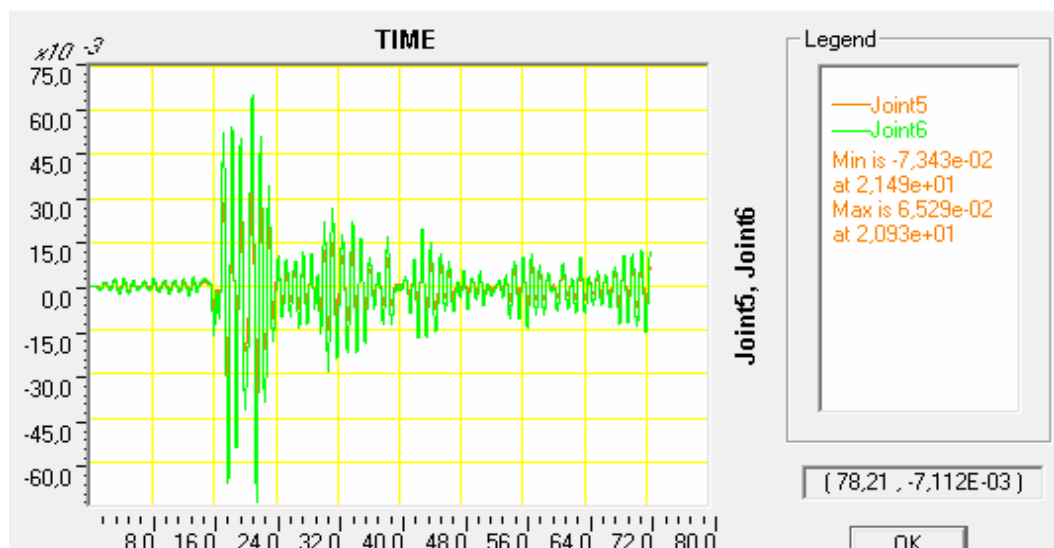
Само на основу дијаграма померања чворова у овом случају модела и акцелерограма могао би се донети погрешан закључак да је конструкција у бољем стању за PGA 0,25 g него за PGA 0,20. Тако да је потребно минимално спровести контролу резултата стања пластичних зглобова на крају земљотреса и померања чворова стуба. Након процене тих података може се допунити анализа дејства додатним потребним резултатима.

### 5.6.3. ОДГОВОР НА VR86FocNS ЈЕДНОСЛОЈНО ТЛО, ОСНОВНИ МОДЕЛ (без ВГ)

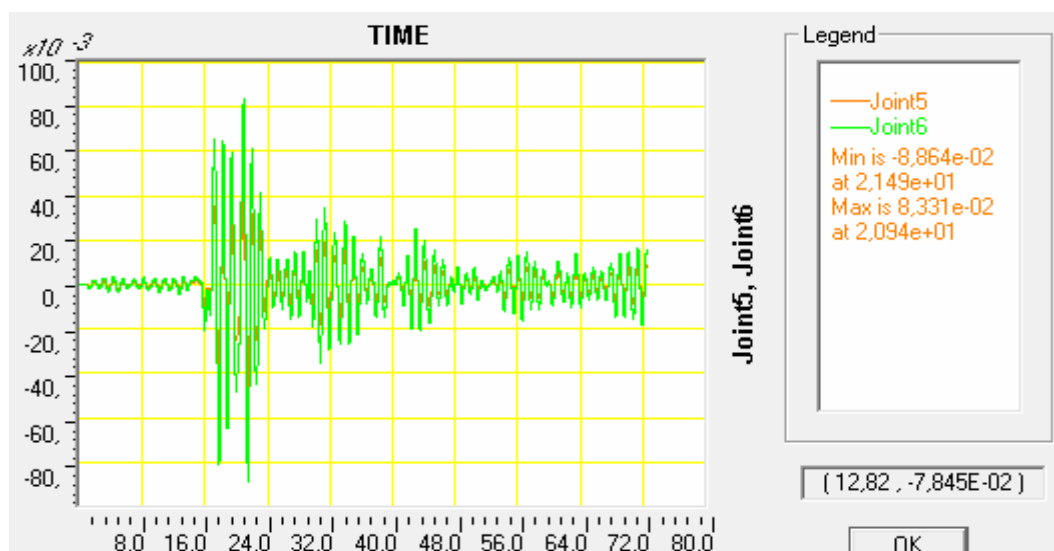


Слика 5.6.3.1. NDA Стање на крају записа убрзања VR86FocNS. Тло једнослојно  $p$ -у  $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, горе лево PGA 0,20 g, горе десно PGA 0,25 g, доле лево PGA 0,30 g.

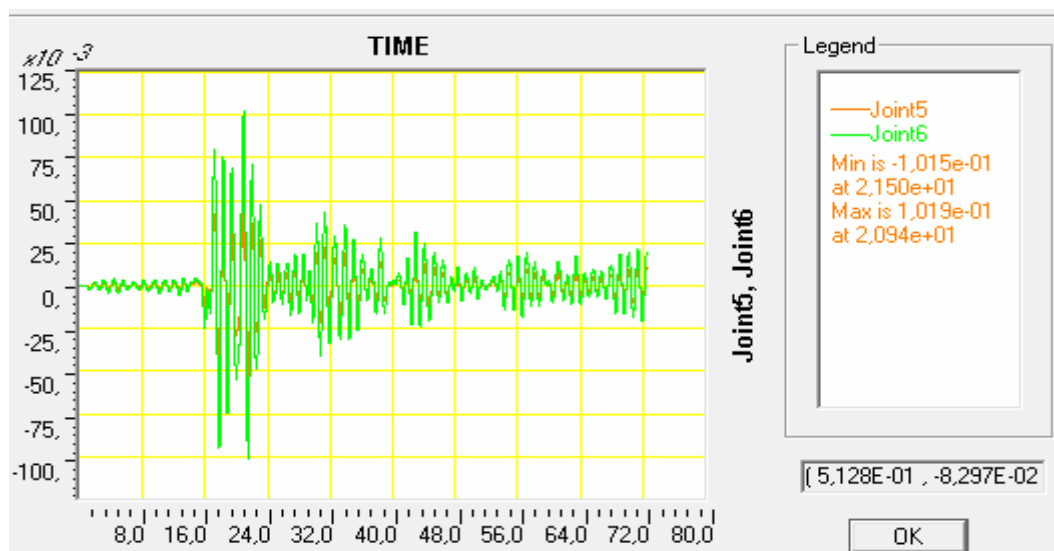
Сви пластични зглобови стања: почетак течења Y.



Слика 5.6.3.2. NDA Померање за записа убрзања VR86FocNS. Основни модел (без ВГ). Тло једнослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,20 g.  $U_{max}=6,529$  cm,  $U_{min}=7,343$  cm

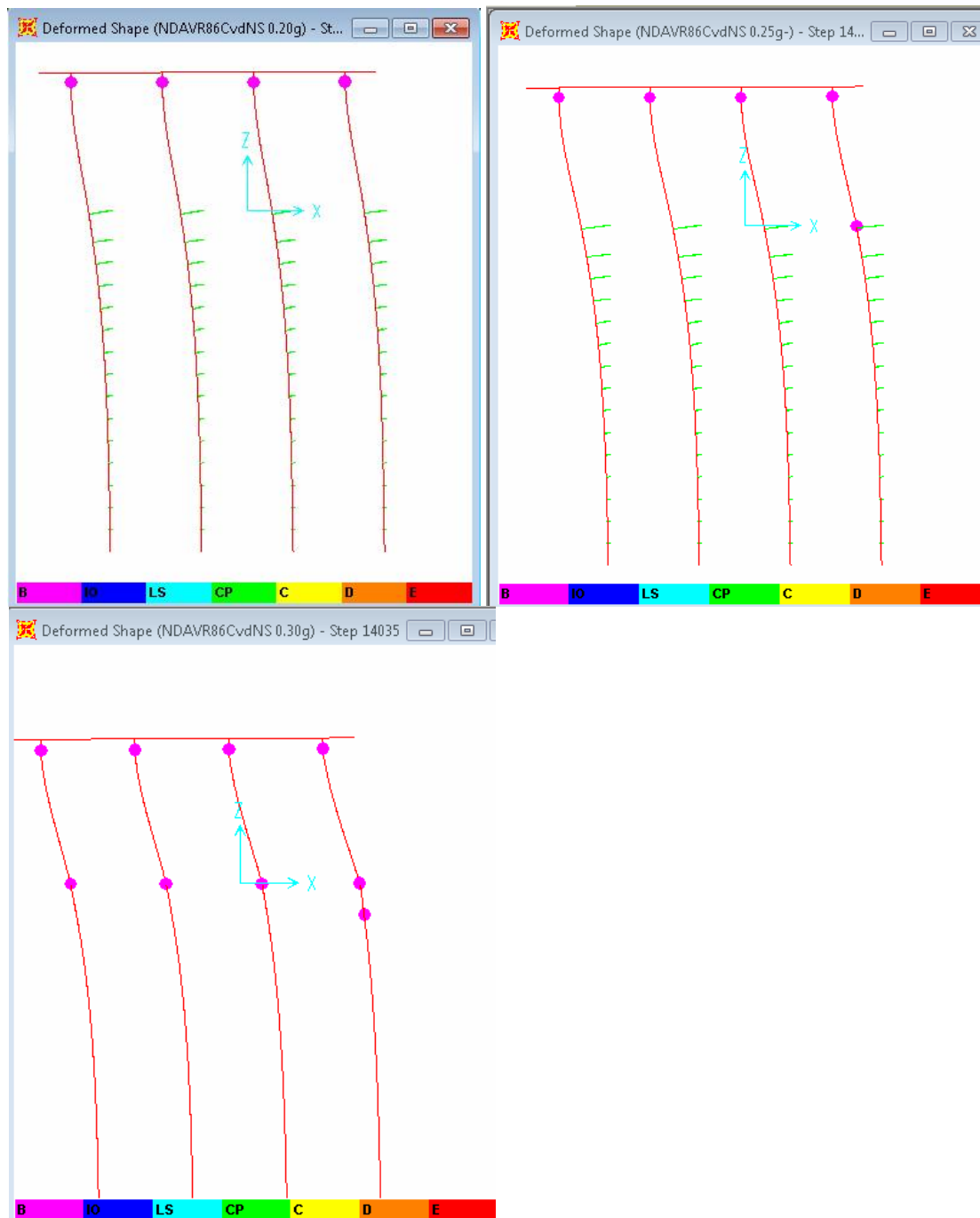


Слика 5.6.3.3. NDA Померање за записа убрзања VR86FocNS. Основни модел (без ВГ). Тло једнослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,25 g.  $U_{max}=8,331$  cm,  $U_{min}=8,864$  cm



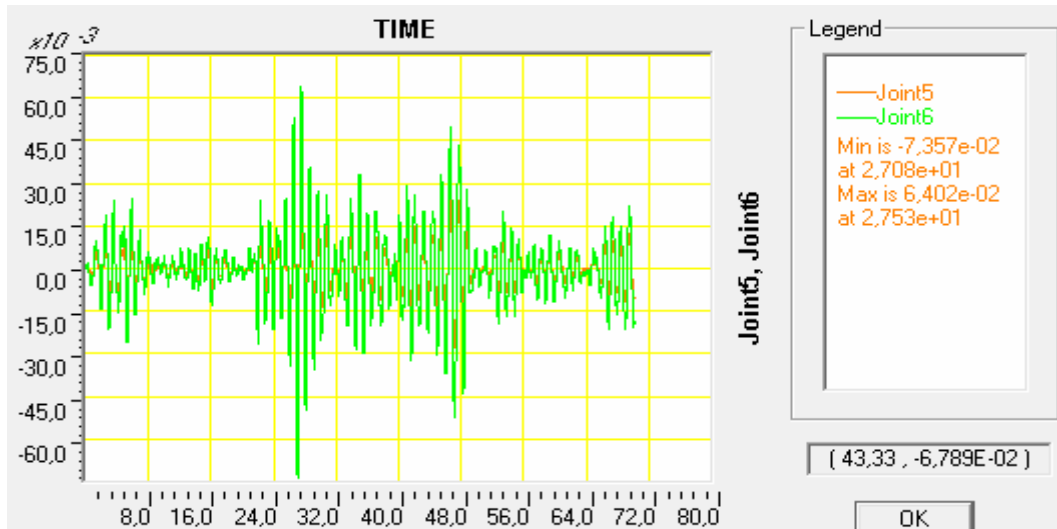
Слика 5.6.3.4. NDA Померање за записа убрзања VR86FocNS. Основни модел (без ВГ). Тло једнослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,30 g.  $U_{max}=10,19$  cm,  $U_{min}=10,15$  cm

### 5.6.4. ОДГОВОР НА VR86CVDNS ЈЕДНОСЛОЈНО ТЛО, ОСНОВНИ МОДЕЛ (БЕЗ ВГ).

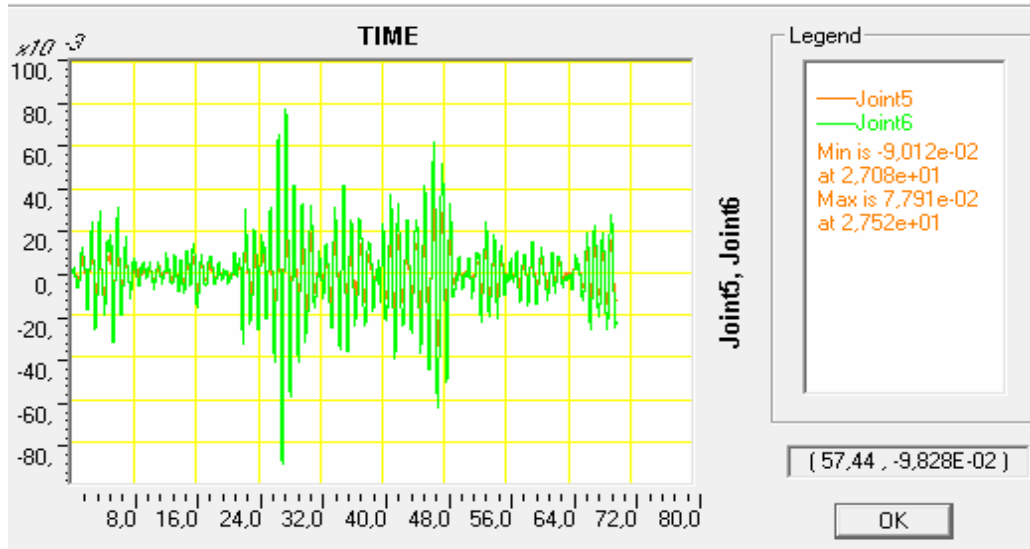


Слика 5.6.4.1. NDA Стање на крају записа убрзања VR86CvdNS. Тло двослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, горе лево PGA 0,20 g, горе десно PGA 0,25 g, доле лево PGA 0,30 g.

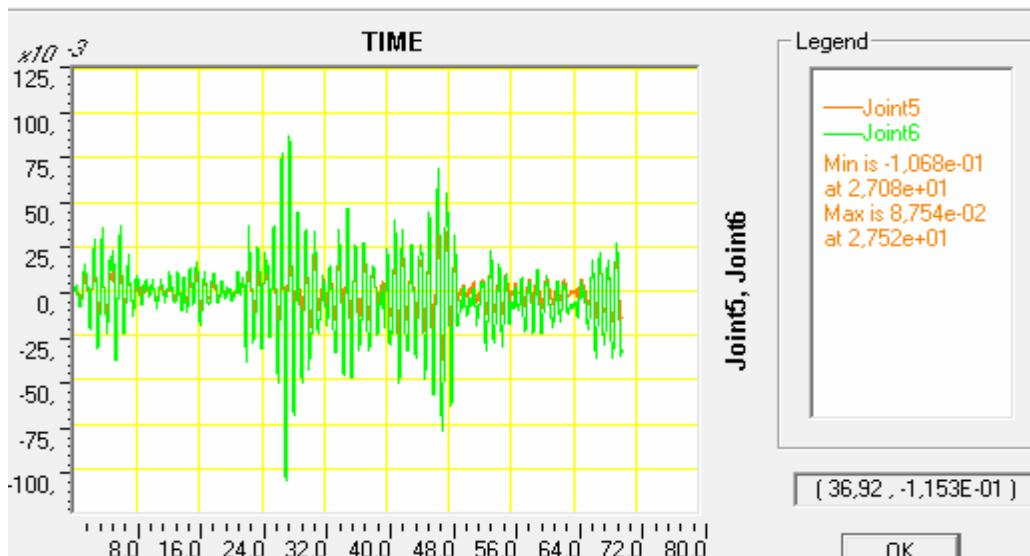
Сви пластични зглобови стања почетак течења Y.



Слика 5.6.4.2. NDA Померање за запис убрзања VR86CvdNS. Основни модел (без ВГ). Тло једнослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,20 g.  $U_{max}=6,402$  cm,  $U_{min}=7,375$  cm

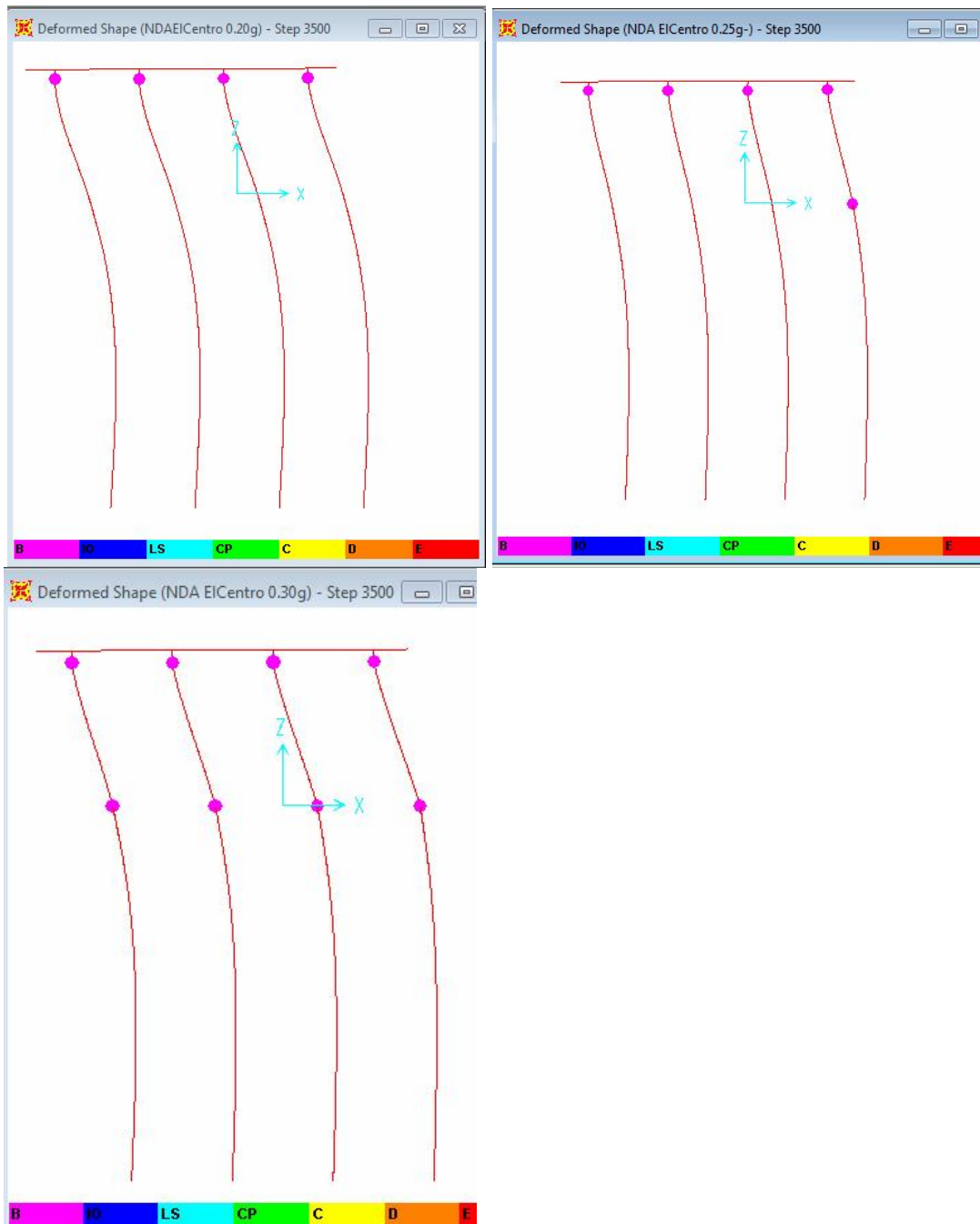


Слика 5.6.4.3. NDA Померање за запис убрзања VR86CvdNS. Основни модел (без ВГ). Тло једнослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,25 g.  $U_{max}=7,791$  cm,  $U_{min}=9,012$  cm



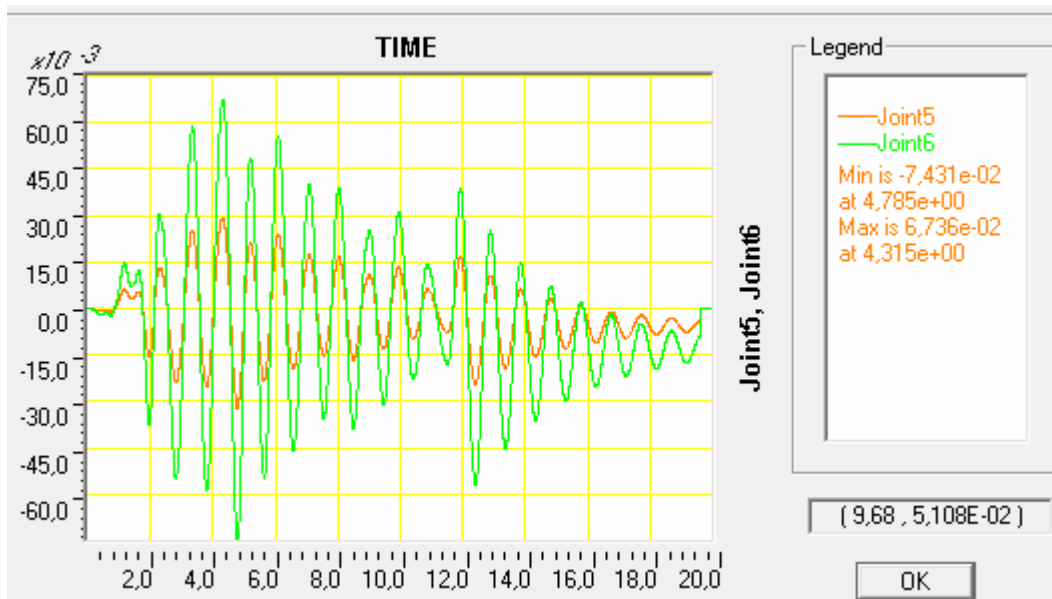
Слика 5.6.4.4. NDA Померање за запис убрзања VR86CvdNS. Основни модел (без ВГ). Тло једнослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,30 g.  $U_{max}=8,754$  cm,  $U_{min}=10,68$  cm

### 5.6.5. ОДГОВОР НА ELCENTRO ДВОСЛОЈНО ТЛО, ОСНОВНИ МОДЕЛ (без ВГ) ГОРЊИ СЛОЈ СЛАБИЈИ НЕЛИНЕАРНИ ДЕО P-У КРИВЕ

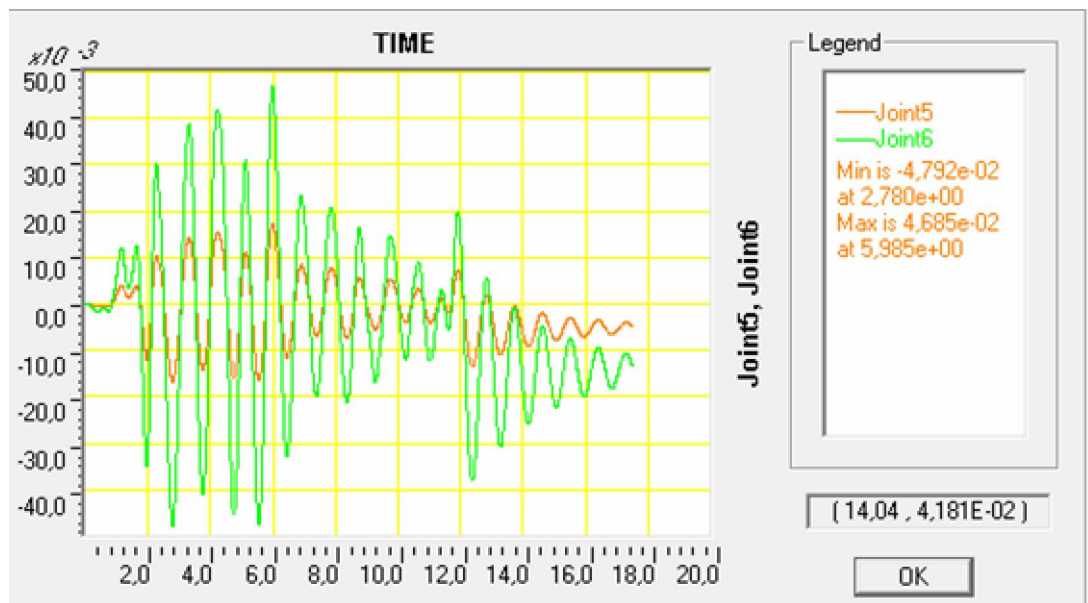


Слика 5.6.5.1. NDA Стање на крају записа убрзања EICentro. Тло двослојно  $r_u \varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>,  $L_1=5,5$  m,  $\gamma_l=9,6$  kN/m<sup>3</sup>, горе лево PGA 0,20 g, горе десно PGA 0,25 g, доле лево PGA 0,30 g.

Сви пластични зглобови стања: почетак течења Y.

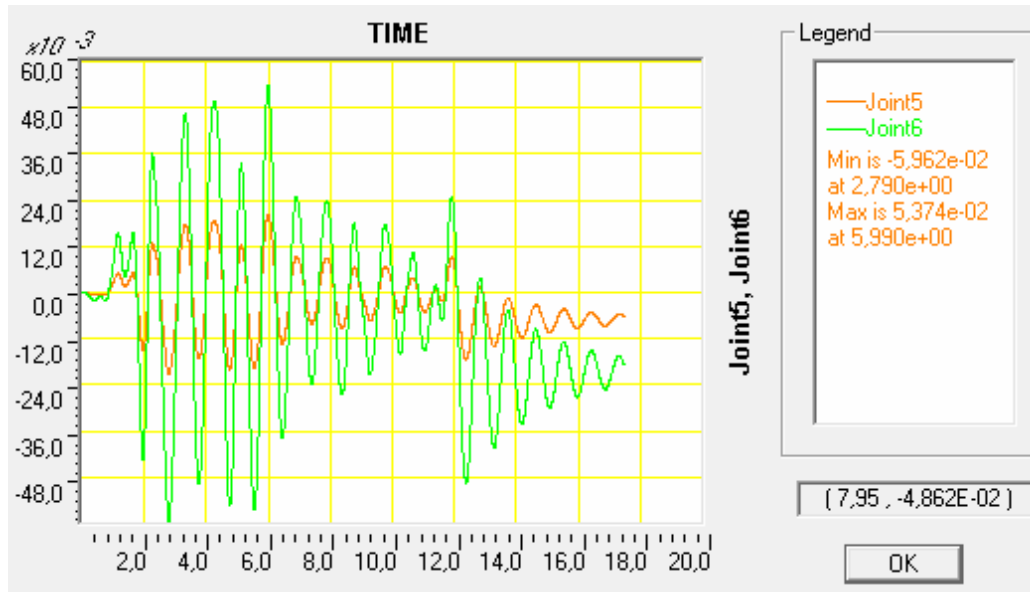


Слика 5.6.5.2. LDA Померање за записа убрзања ElCentro. Основни модел (без ВГ). Тло двослојно  $p$ - $y$   
 $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>,  $L1=5,5$  m,  $\gamma l=9,6$  kN/m<sup>3</sup>, PGA 0,20 g.  
 $U_{max}=6,736$  cm,  $U_{min}=7,431$  cm.

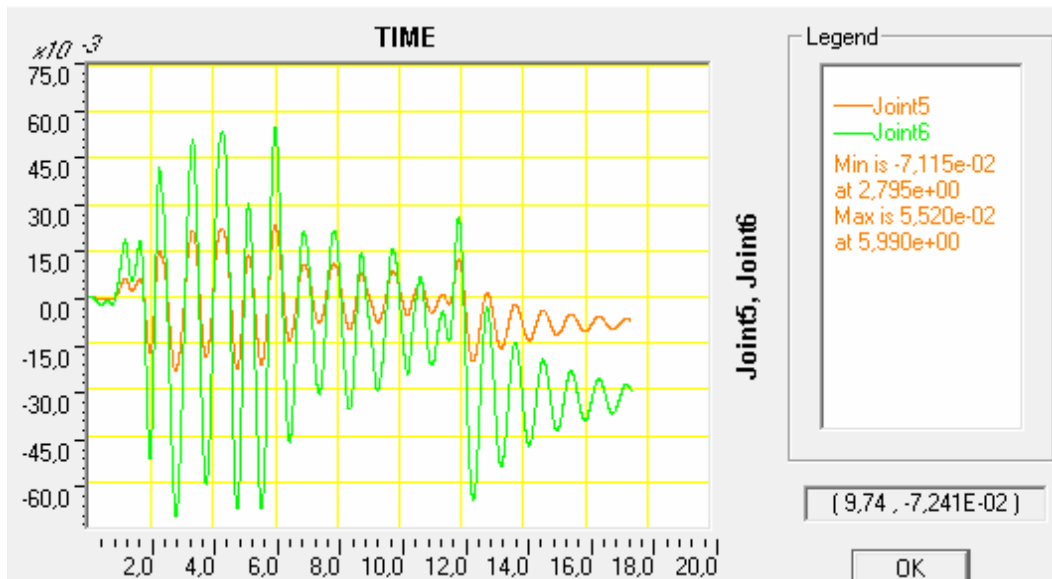


Слика 5.6.5.3. NDA Померање за записа убрзања ElCentro. Основни модел (без ВГ). Тло двослојно  $p$ - $y$   
 $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>,  $L1=5,5$  m,  $\gamma l=9,6$  kN/m<sup>3</sup>, PGA 0,20 g.  
 $U_{max}=4,685$  cm,  $U_{min}=4,792$  cm.



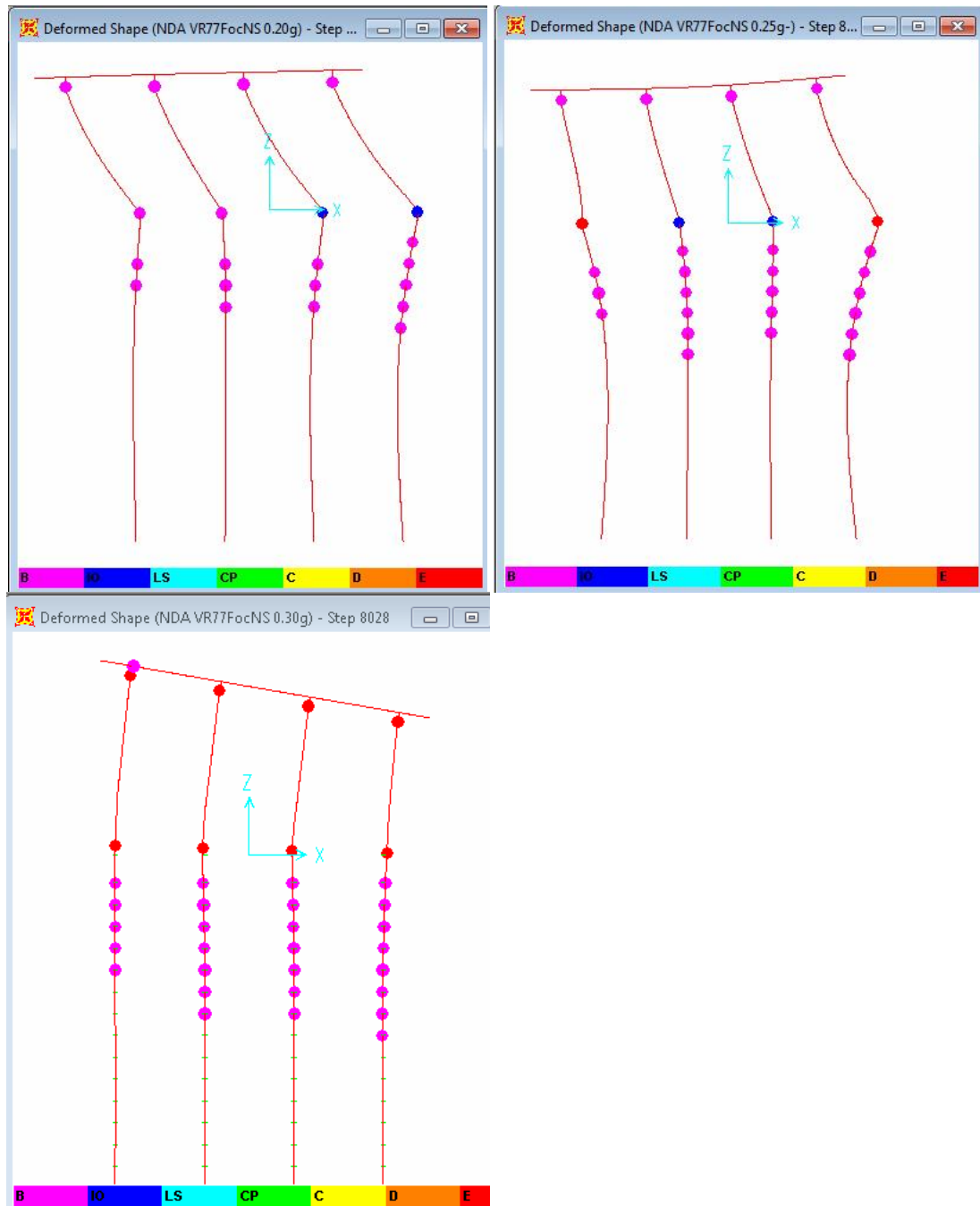


Слика 5.6.5.4. NDA Померање за записа убрзања ElCentro. Основни модел (без ВГ). Тло двослојно  $p$ - $y$   
 $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>,  $L1=5,5$  m,  $\gamma l=9,6$  kN/m<sup>3</sup>, PGA 0,25 g.  
 $U_{max}=5,374$  cm,  $U_{min}=5,962$  cm.



Слика 5.6.5.5. NDA Померање за записа убрзања ElCentro. Основни модел (без ВГ). Тло двослојно  $p$ - $y$   
 $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>,  $L1=5,5$  m,  $\gamma l=9,6$  kN/m<sup>3</sup>, PGA 0,30 g.  
 $U_{max}=5,520$  cm,  $U_{min}=7,115$  cm.

### 5.6.6. ОДГОВОР НА VR77NS ДВОСЛОЈНО ТЛО, ОСНОВНИ МОДЕЛ (БЕЗ ВГ) ГОРЊИ СЛОЈ СЛАБИЈИ НЕЛИНЕАРНИ ДЕО P-Y КРИВЕ



Слика 5.6.6.1. NDA Стање на крају записа убрзања VR77NS. Тло двослојно горе лево PGA 0,20 g, горе десно PGA 0,25 g доле лево PGA 0,30 g. За PGA 0,30 g јавља се зглоб у путној плочи 1Y.

0,20 g

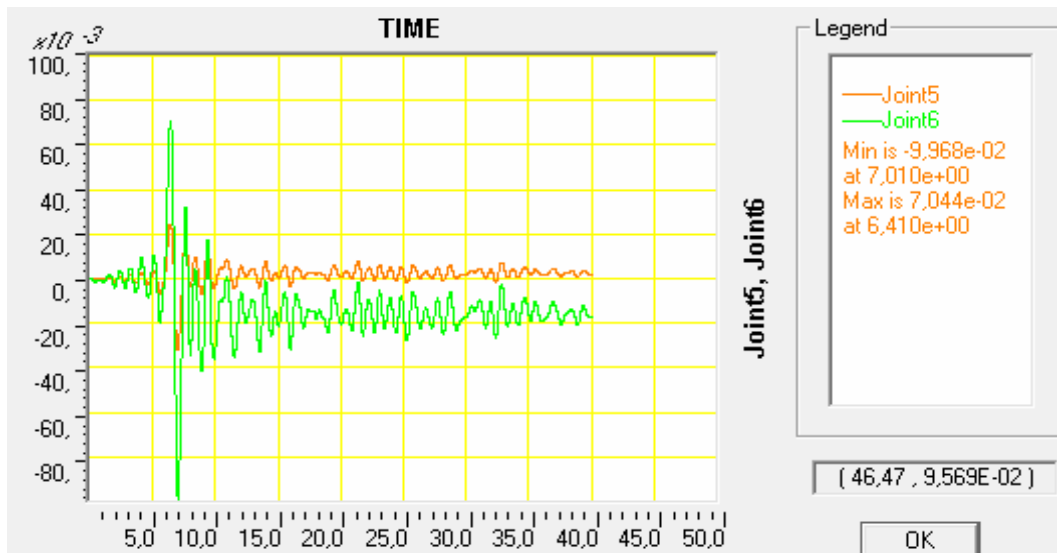
Врхови стубова: 4Y  
 Дно стубова: 2Y+2IO  
 Везне Греде: -  
 Шипови: 2Y+3Y+3Y+5Y=13

0,25g

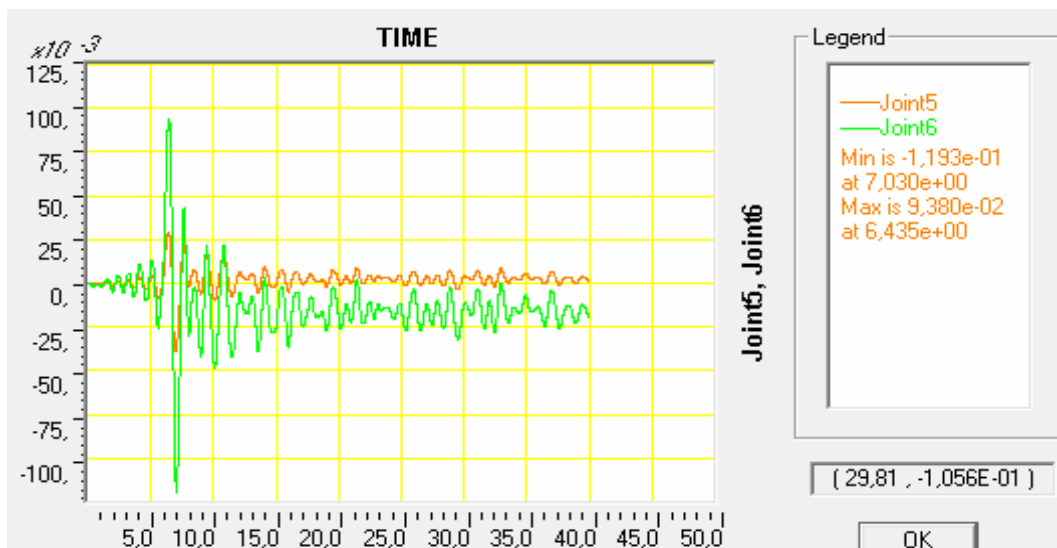
Врхови стубова: 4Y  
 Дно стубова: 2E+2IO  
 Везне Греде: -  
 Шипови: 3Y+6Y+5Y+6Y=20

0,30 g

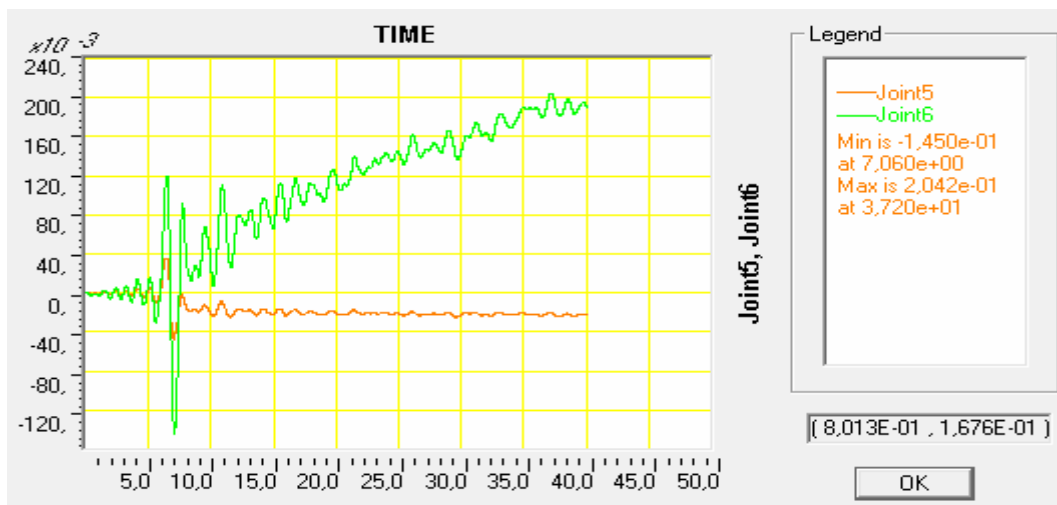
Путна плоча 1Y  
 Врхови стубова: 4E  
 Дно стубова: 4E  
 Везне Греде: -  
 Шипови: 5Y+7Y+7Y+8Y=27



Слика 5.6.6.2. NDA Померање за записа убрзања VR77NS. Основни модел (без ВГ). Тло двослојно, PGA 0,20 g. Umax=9,968 cm, Umin=7,044 cm.

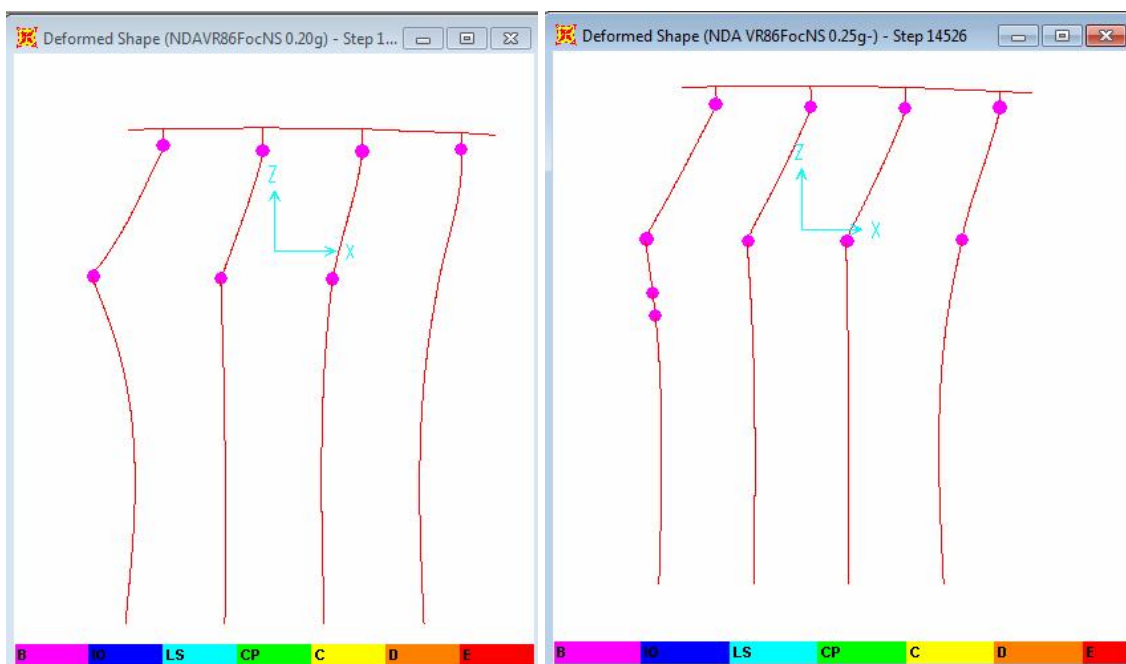


Слика 5.6.6.3. NDA Померање за записа убрзања VR77NS. Основни модел (без ВГ). Тло двослојно, PGA 0,25 g. Umax=9,38 cm, Umin=11,93 cm.



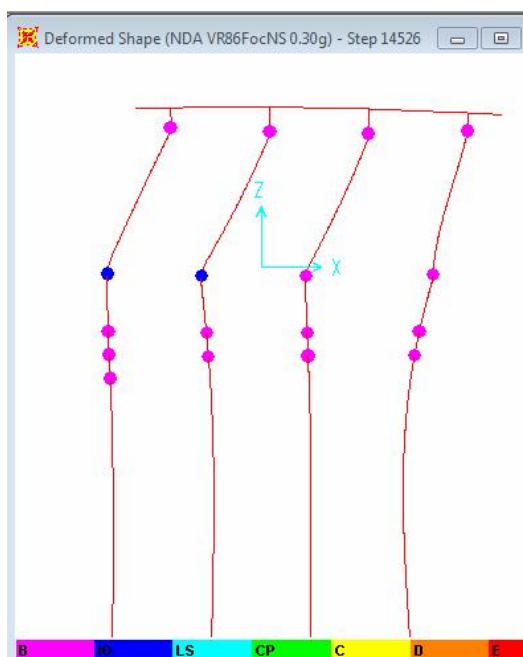
Слика 5.6.6.3. NDA Померање за записа убрзања VR77NS. Основни модел (без ВГ). Тло двослојно, PGA 0,30 g. Umax=- cm, Umin=- cm. ДИВЕРГИРА.

### 5.6.7. ОДГОВОР НА VR86FocNS ДВОСЛОЈНО ТЛО, ОСНОВНИ МОДЕЛ (без ВГ) ГОРЊИ СЛОЈ СЛАБИЈИ НЕЛИНЕАРНИ ДЕО P-Y КРИВЕ



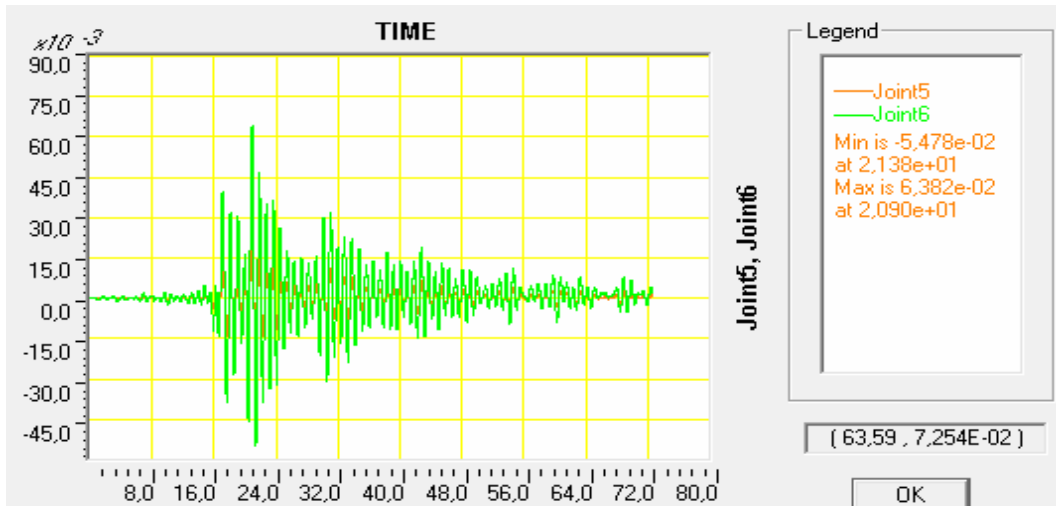
Слика 5.6.7.1. NDA Стање на крају записа убрзања VR86FocNS. Тло двослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>,  $L_1=5,5$  m,  $\gamma l=9,6$  kN/m<sup>3</sup>, Горe лево PGA 0,20 g, горe десно PGA 0,25 g.

Сви пластични зглобови за 0,20 и 0,25g су стања почетак течења –Y.

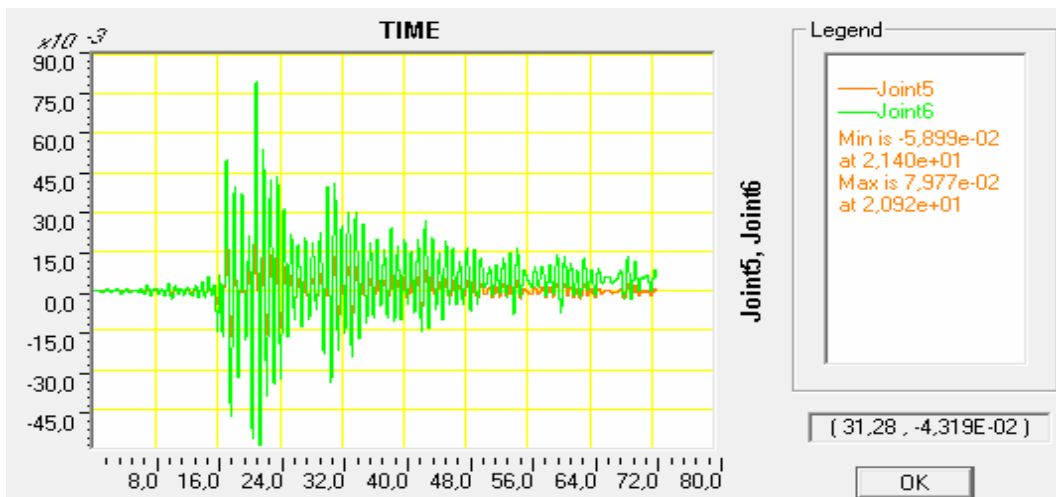


Слика 5.6.7.2. NDA Стање на крају записа убрзања VR86FocNS. Тло двослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>,  $L_1=5,5$  m,  $\gamma l=9,6$  kN/m<sup>3</sup>, PGA 0,30 g  
0,30g

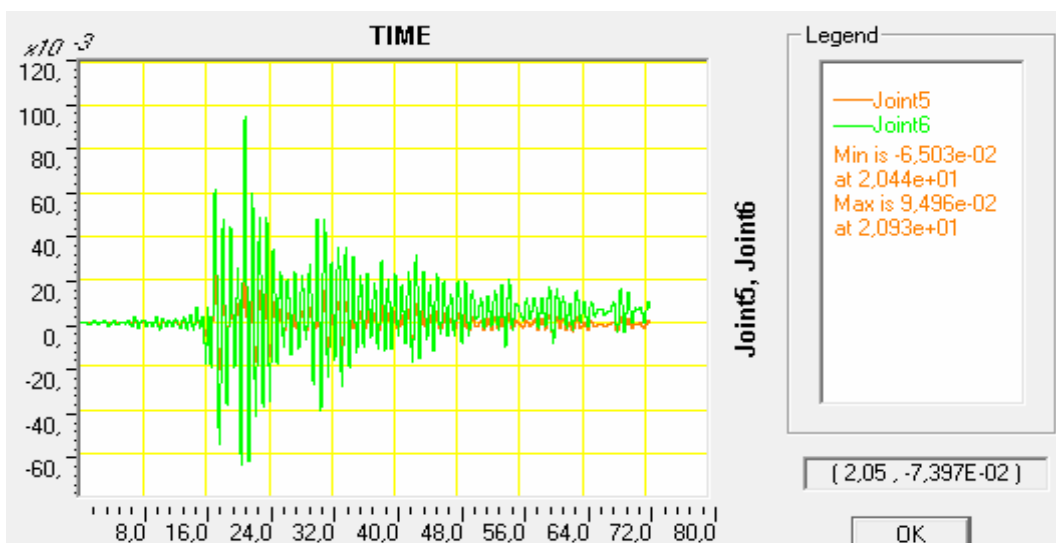
Врхови стубова:	4Y
Дно стубова:	2Y+2IO
Везне Грeде:	-
Шипови:	3Y+2Y+2Y+2Y=9



Слика 5.6.7.3. NDA Померање за записа убрзања VR86FocNS. Основни модел (без ВГ). Тло двослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>,  $L1=5,5$  m,  $\gamma l=9,6$  kN/m<sup>3</sup>, PGA 0,20 g.  $U_{max}=6,382$  cm,  $U_{min}=5,478$  cm.

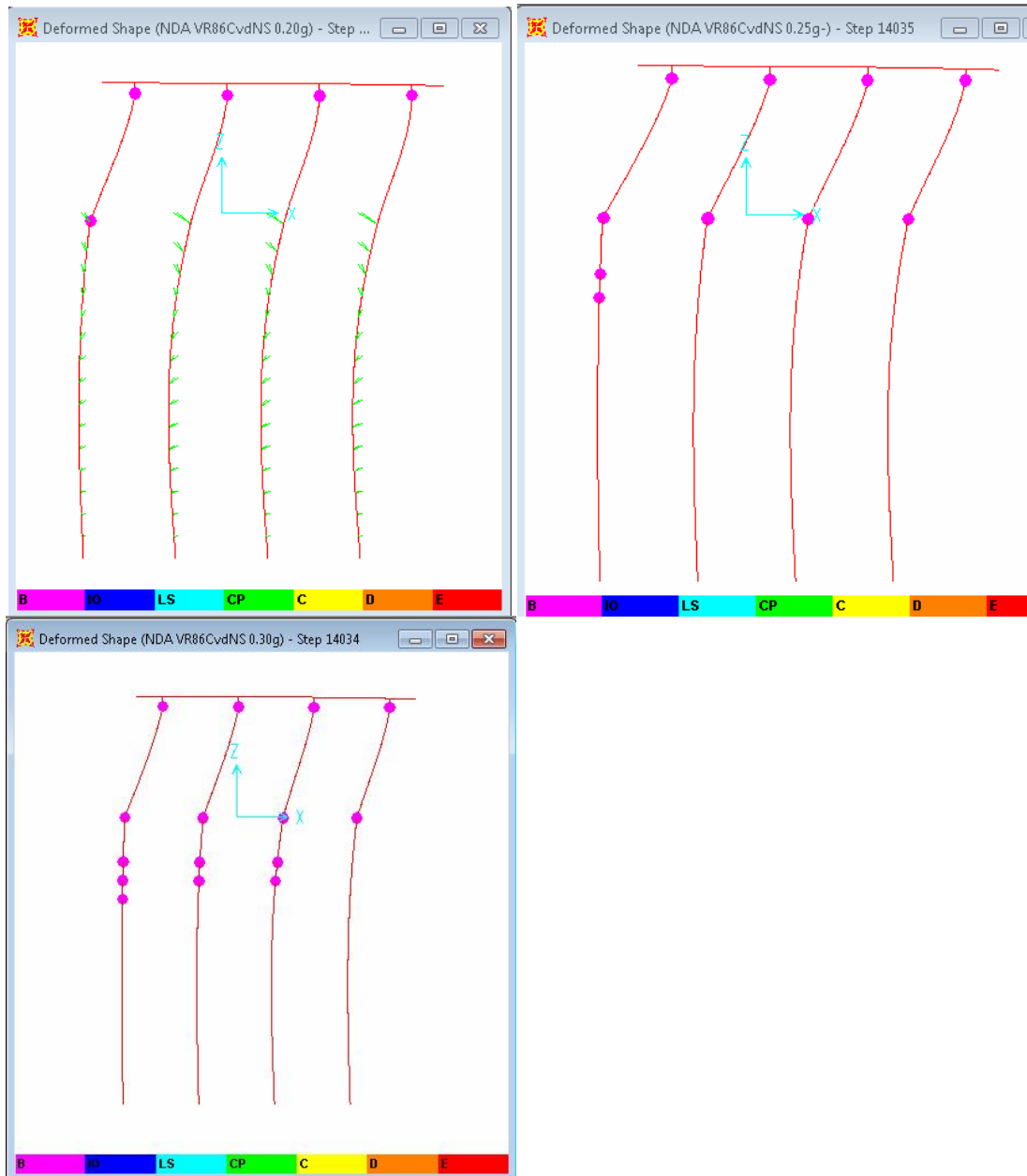


Слика 5.6.7.4. NDA Померање за записа убрзања VR86FocNS. Основни модел (без ВГ). Тло двослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>,  $L1=5,5$  m,  $\gamma l=9,6$  kN/m<sup>3</sup>, PGA 0,25 g.  $U_{max}=7,977$  cm,  $U_{min}=5,899$  cm.



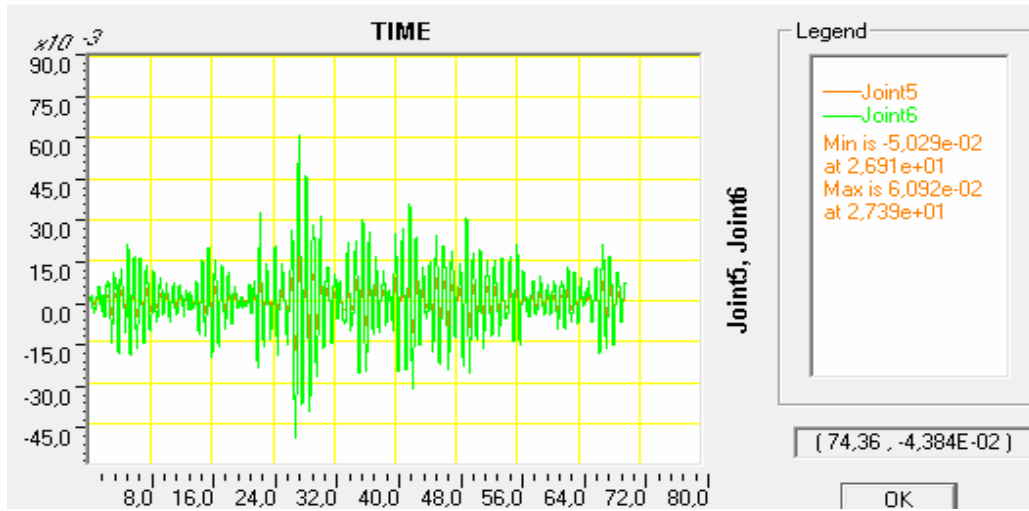
Слика 5.6.7.5. NDA Померање за запис убрзања VR86FocNS. Основни модел (без ВГ). Тло двослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>,  $L1=5,5$  m,  $\gamma l=9,6$  kN/m<sup>3</sup>, PGA 0,30 g.  $U_{max}=9,496$  cm,  $U_{min}=6,503$  cm.

### 5.6.8. ОДГОВОР НА VR86CvdNS ДВОСЛОЈНО ТЛО, ОСНОВНИ МОДЕЛ (без ВГ) ГОРЊИ СЛОЈ СЛАБИЈИ НЕЛИНЕАРНИ ДЕО P-Y КРИВЕ

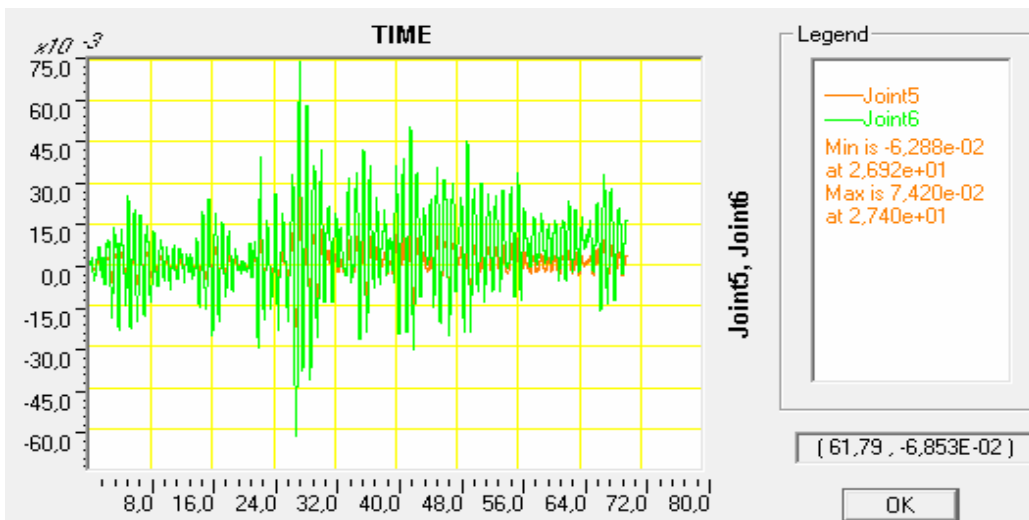


Слика 5.6.8.1. NDA Стање на крају записа убрзања VR86CvdNS. Тло двослојно  $p$ - $y$   $\phi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>,  $L_1=5,5$  m,  $\gamma I=9,6$  kN/m<sup>3</sup>, Горe лево PGA 0,20 g, горe десно PGA 0,25g доле лево PGA 0,30g

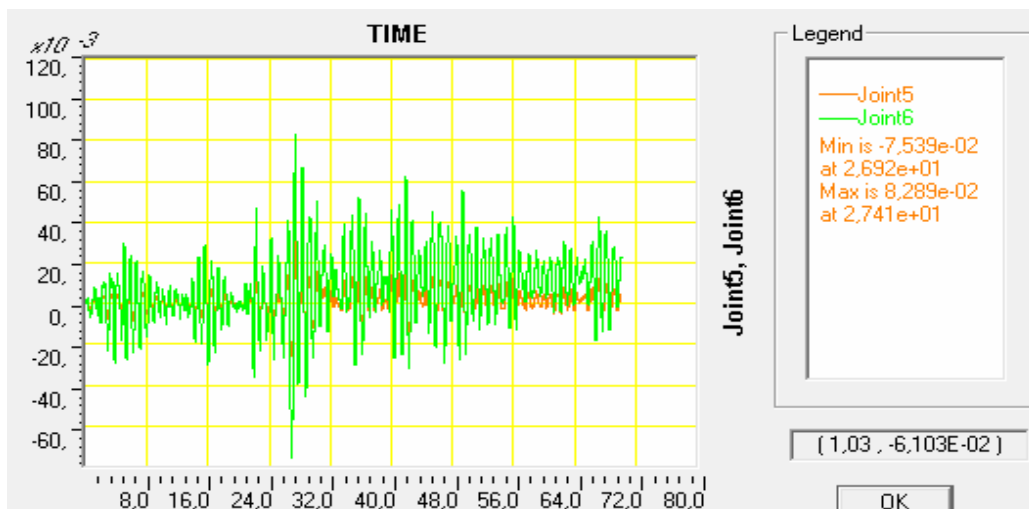
Сви пластични зглобови за PGA 0,20, 0,25 и 0,30 g су стања почетак течења: Y



Слика 5.6.8.2. NDA Померање за запис убрзања VR86CvdNS. Основни модел (без ВГ). Тло двослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>,  $L1=5,5$  m,  $\gamma l=9,6$  kN/m<sup>3</sup>, PGA 0,20 g.  $U_{max}=6,092$  cm,  $U_{min}=5,029$  cm.

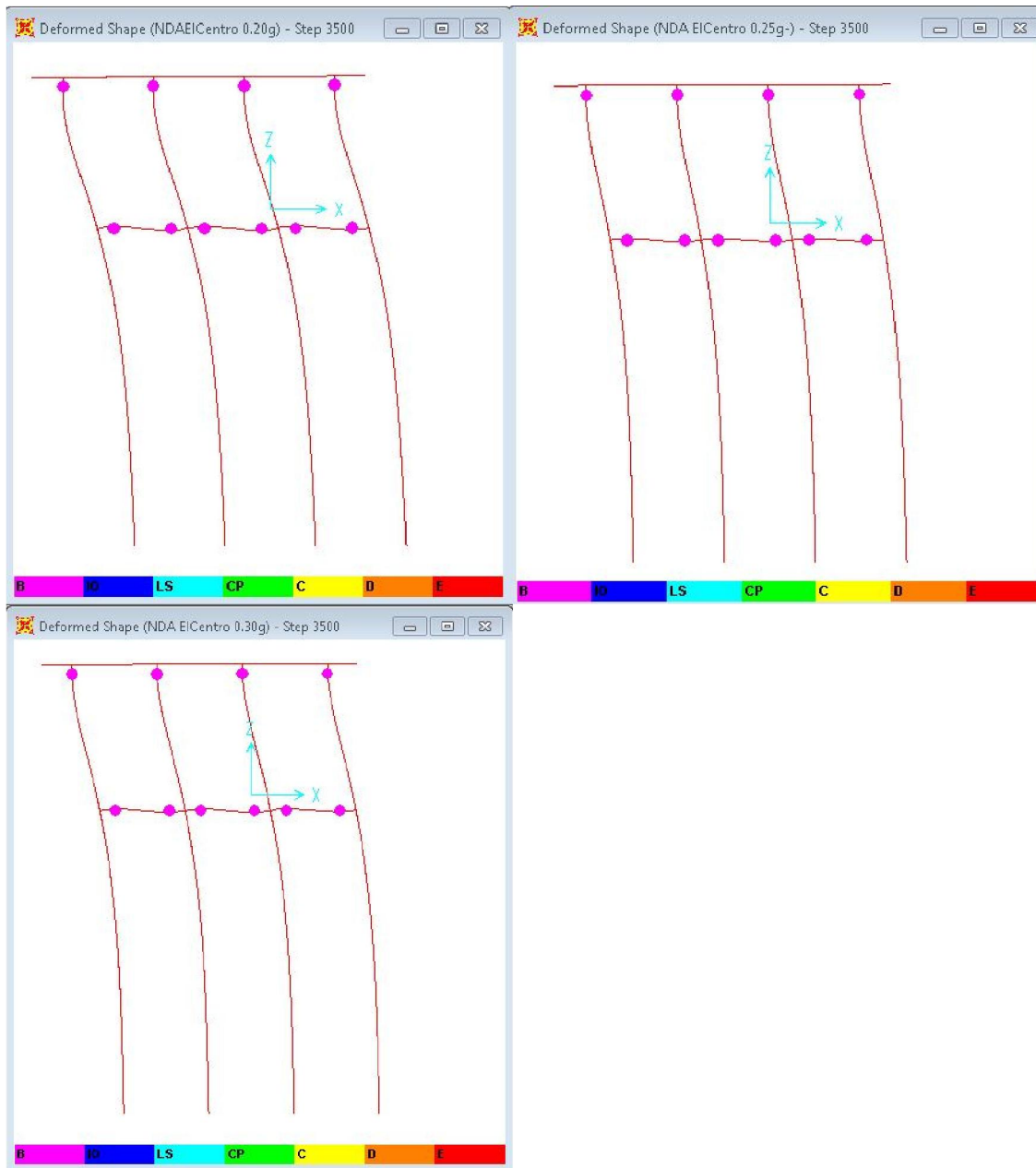


Слика 5.6.8.3. NDA Померање за запис убрзања VR86CvdNS. Основни модел (без ВГ). Тло двослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>,  $L1=5,5$  m,  $\gamma l=9,6$  kN/m<sup>3</sup>, PGA 0,25 g.  $U_{max}=7,420$  cm,  $U_{min}=6,288$  cm.



Слика 5.6.8.4. NDA Померање за запис убрзања VR86CvdNS. Основни модел (без ВГ). Тло двослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>,  $L1=5,5$  m,  $\gamma l=9,6$  kN/m<sup>3</sup>, PGA 0,30 g.  $U_{max}=8,289$  cm,  $U_{min}=7,539$  cm.

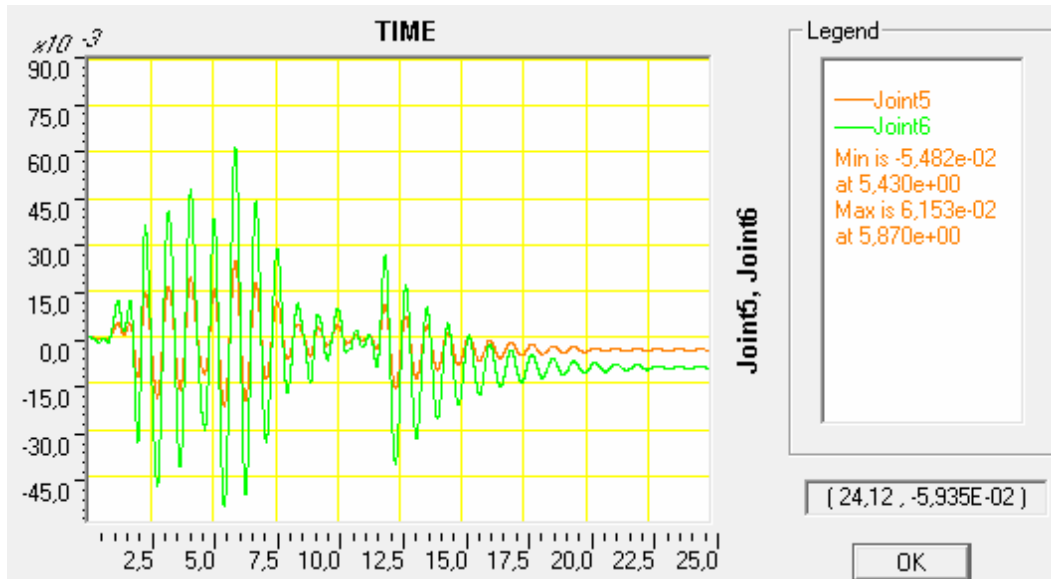
### 5.6.9. ОДГОВОР НА ELCENTRO $\Delta t=0,005\text{sec}$ . ЈЕДНОСЛОЈНО ТЛО, VG 40/60 $\Sigma 8R\text{Ø}14$



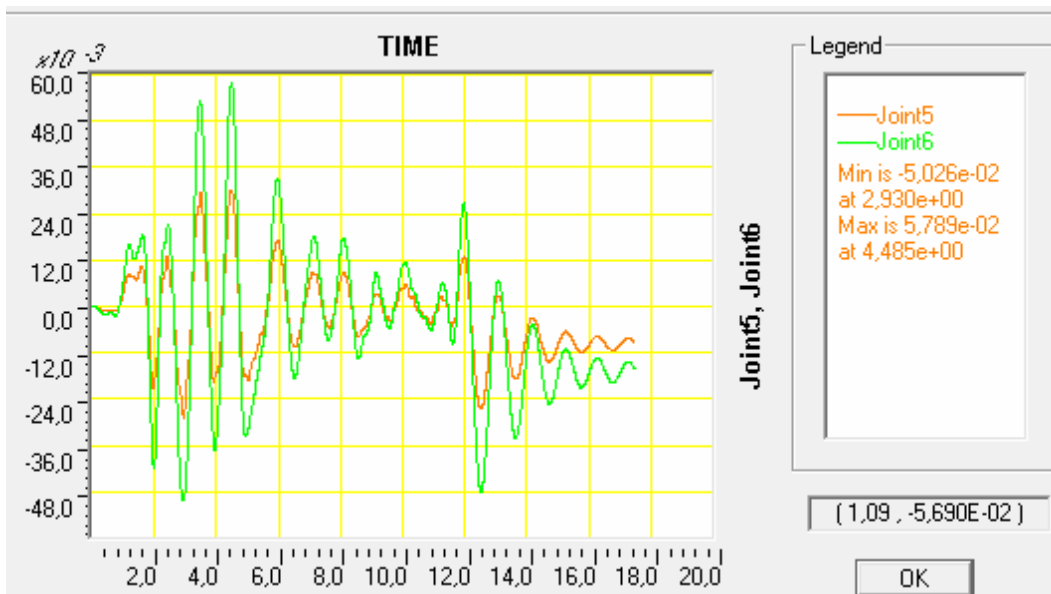
Слика 5.6.9.1. NDA Стање на крају записа убрзања EICentro. VG 40/60  $\Sigma 8R\text{Ø}14$ . Тло једнослојно  $p$ - $y$   
 $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, Горe лево PGA 0,20g, горe десно PGA 0,25 g  
 доле лево PGA 0,30g

Сви пластични зглобови за PGA 0,20, 0,25 и 0,30 g су стања почетак течења: Y

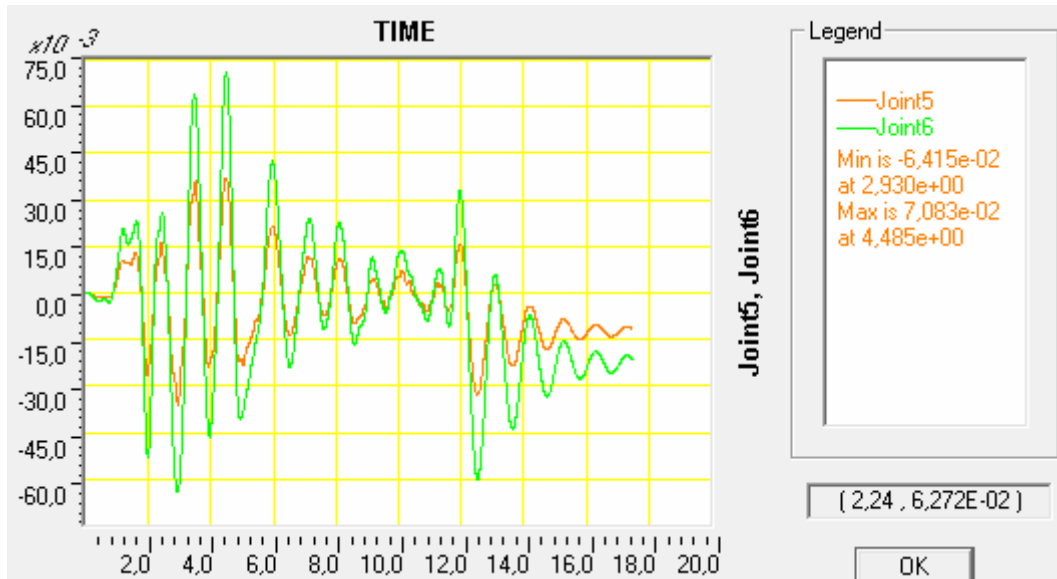




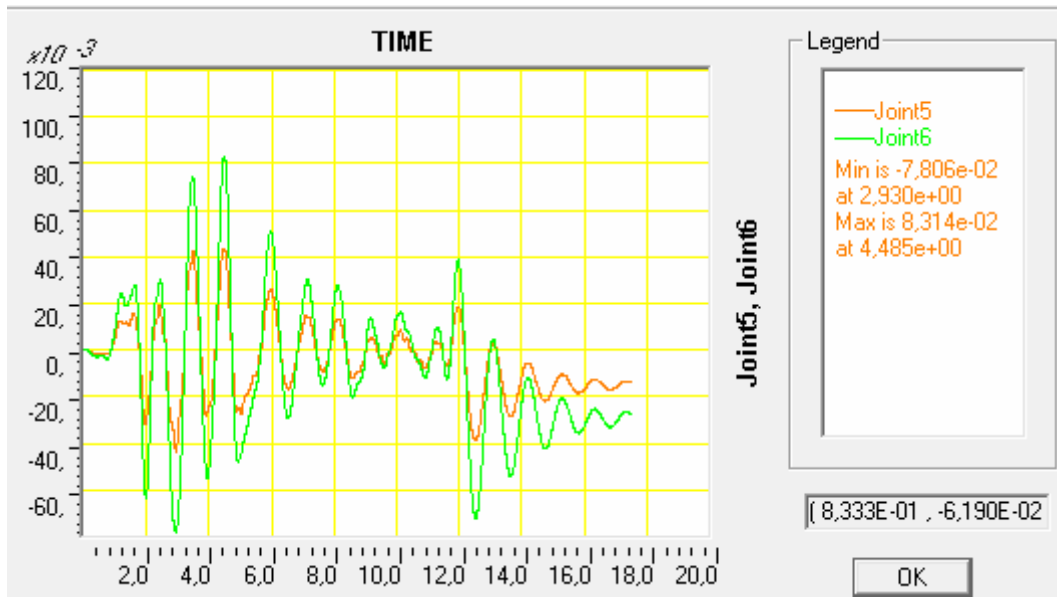
Слика 5.6.9.2. LDA Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) EICentro  $\Delta t=0,005\text{sec}$ . VG 40/60  $\Sigma 8R\text{Ø}14$ . Тло једнослојно  $p\text{-}y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,20 g.  $U_{\text{max}}=6,15$  cm,  $U_{\text{min}}=5,482$  cm. Земљотрес престаје након 11,31sec, међутим код линеарне анализе померање чворова треба да се врати у нулу без заосталих дрифтова. Овде постоји заостало померање врха од око 1cm.



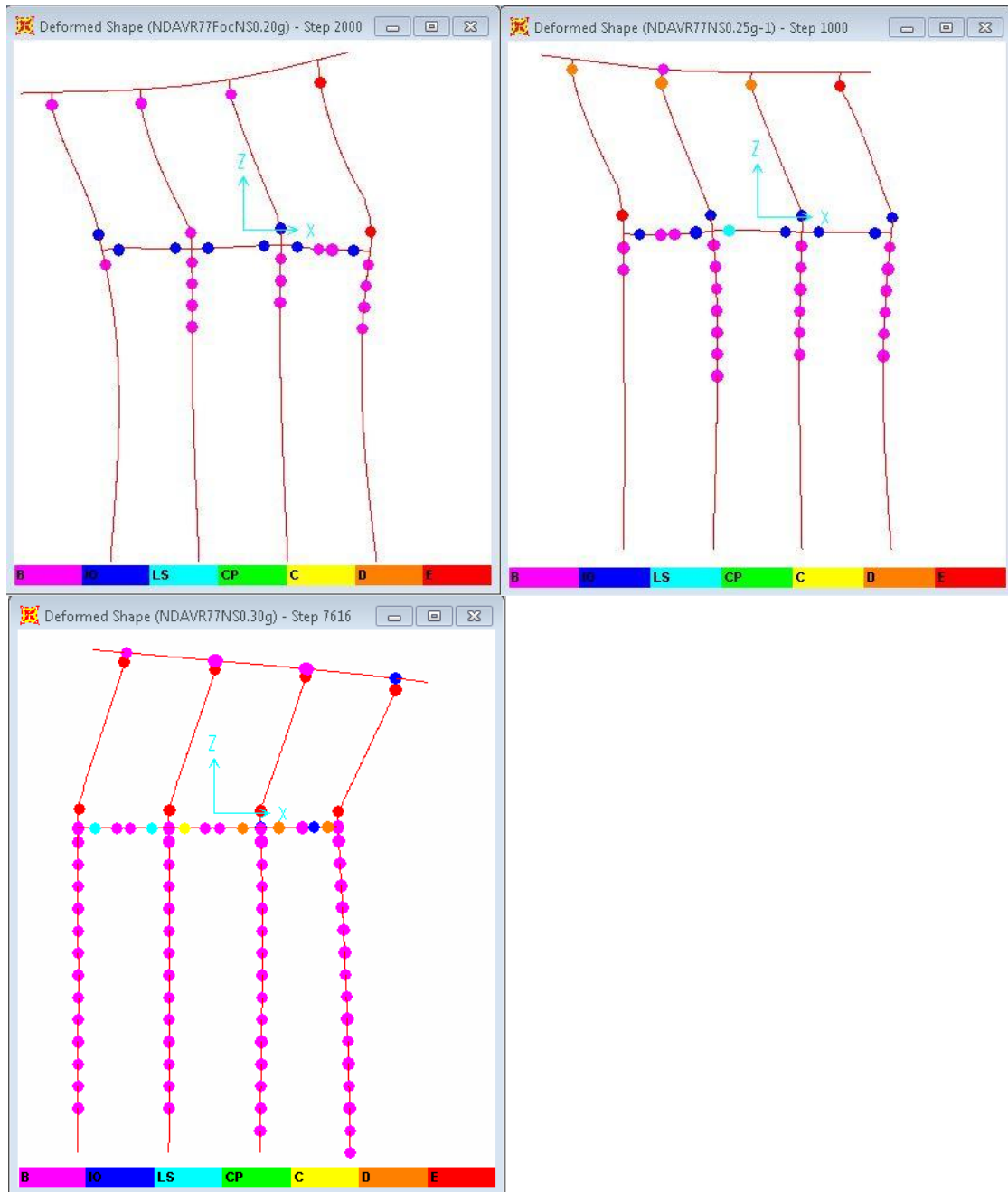
Слика 5.6.9.3. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) EICentro  $\Delta t=0,005\text{sec}$ . VG 40/60  $\Sigma 8R\text{Ø}14$ . Тло једнослојно  $p\text{-}y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,20 g.  $U_{\text{max}}=5,789$  cm,  $U_{\text{min}}=5,026$  cm



Слика 5.6.9.4. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) EICentro  $\Delta t=0,005\text{sec}$  VG 40/60  $\Sigma 8R\text{Ø}14$ . Тло једнослојно  $p\text{-}y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,25 g.  $U_{\text{max}}=7,083$  cm,  $U_{\text{min}}=6,415$  cm

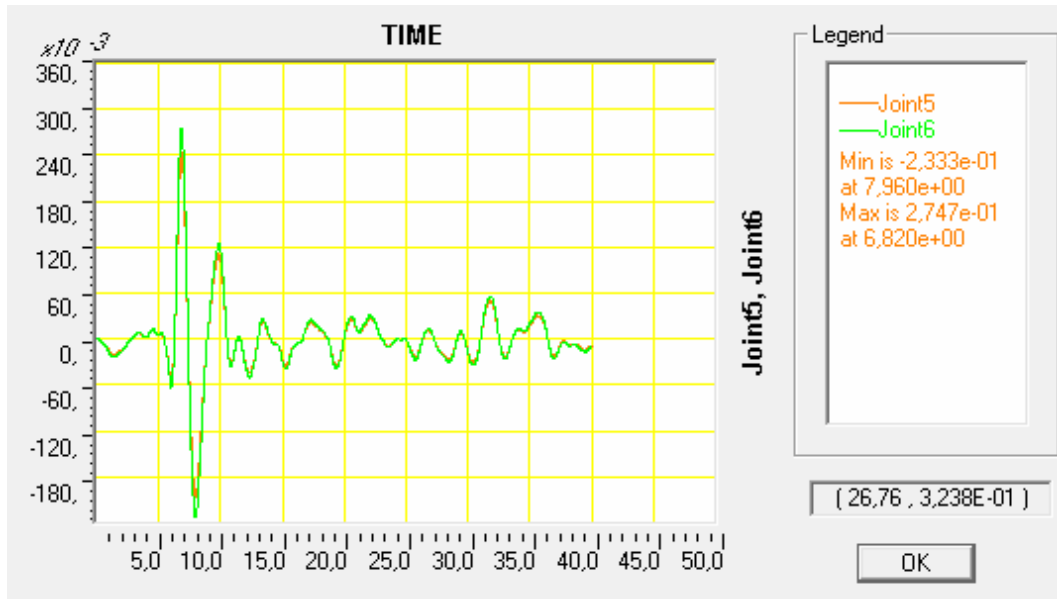


Слика 5.6.9.5. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) EICentro  $\Delta t=0,005\text{sec}$ . VG 40/60  $\Sigma 8R\text{Ø}14$ . Тло једнослојно  $p\text{-}y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,30 g.  $U_{\text{max}}=7,806$  cm,  $U_{\text{min}}=8,314$  cm

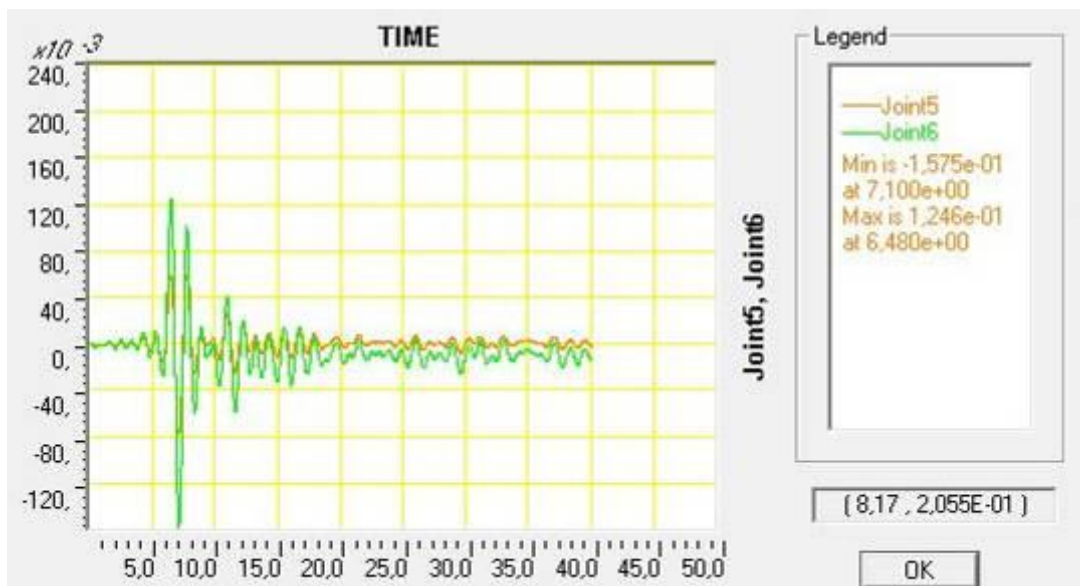
5.6.10. ОДГОВОР НА VR77NS ЈЕДНОСЛОЈНО ТЛО, VG 40/60  $\Sigma 8R\text{Ø}14$ .

Слика 5.6.10.1. NDA Стање на крају записа убрзања Вранча VR77NS. Тло једнослојно  $p$ -у  $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, VG 40/60  $\Sigma 8R\text{Ø}14$ . Горe лево PGA 0,20 g, горe десно PGA 0,25 g доле лево PGA 0,30 g. Конструкција прелази у механизам

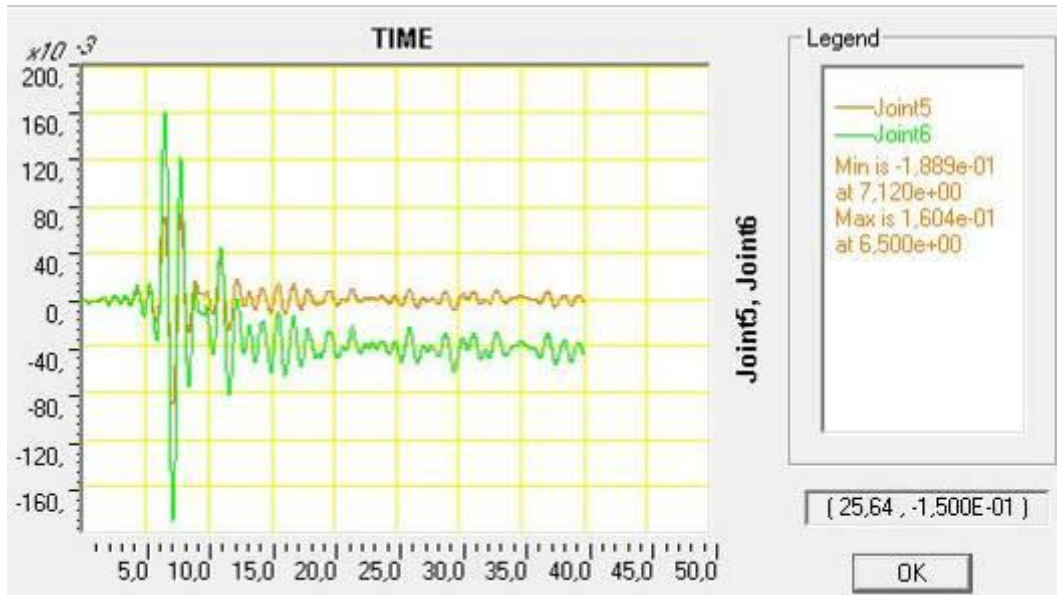
Дејство земљотреса VR77NS, на конструкцију има рушилачки ефекат практично већ при PGA 0,20 g, један стуб је готово потпуно без носивости јер на оба краја стуба формирани су пластични зглобови, који су након завршетка земљотреса остали без резерве носивости (стање E).



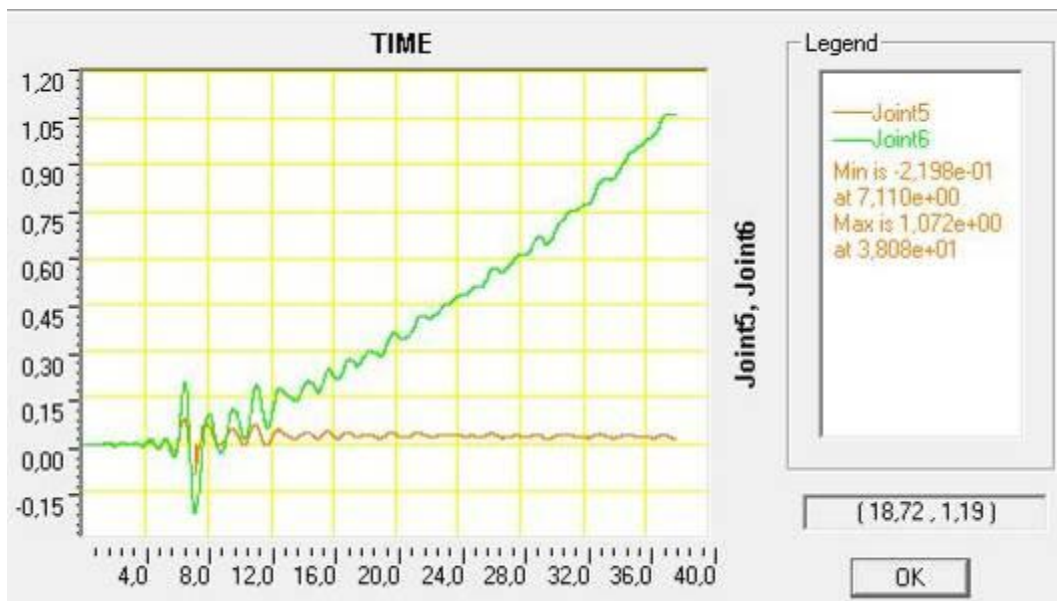
Слика 5.6.10.2. LDA Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) Вранчеа VR77NS  $\Delta t=0,02\text{sec}$ . VG 40/60  $\Sigma 8R\text{Ø}14$ . Тло једнослојно  $p$ -у  $\varphi=34$ ;  $b=1,2\text{ m}$ ;  $\gamma=17,6\text{ kN/m}^3$ ;  $k=16307\text{ kN/m}^2$ , PGA 0,20 g.  $U_{\text{max}}=27,47\text{ cm}$ ,  $U_{\text{min}}=23,33\text{ cm}$  (овде је преузето почетно стање од Dead Load за LDA)



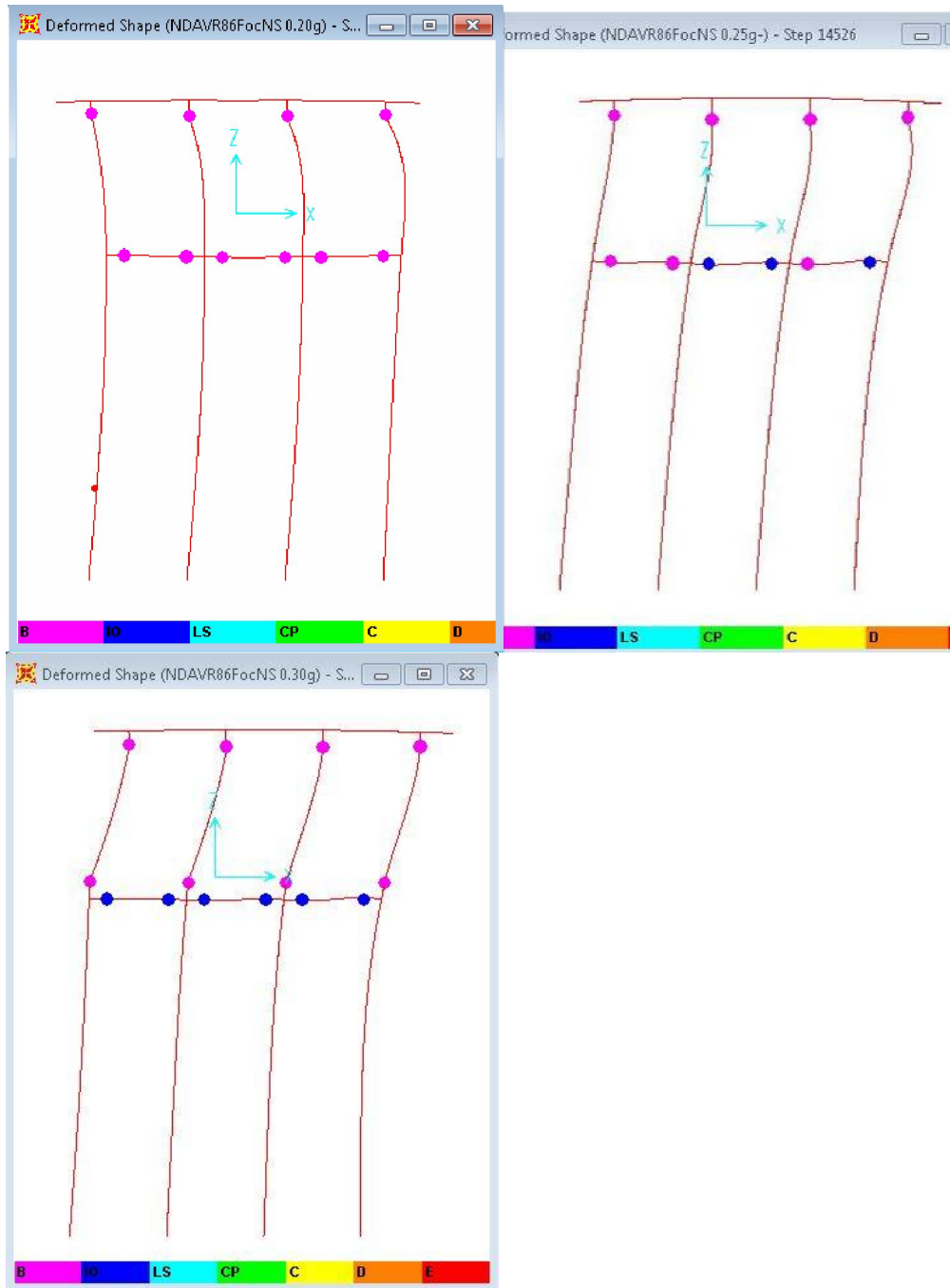
Слика 5.6.10.3. NDA. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) Вранчеа VR77NS. VG 40/60  $\Sigma 8R\text{Ø}14$ . Тло једнослојно  $p$ -у  $\varphi=34$ ;  $b=1,2\text{ m}$ ;  $\gamma=17,6\text{ kN/m}^3$ ;  $k=16307\text{ kN/m}^2$ , PGA 0,20 g.  $U_{\text{max}}=12,46\text{ cm}$ ,  $U_{\text{min}}=15,75\text{ cm}$



Слика 5.6.10.4. NDA. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) Вранчеа VR77NS. VG 40/60  $\Sigma 8R\emptyset 14$ . Тло једнослојно  $p$ - $\gamma$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,25 g.  $U_{max}=16,04$  cm,  $U_{min}=18,89$  cm. Заостали дрифт је око 4 cm.



Слика 5.6.10.5. NDA. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) Вранчеа VR77NS. VG 40/60  $\Sigma 8R\emptyset 14$ . Тло једнослојно  $p$ - $\gamma$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,30 g. Конструкција прелази у механизам, тако да померање врха стуба **дивергира**.

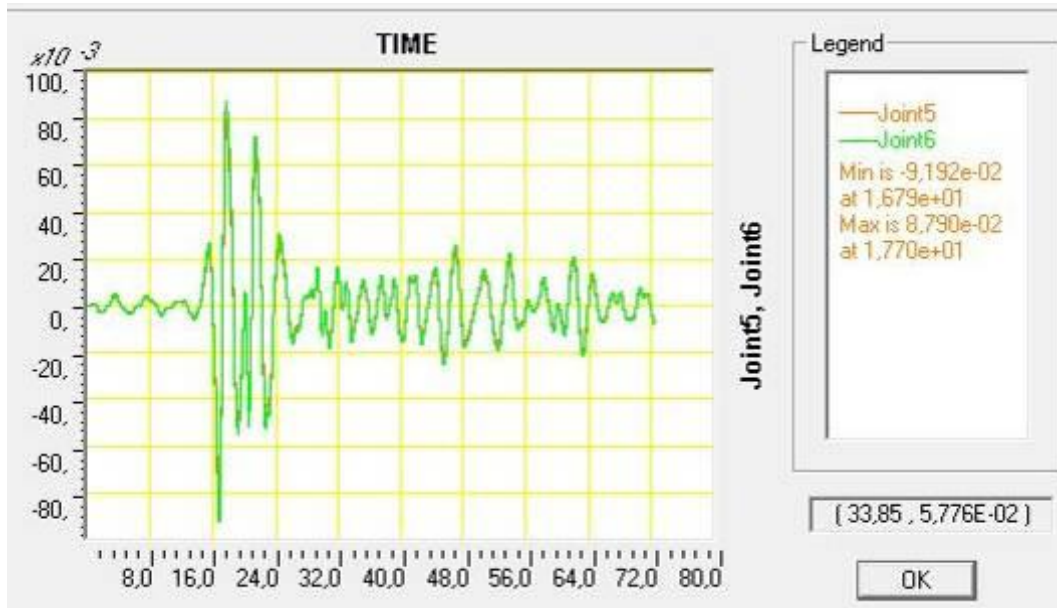
5.6.11. ОДГОВОР НА VR86FocNS ЈЕДНОСЛОЈНО ТЛО, VG 40/60  $\Sigma 8R\emptyset 14$ .

Слика 5.6.11.1. NDA Стање на крају записа убрзања Вранчеа VR86FocNS. Тло једнослојно  $p$ -у  $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, VG 40/60  $\Sigma 8R\emptyset 14$ . Горe лево PGA 0,20 g, горe десно PGA 0,25 g доле лево PGA 0,30 g.

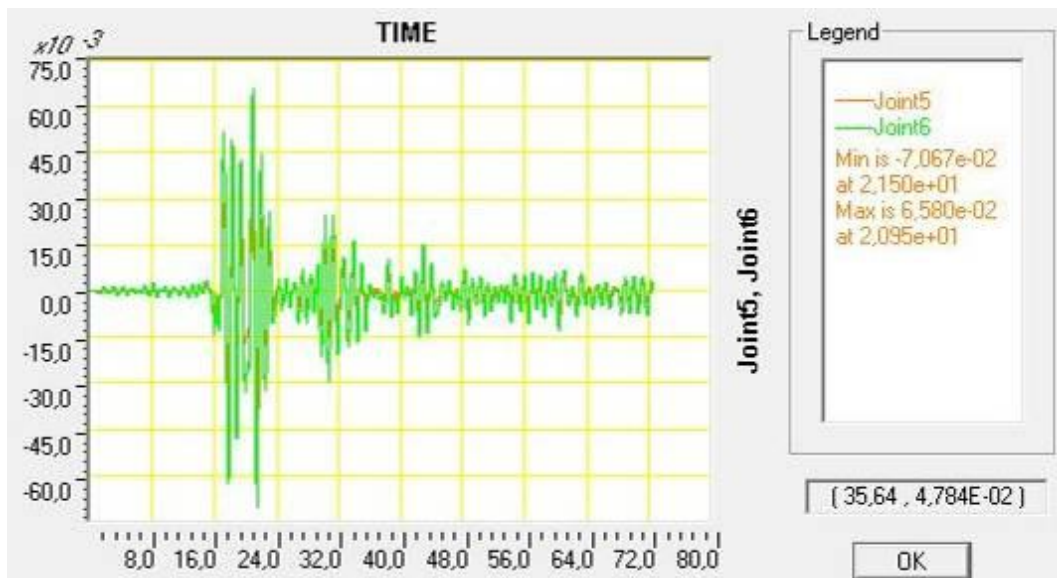
Сви пластични зглобови за PGA 0,20 g су стања почетак течења: Y

Пластични зглобови за 0,25 g су стања почетак течења: Y, осим 3 IO у везним гредама

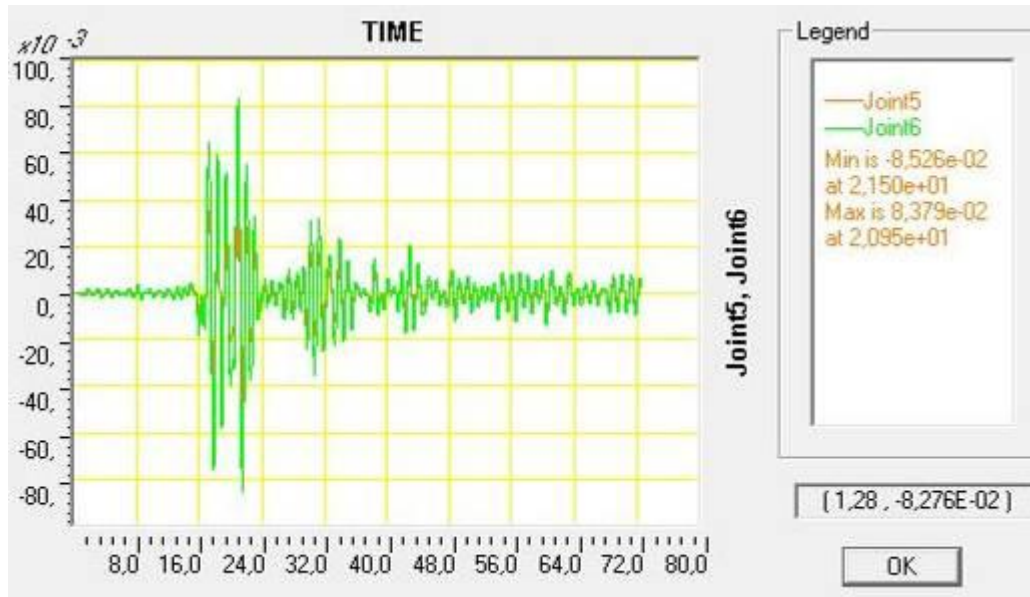
Пластични зглобови за 0,30 g су стања почетак течења: Y, осим 6 IO у везним гредама



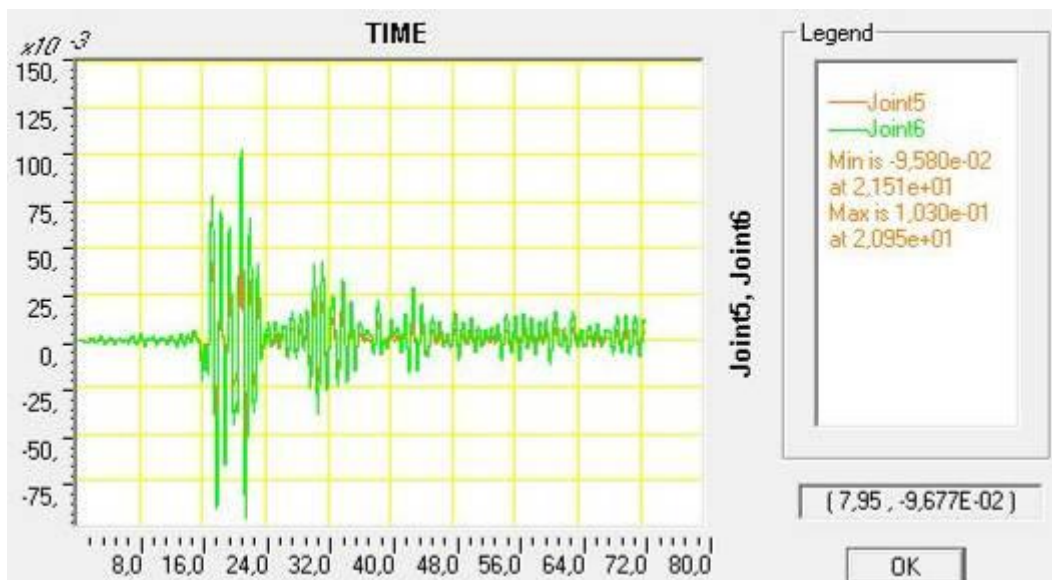
Слика 5.6.11.2 LDA Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) Вранчеа VR86FocNS. VG 40/60  $\Sigma 8R\emptyset 14$ . Тло једнослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,20 g.  $U_{\max}=8,790$  cm,  $U_{\min}=9,192$  cm



Слика 5.6.11.3 NDA. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) Вранчеа VR86FocNS. VG 40/60  $\Sigma 8R\emptyset 14$ . Тло једнослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,20 g.  $U_{\max}=6,580$ cm,  $U_{\min}=7,067$ cm

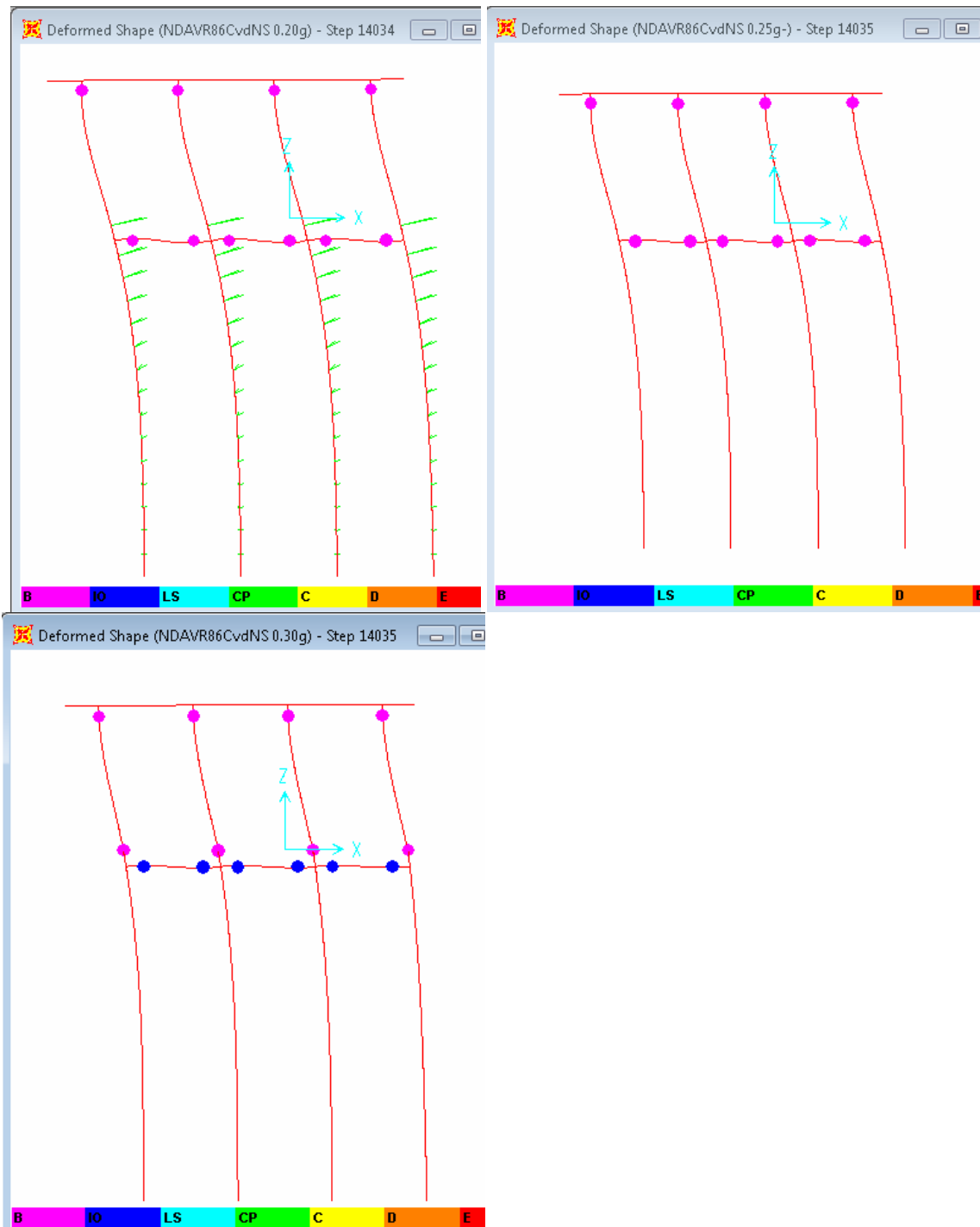


Слика 5.6.11.4. NDA. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) Вранчеа VR86FocNS. VG 40/60  $\Sigma 8R\emptyset 14$ . Тло једнослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,25 g.  $U_{\max}=8,379$ cm,  $U_{\min}=8,526$ cm



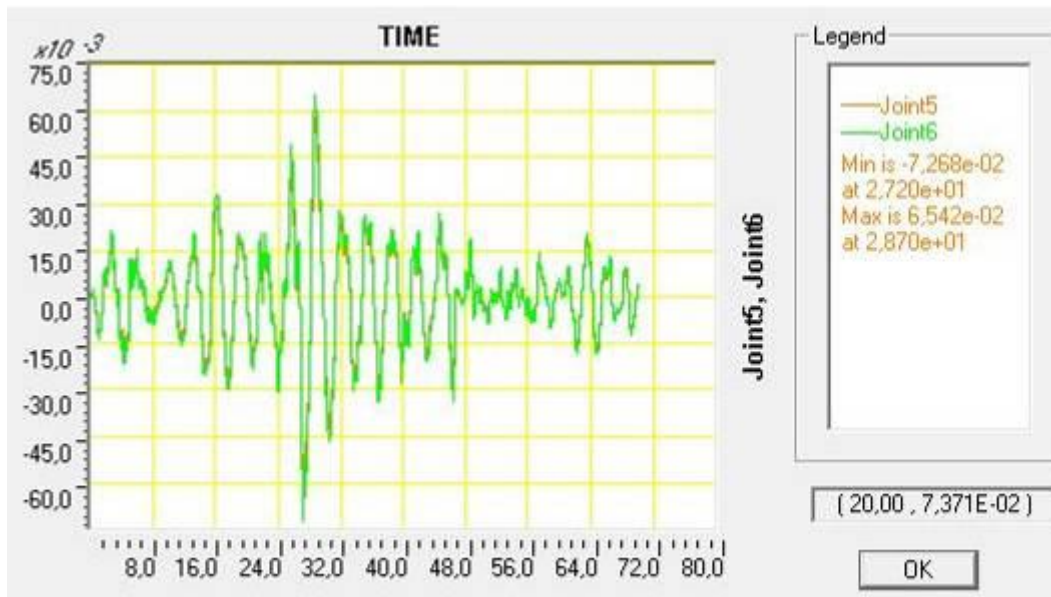
Слика 5.6.11.5. NDA. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) Вранчеа VR86FocNS. VG 40/60  $\Sigma 8R\emptyset 14$ . Тло једнослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,30 g.  $U_{\max}=10,30$ cm,  $U_{\min}=9,580$ cm



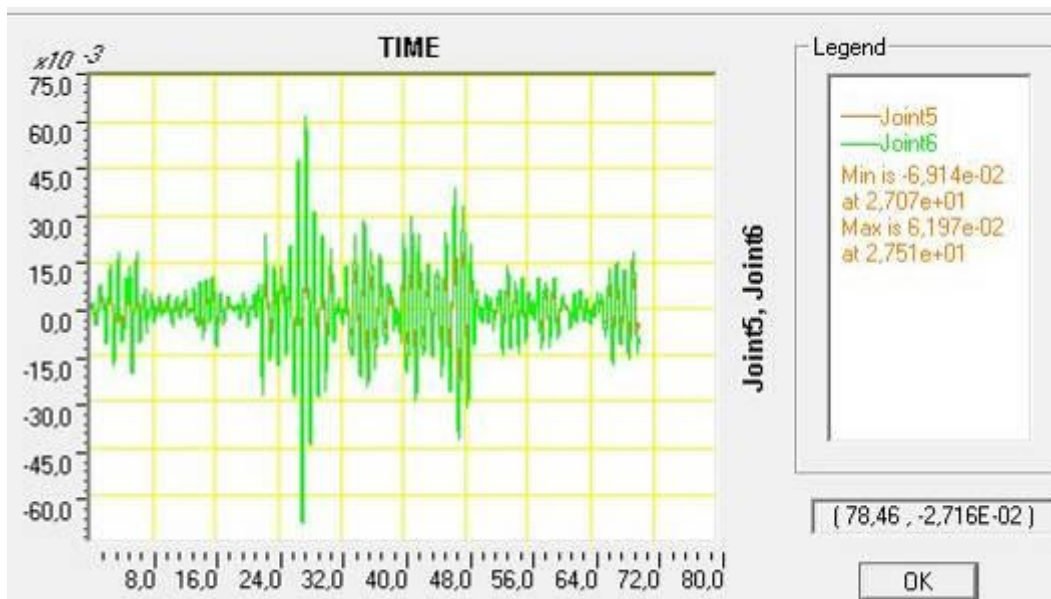
5.6.12. Одговор на VR86CvdNS једнослојно тло, VG 40/60  $\Sigma 8R\emptyset 14$ .

Слика 5.6.12.1. NDA Стање на крају записа убрзања Вранчеа VR86CvdNS. Тло једнослојно  $p$ -у  $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, VG 40/60  $\Sigma 8R\emptyset 14$ . Горe лево PGA 0,20 g, горe десно PGA 0,25 g доле лево PGA 0,30 g.

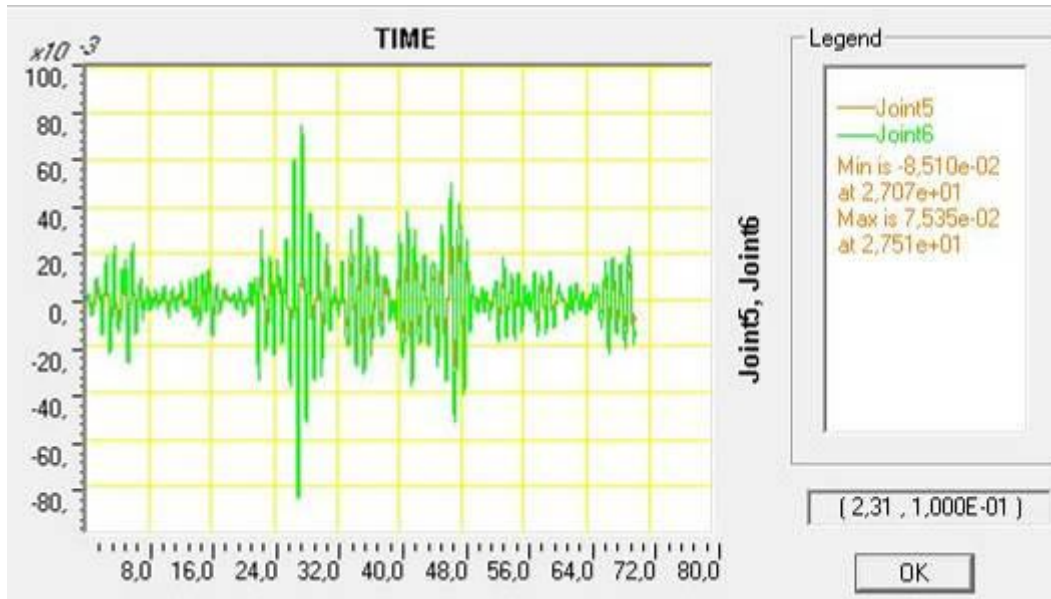
Сви пластични зглобови за PGA 0,20 и 0,25 g су стања почетак течења: Y  
 Пластични зглобови за 0,30 g су стања почетак течења: Y, осим 6 IO у везним гредама



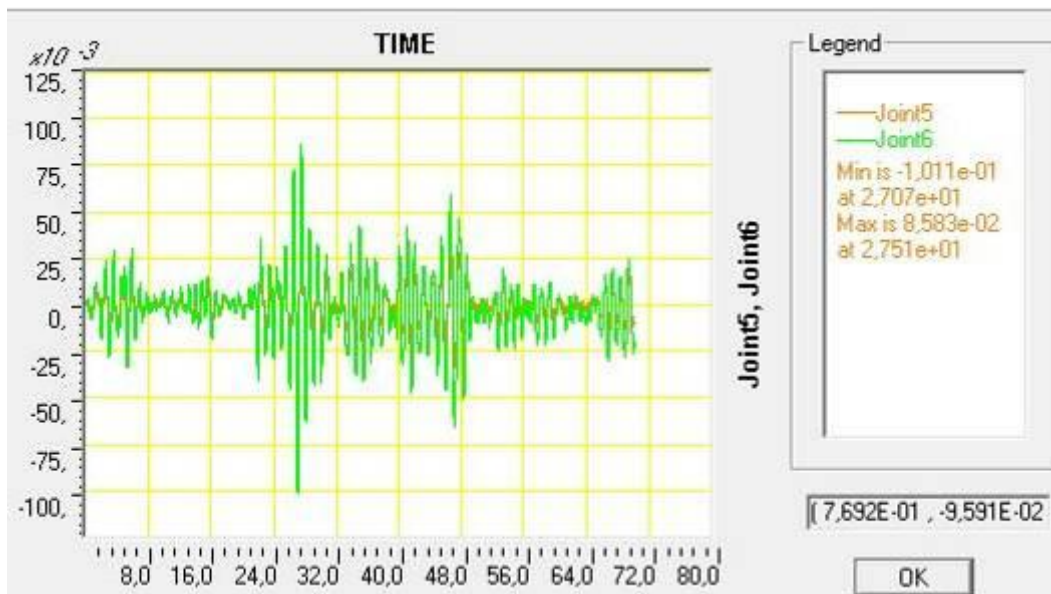
Слика 5.6.12.2. LDA Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) Вранчеа VR86CvdNS. VG 40/60  $\Sigma 8R\emptyset 14$ . Тло једнослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,20 g.  $U_{max}=6,542$  cm,  $U_{min}=7,268$  cm



Слика 5.6.12.3. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) Вранчеа VR86CvdNS. VG 40/60  $\Sigma 8R\emptyset 14$ . Тло једнослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,20 g.  $U_{max}=6,197$  cm,  $U_{min}=6,914$  cm



Слика 5.6.12.4. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) Вранчеа VR86CvdNS. VG 40/60  $\Sigma 8R\emptyset 14$ . Тло једнослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,25 g.  $U_{max}=7,535$  cm,  $U_{min}=8,510$  cm

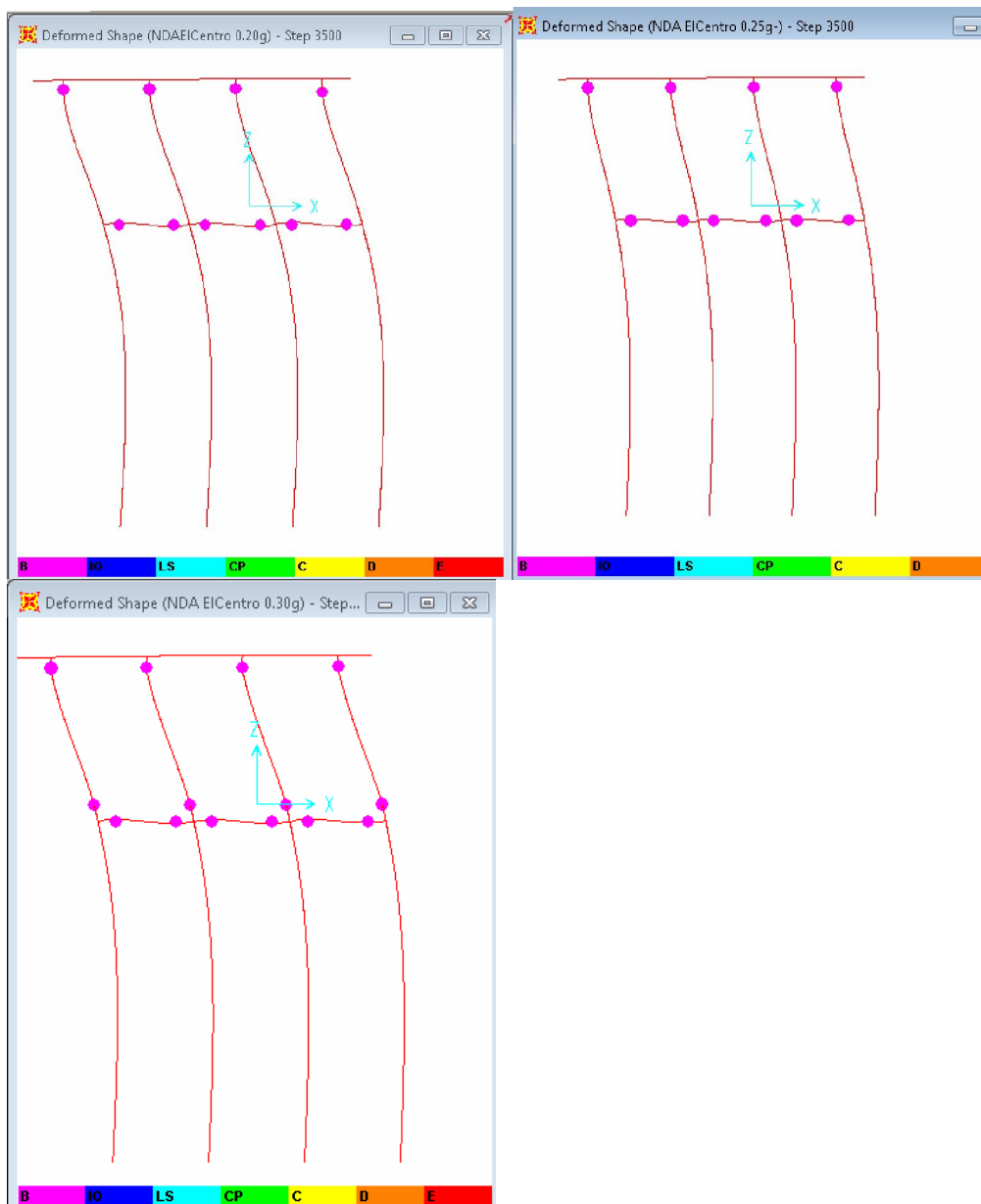


Слика 5.6.12.5. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) Вранчеа VR86CvdNS. VG 40/60  $\Sigma 8R\emptyset 14$ . Тло једнослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,30 g.  $U_{max}=8,583$  cm,  $U_{min}=10,11$  cm

### 5.6.13. ДВОСЛОЈНО ТЛО

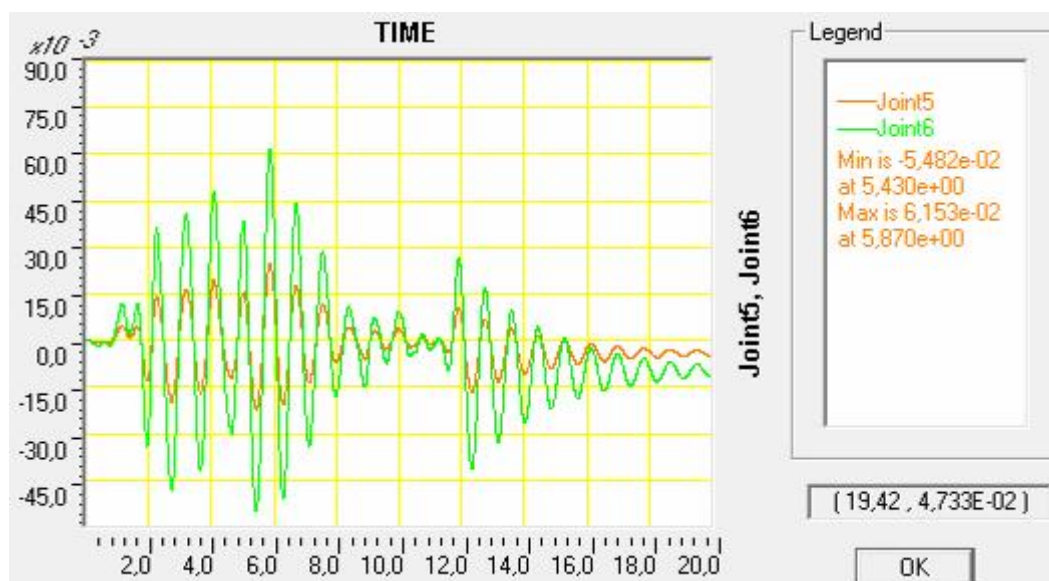
Тло двослојно  $p_y \varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>. Првих 5.5 m тла је мање нелинеарне крутости (симулирано смањењем тежине на 9,6 kN/m<sup>3</sup>), средње збијен песак,. На доле је такође средње збијен песак тежине 17,6 kN/m<sup>3</sup>. Остала својства су иста, дакле почетни модул тла и угао унутрашњег трења је исти и за горњи и за доњи слој.

#### 5.6.13.1. Одговор на El Centro $\Delta t=0,005$ sec. двослојно тло, VG 40/60 $\Sigma 8R\varnothing 14$ . Горњи слој слабији нелинеарни део $p$ -у криве



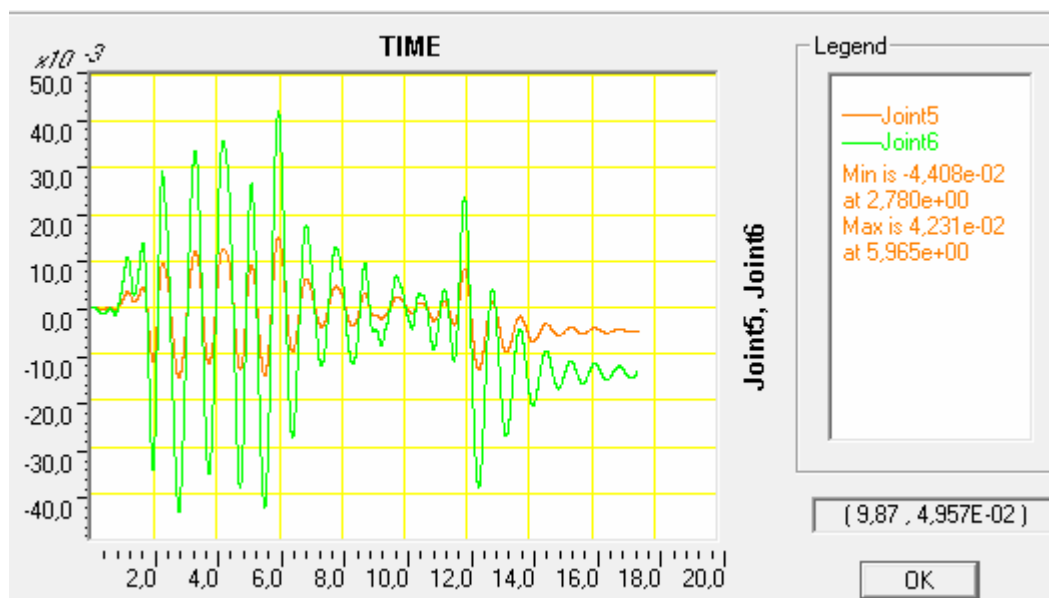
Слика 5.6.13.1.1. NDA Стање на крају записа убрзања ElCentro. Двослојно тло,  $p_y \varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>,  $L_1=5,5$  m,  $\gamma_l=9,6$  kN/m<sup>3</sup> VG 40/60  $\Sigma 8R\varnothing 14$ . Горелево PGA 0,20 g, горедесно PGA 0,25 g доле лево PGA 0,30 g. На 0,20 g и 0,25 g су исти пласт зглобови 6 у ВГ и 4 у врховима стубова, код 0,30 g појављују се нови пласт зглобови у дну сва 4 стуба.

Сви пластични зглобови су стања: почетак течења - Y.

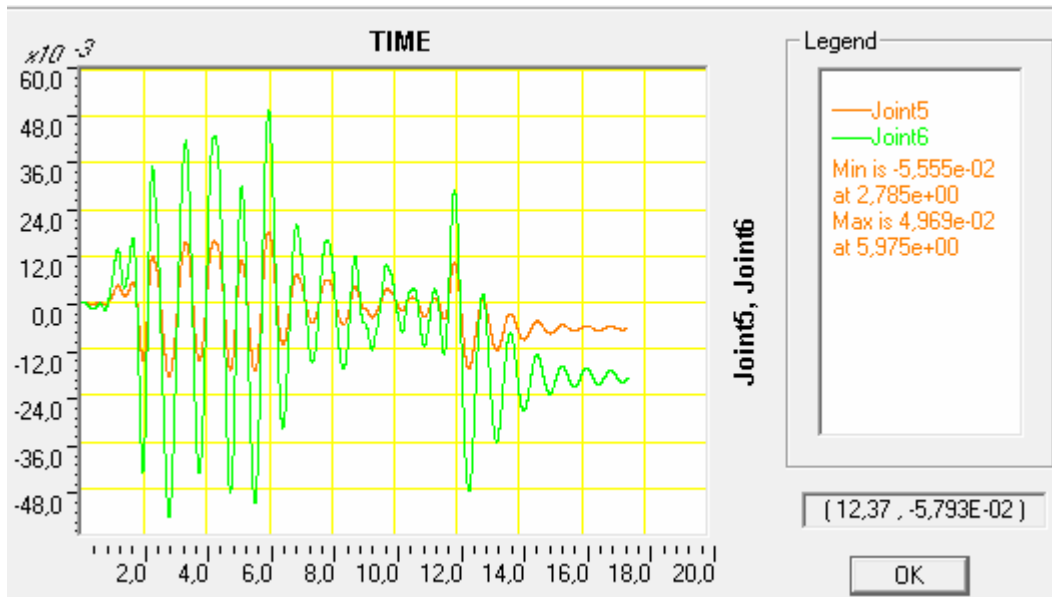


Слика 5.6.13.1.2.. LDA Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) EICentro  $\Delta t=0,005\text{sec}$ . VG 40/60  $\Sigma 8R\text{Ø}14$ . Двослојно тло,  $p\text{-}y \varphi=34$ ;  $b=1,2\text{ m}$ ;  $\gamma=17,6\text{ kN/m}^3$ ;  $k=16307\text{ kN/m}^2$ ,  $L1=5,5\text{ m}$ ,  $\gamma l=9,6\text{ kN/m}^3$ , PGA 0,20 g.  $U_{\text{max}}=6,153\text{ cm}$ ,  $U_{\text{min}}=5,482\text{ cm}$ .

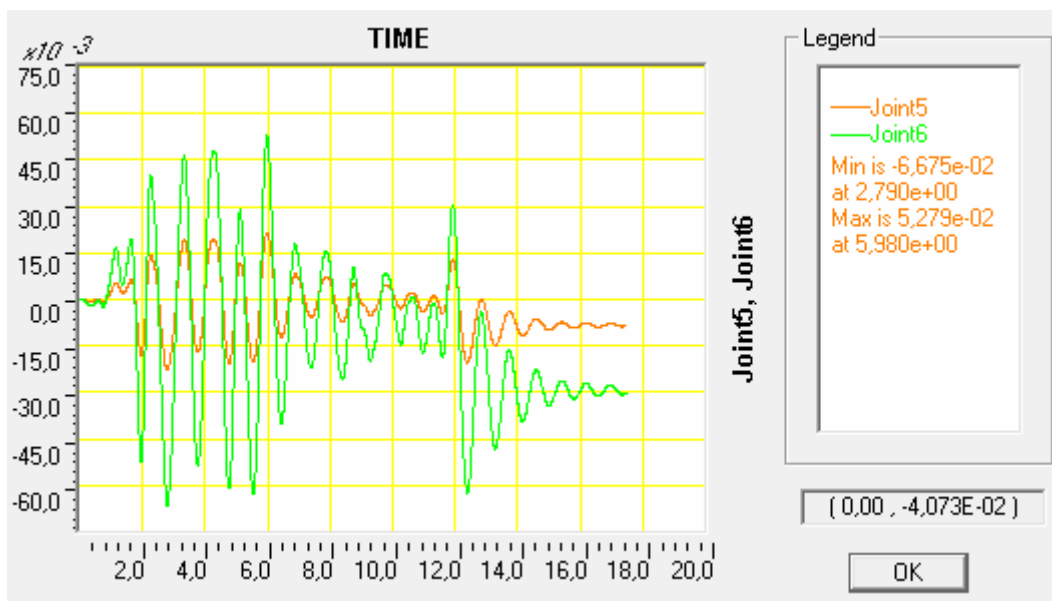
Земљотрес престаје након 11,31sec, међутим код линеарне анализе померање чворова треба да се врати у нулу без заосталих деформација или дрифтова. Овде постоји заостало померање врха од око 1cm. То је последица коришћења истог модела и за нелинеарну и за линеарну анализу. Ово померање је исто као код LDA једнослојног тла. због истих параметара који се користе и у првом (једнослојном) и у другом (двослојном) моделу у линеарној еластичној анализи.



Слика 5.6.13.1.3. NDA Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) EICentro  $\Delta t=0,005\text{sec}$ . VG 40/60  $\Sigma 8R\text{Ø}14$ . Двослојно тло,  $p\text{-}y \varphi=34$ ;  $b=1,2\text{ m}$ ;  $\gamma=17,6\text{ kN/m}^3$ ;  $k=16307\text{ kN/m}^2$ ,  $L1=5,5\text{ m}$ ,  $\gamma l=9,6\text{ kN/m}^3$ , PGA 0,20 g.  $U_{\text{max}}=4,231\text{ cm}$ ,  $U_{\text{min}}=4,408\text{ cm}$

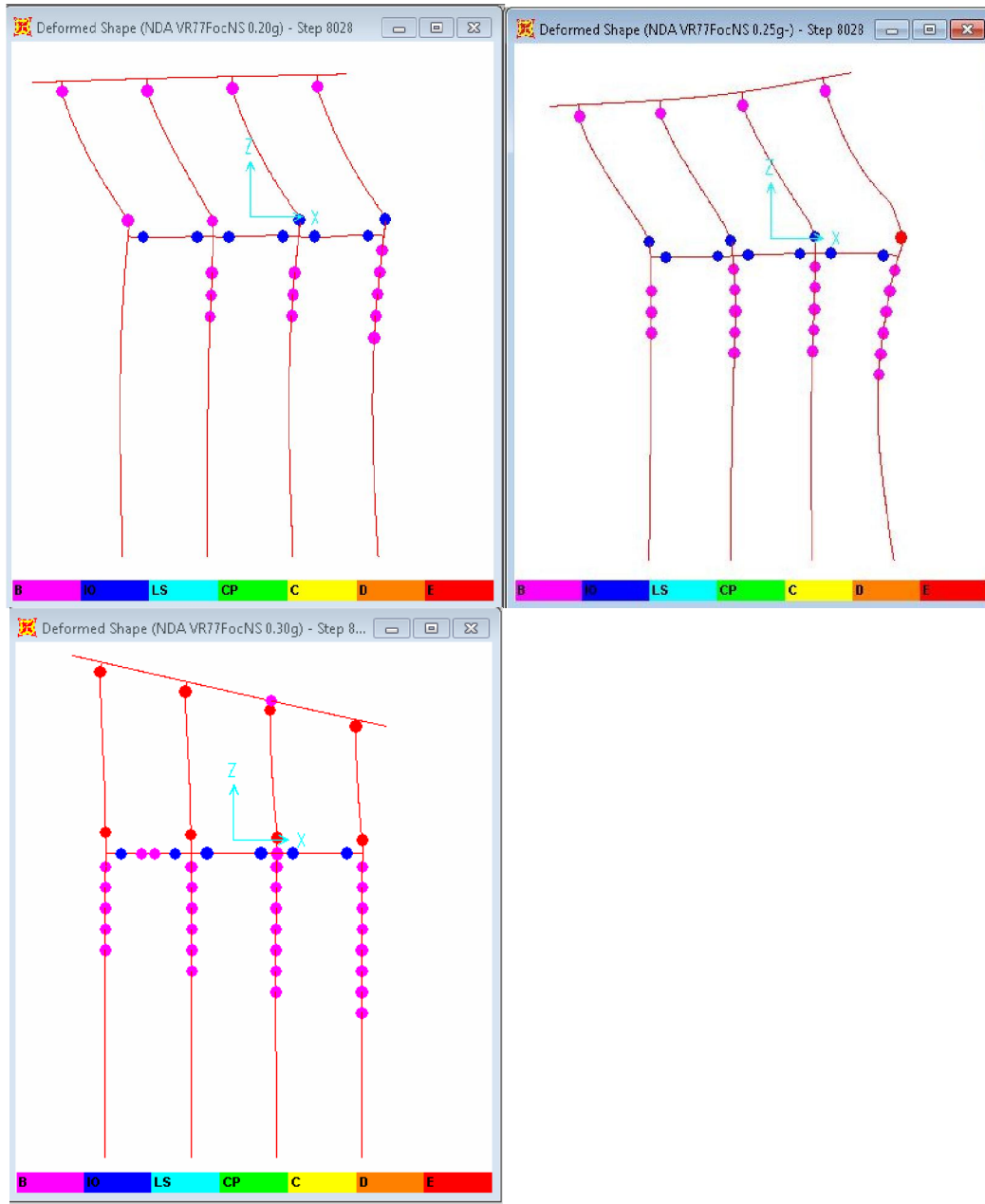


Слика 5.6.13.1.4. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) ElCentro  $\Delta t=0,005\text{sec}$  VG 40/60  $\Sigma 8R\text{Ø}14$ . Двослојно тло,  $p\text{-}y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2\text{ m}$ ;  $\gamma=17,6\text{ kN/m}^3$ ;  $k=16307\text{ kN/m}^2$ ,  $L1=5,5\text{ m}$ ,  $\gamma l=9,6\text{ kN/m}^3$ , PGA 0,25 g.  $U_{\text{max}}=4,969\text{ cm}$ ,  $U_{\text{min}}=5,555\text{ cm}$



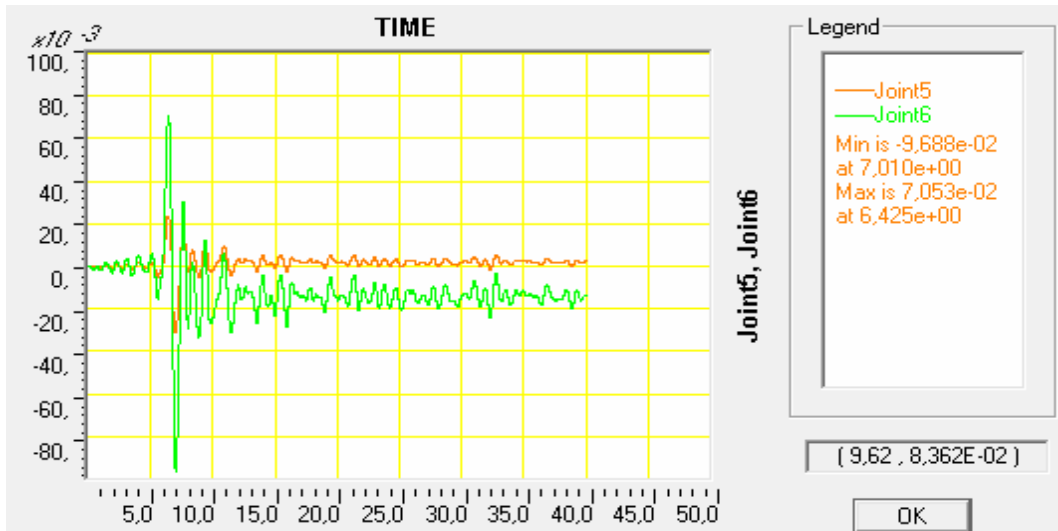
Слика 5.6.13.1.5. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) ElCentro  $\Delta t=0,005\text{sec}$  VG 40/60  $\Sigma 8R\text{Ø}14$ . Двослојно тло,  $p\text{-}y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2\text{ m}$ ;  $\gamma=17,6\text{ kN/m}^3$ ;  $k=16307\text{ kN/m}^2$ ,  $L1=5,5\text{ m}$ ,  $\gamma l=9,6\text{ kN/m}^3$ , PGA 0,30 g.  $U_{\text{max}}=5,279\text{ cm}$ ,  $U_{\text{min}}=6,675\text{ cm}$

### 5.6.13.2. Одговор на VR77NS двослојно тло, VG 40/60 $\Sigma 8R\emptyset 14$ . Горњи слој слабији нелинеарни део $p$ -у криве

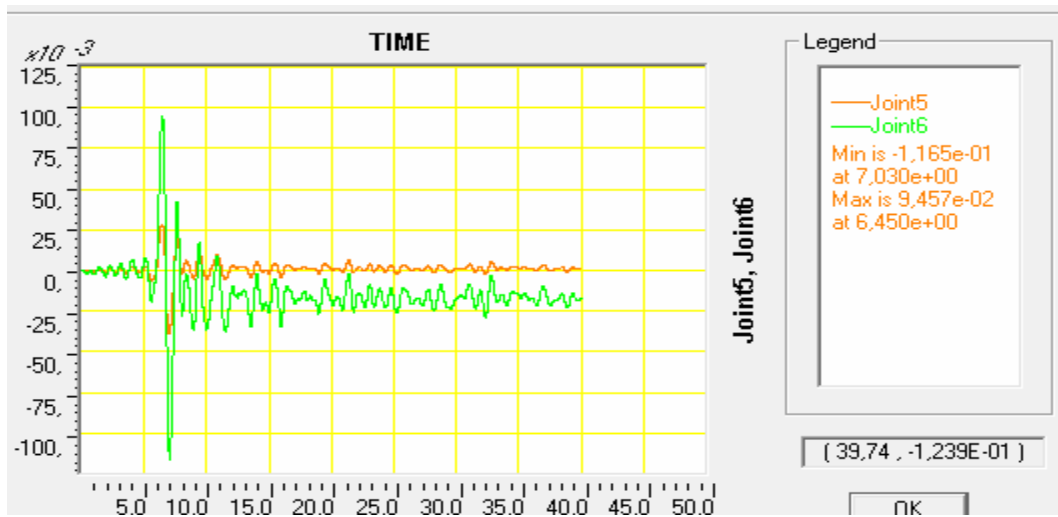


Слика 5.6.13.2.1. NDA Стање на крају записа убрзања Вранча VR77NS. VG 40/60  $\Sigma 8R\emptyset 14$ . Двослојно тло,  $p$ -у  $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>,  $L1=5,5$  m,  $\gamma l=9,6$  kN/m<sup>3</sup>, Горe лево PGA 0,20 g, горe десно PGA 0,25 g доле лево PGA 0,30 g Конструкција прелази у механизам. Иако померања конструкције нису дивергентна врхови и дољи крајеви сва 4 стуба су претрпела колапс.

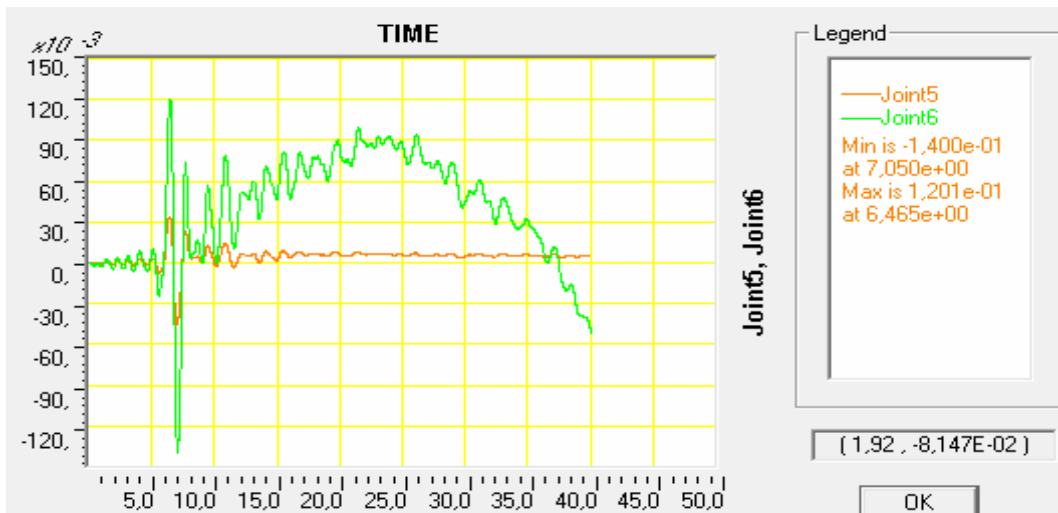
			0,20g			0,30g
Врхови стубова:	4Y	Путна плоча - греда		1Y		
Дно стубова:	2Y+2IO	Врхови стубова:		4E		
Везне Греде:	6IO	Дно стубова:		4E		
Шипови:	0+3Y+3Y+5Y=11	Везне Греде:		6IO+2Y		
		Шипови:		5Y+6Y+7Y+8Y=26		



Слика 5.6.13.2.2 NDA. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) Вранчеа VR77NS. VG 40/60 Σ8RØ14. Двослојно тло,  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>,  $L1=5,5$  m,  $\gamma l=9,6$  kN/m<sup>3</sup>, PGA 0,20 g.  $U_{max}=7,053$  cm,  $U_{min}=9,688$  cm



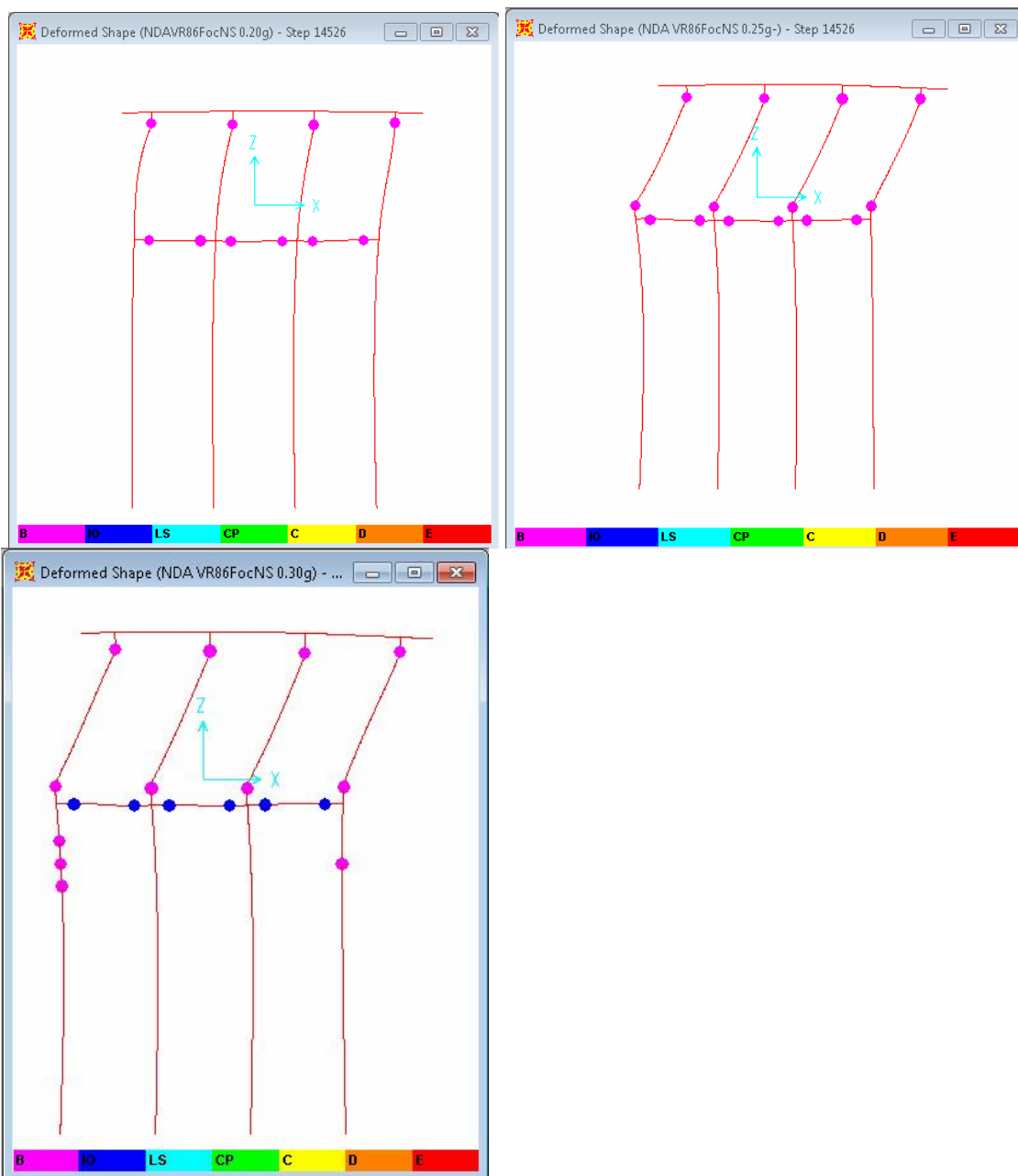
Слика 5.6.13.2.3 NDA. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) Вранчеа VR77NS. VG 40/60 Σ8RØ14. Двослојно тло,  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>,  $L1=5,5$  m,  $\gamma l=9,6$  kN/m<sup>3</sup>, PGA 0,25 g.  $U_{max}=9,475$  cm,  $U_{min}=11,65$  cm



Слика 5.6.13.2.4 NDA. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) Вранчеа VR77NS. VG 40/60 Σ8RØ14. Двослојно тло,  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>,  $L1=5,5$  m,  $\gamma l=9,6$  kN/m<sup>3</sup>, PGA 0,30 g.  $U_{max}=12,01$  cm,  $U_{min}=14,00$  cm



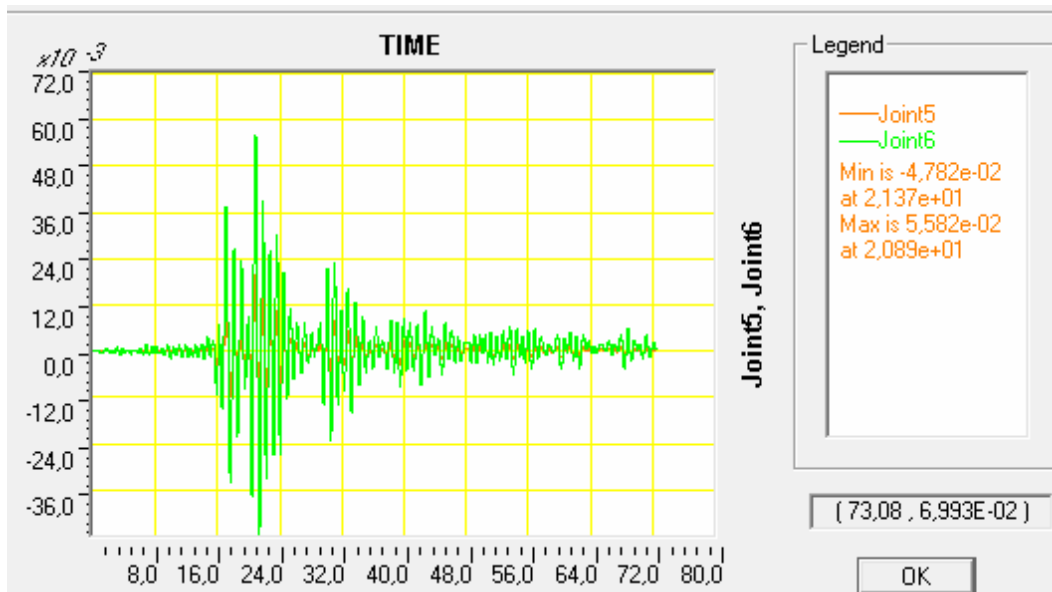
### 5.6.13.3. Одговор на VR86FOCNS двослојно тло, VG 40/60 $\Sigma 8R\emptyset 14$ . Горњи слој слабији нелинеарни део р-у криве.



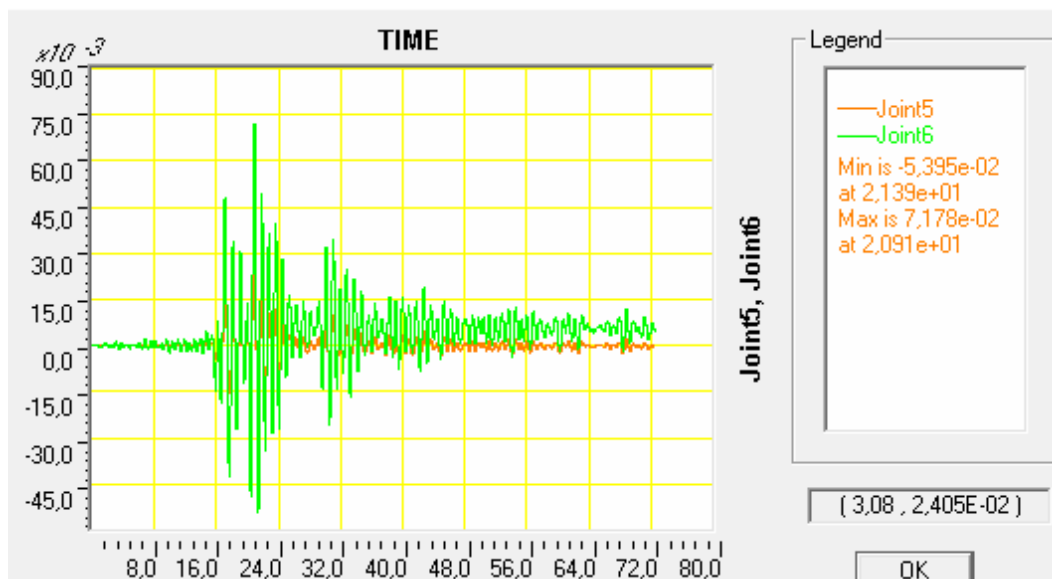
Слика 5.6.13.3.1. NDA Стање на крају записа убрзања Вранчеа VR86FocNS. VG 40/60  $\Sigma 8R\emptyset 14$ . Двослојно тло,  $p$ -у  $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>,  $L1=5,5$  m,  $\gamma l=9,6$  kN/m<sup>3</sup>, Горле лево PGA 0,20 g, горе десно PGA 0,25 g доле лево PGA 0,30 g.

	0,20g		0,30g
Врхови стубова:	4Y	Врхови стубова:	4Y
Дно стубова:	-	Дно стубова:	4Y
Везне Греде:	6 Y	Везне Греде:	6Ю
Шипови:	-	Шипови:	3Y+0+0+1Y=4

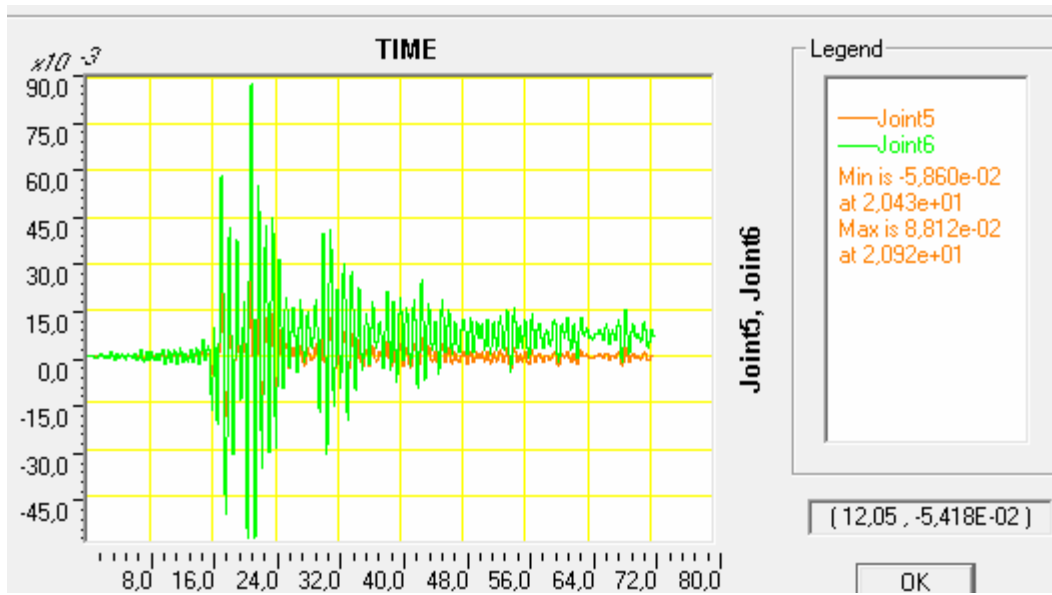
Сви пластични зглобови за PGA 0,25 g, су стања: почетак течења Y.



Слика 5.6.13.3.2. NDA. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) Вранчеа VR86FocNS. VG 40/60  $\Sigma 8R\emptyset 14$ . Двослојно тло,  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>,  $L1=5,5$  m,  $\gamma l=9,6$  kN/m<sup>3</sup>, PGA 0,20 g.  $U_{max}=5,582$  cm,  $U_{min}=4,782$  cm

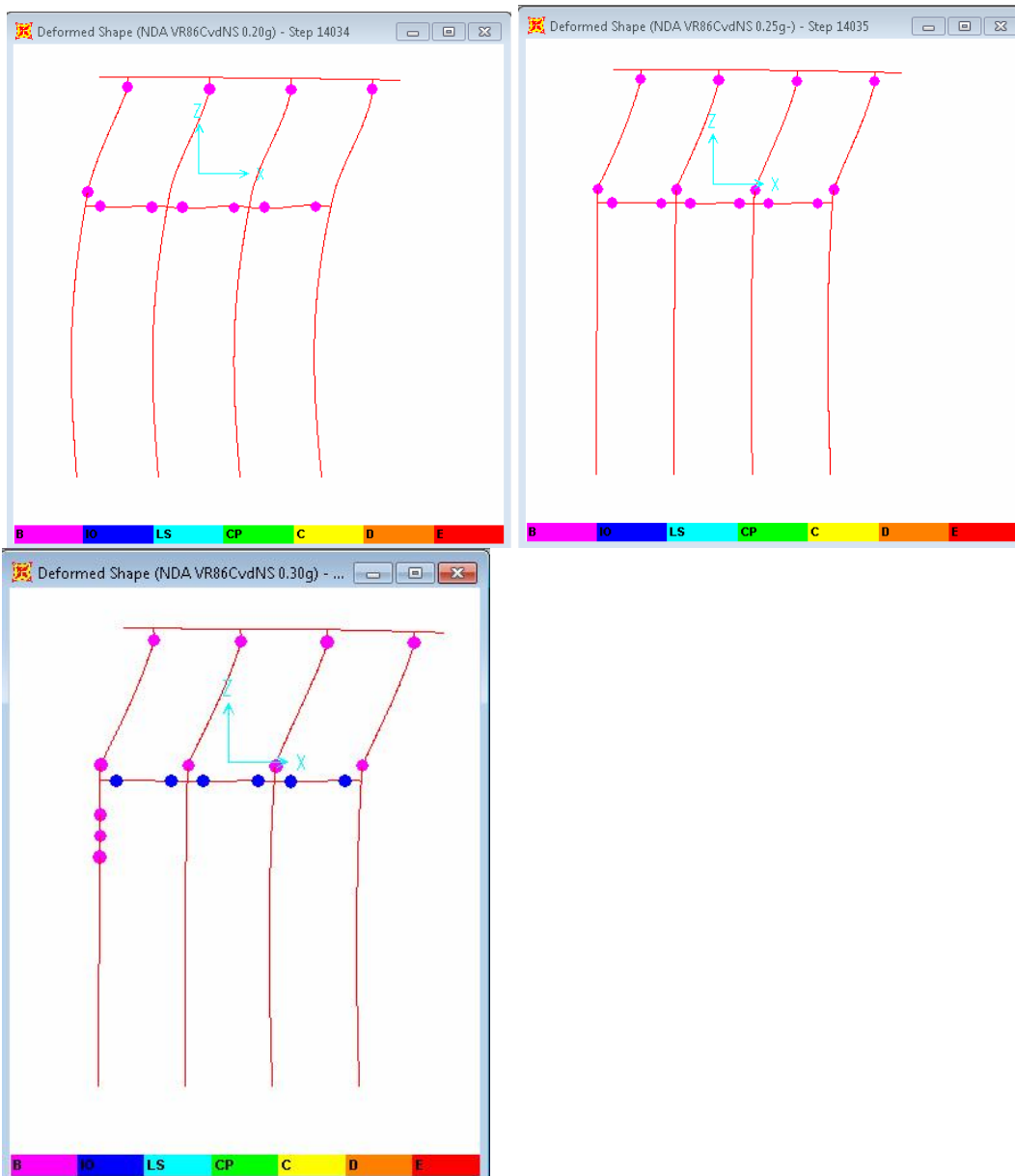


Слика 5.6.13.3.3 NDA. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) Вранчеа VR86FocNS. VG 40/60  $\Sigma 8R\emptyset 14$ . Двослојно тло,  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>,  $L1=5,5$  m,  $\gamma l=9,6$  kN/m<sup>3</sup>, PGA 0,25 g.  $U_{max}=7,178$  cm,  $U_{min}=5,395$  cm



Слика 5.6.13.3.4 NDA. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) Вранчеа VR77NS. VG 40/60  $\Sigma$ 8R $\emptyset$ 14. Двослојно тло,  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m $^3$ ;  $k=16307$  kN/m $^2$ ,  $L_1=5,5$  m,  $\gamma_l=9,6$  kN/m $^3$ , PGA 0,30 g.  $U_{max}=8,812$  cm,  $U_{min}=5,860$  cm

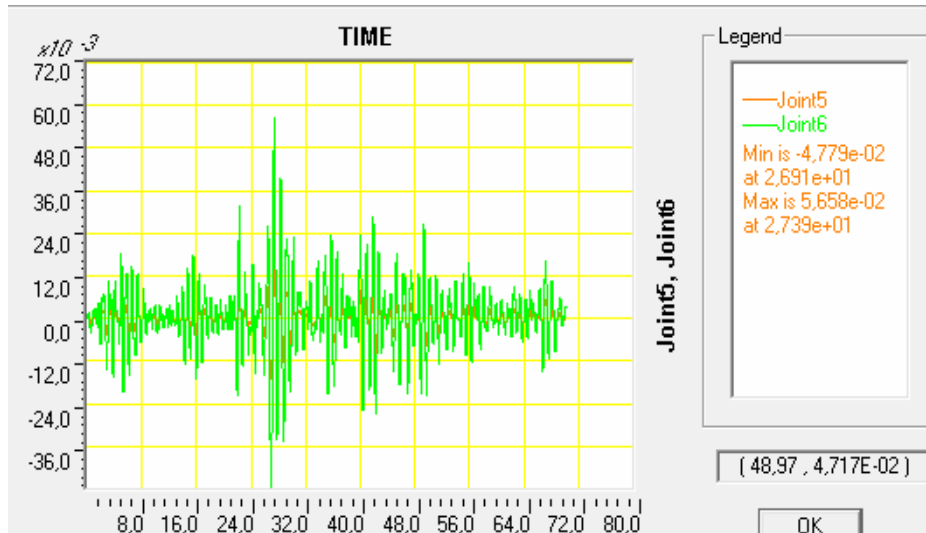
### 5.6.13.4. Одговор на VR86CvdNS двослојно тло, VG 40/60 $\Sigma$ 8RØ14. Горњи слој слабији нелинеарни део р-у криве.



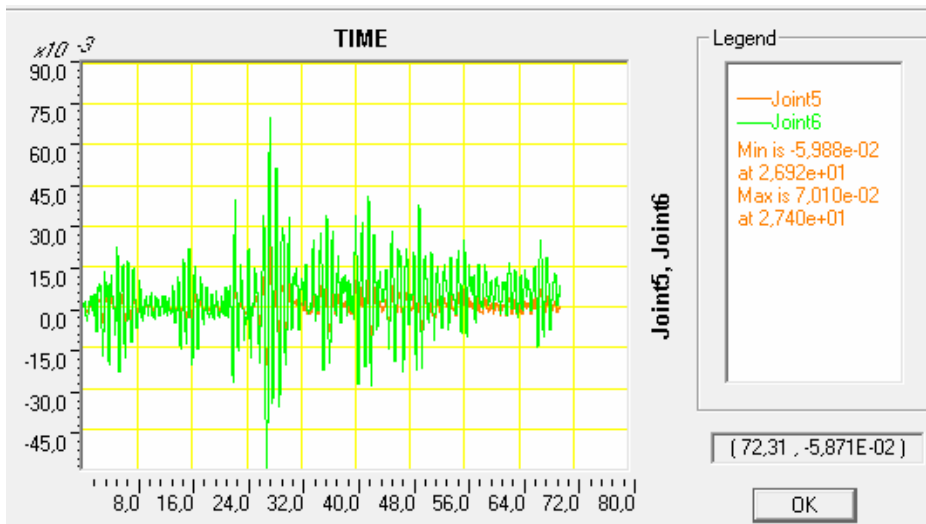
Слика 5.6.13.4.1. NDA Стање на крају записа убрзања Вранчеа VR86CvdNS. VG 40/60  $\Sigma$ 8RØ14. Двослојно тло,  $\rho_u \varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>,  $L_1=5,5$  m,  $\gamma_l=9,6$  kN/m<sup>3</sup>, Горле лево PGA 0,20 g, горе десно PGA 0,25 g доле лево PGA 0,30 g.

Врхови стубова:	4Y	Врхови стубова:	4Y	0,30g
Дно стубова:	1Y	Дно стубова:	4Y	
Везне Греде:	6 Y	Везне Греде:	6IO	
Шипови:	-	Шипови:	3Y=3	

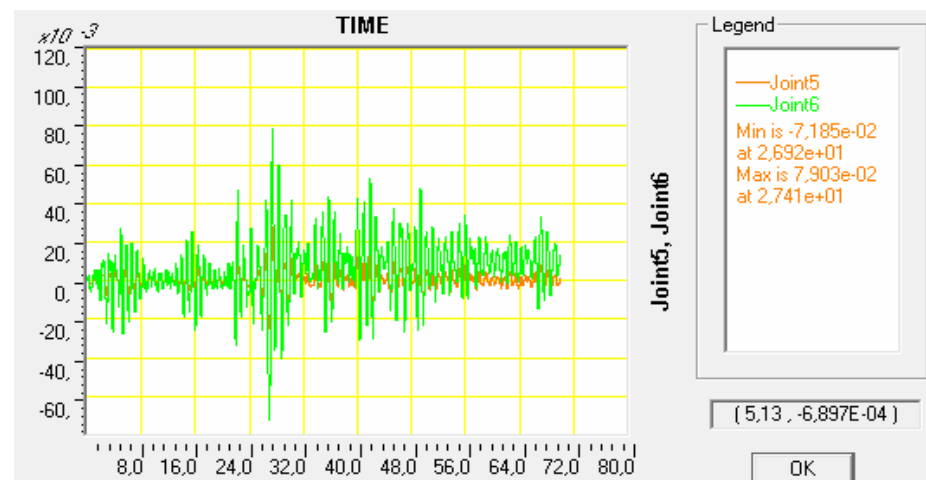
Сви пластични зглобови за PGA 0,25 g, су стања: почетак течења Y.



Слика 5.6.13.4.2. NDA. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) Вранчеа VR86CvdNS. VG 40/60  $\Sigma$ 8R $\emptyset$ 14. Двослојно тло,  $p$ -у  $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m $^3$ ;  $k=16307$  kN/m $^2$ ,  $L1=5,5$  m,  $\gamma l=9,6$  kN/m $^3$ , PGA 0,20 g.  $U_{max}=5,658$  cm,  $U_{min}=4,779$  cm



Слика 5.6.13.4.3. NDA. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) Вранчеа VR86CvdNS. VG 40/60  $\Sigma$ 8R $\emptyset$ 14. Двослојно тло,  $p$ -у  $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m $^3$ ;  $k=16307$  kN/m $^2$ ,  $L1=5,5$  m,  $\gamma l=9,6$  kN/m $^3$ , PGA 0,25 g.  $U_{max}=7,010$  cm,  $U_{min}=5,988$  cm



Слика 5.6.13.4.4. NDA. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) Вранчеа VR86CvdNS. VG 40/60  $\Sigma$ 8R $\emptyset$ 14. Двослојно тло,  $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m $^3$ ;  $k=16307$  kN/m $^2$ ,  $L1=5,5$  m,  $\gamma l=9,6$  kN/m $^3$ , PGA 0,30 g.  $U_{max}=7,903$  cm,  $U_{min}=7,185$  cm

### 5.6.14. УПОРЕДНА АНАЛИЗА РЕЗУЛТАТА

Следи min и max померање чвора на врху конструкције (пресек осе стуба и греде-плоче). Конструкција је без VG. Тло је једнослојно и двослојно, моделовано као  $p$ -у криве. Горњи слој тла је слабији од доњег само у нелинеарном делу  $p$ -у криве.

Без VG основни модел. Тло једнослојно  
El Centro 1 soil layer

	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	(cm)	(cm)	(cm)
LDA	0,2			
NDA	0,2	6,444	5,456	6,444
NDA	0,25	7,758	6,893	7,758
NDA	0,3	9,023	8,337	9,023

Без VG основни модел. Тло двослојно  
El Centro 2 soil layer

	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	(cm)	(cm)	(cm)
	0,2	6,736	7,431	
	0,2	4,685	4,792	4,792
	0,25	5,374	5,962	5,962
	0,3	5,52	7,115	7,115

Без VG основни модел. Тло једнослојно  
VR77NS 1 soil layer

	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	(cm)	(cm)	(cm)
LDA	0,2			
NDA	0,2	13,16	24,99	24,99
NDA	0,25	16,8	19,93	19,93
NDA	0,3		-	

Без VG основни модел. Тло двослојно  
VR77NS 2 soil layer

	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	(cm)	(cm)	(cm)
	0,2	8,673	12,85	
	0,2	9,968	7,044	9,968
	0,25	9,38	11,93	11,93
	0,3		-	

Без VG основни модел. Тло једнослојно  
VR86FocNS 1 soil layer

	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	(cm)	(cm)	(cm)
LDA	0,2	6,649	7,742	
NDA	0,2	6,529	7,343	7,343
NDA	0,25	8,331	8,864	8,864
NDA	0,3	10,19	10,15	10,19

Без VG основни модел. Тло двослојно  
VR86FocNS 2 soil layer

	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	(cm)	(cm)	(cm)
	0,2			
	0,2	6,382	5,478	6,382
	0,25	7,977	5,899	7,977
	0,3	9,496	6,503	9,496

Без VG основни модел. Тло једнослојно  
VR86CvdNS 1 soil layer

	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	(cm)	(cm)	(cm)
LDA	0,2			
NDA	0,2	6,402	7,375	7,375
NDA	0,25	7,791	9,012	9,012
NDA	0,3	8,754	10,68	10,68

Без VG основни модел. Тло двослојно  
VR86CvdNS 2 soil layer

	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	(cm)	(cm)	(cm)
	0,2	8,499	7,366	
	0,2	6,092	5,029	6,092
	0,25	7,42	6,288	7,42
	0,3	8,289	7,539	8,289

Разлика померања врха конструкције за једнослојно и двослојно тло. Конструкција је без VG. Тло је једнослојно и двослојно, моделовано као р-у криве. Горњи слој тла је слабији од доњег само у нелинеарном делу р-у криве.

El Centro (u1 soil layer- u2 sl)/u1sl				
	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	%	%	%
LDA	0,2			
NDA	0,2	27,30	12,17	25,64
NDA	0,25	30,73	13,51	23,15
NDA	0,3	38,82	14,66	21,15

Код једнослојног тла за ElCentro је екстремно померање за 21,15 до 25,64 % веће од двослојног. Са порастом PGA разлика опада.

VR77NS (u1 soil layer- u2 sl)/u1sl				
	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	%	%	%
LDA	0,2			
NDA	0,2	24,26	71,81	60,11
NDA	0,25	44,17	40,14	40,14
NDA	0,3		дивер.	-

Код једнослојног тла за VR77NS је екстремно померање за 40,14 до 60,11 % веће од двослојног. Са порастом PGA разлика опада.

VR86FocNS (u1 soil layer- u2 sl)/u1sl				
	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	%	%	%
LDA	0,2			
NDA	0,2	2,25	25,40	13,09
NDA	0,25	4,25	33,45	10,01
NDA	0,3	6,81	35,93	6,81

Код једнослојног тла за VR86FocNS је екстремно померање за 13 до 7 % веће од двослојног. Са порастом PGA разлика опада.

VR86CvdNS (u1 soil layer- u2 sl)/u1sl				
	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	%	%	%
LDA	0,2			
NDA	0,2	4,84	31,81	17,40
NDA	0,25	4,76	30,23	17,67
NDA	0,3	5,31	29,41	22,39

Код једнослојног тла за VR86CvdNS је екстремно померање за 17,40 до 22,39 % веће од двослојног. Са порастом PGA расте и разлика.

Следи min и max померање чвора на врху конструкције (пресек осе стуба и греде-плоче). Конструкција је са VG 40/60  $\Sigma$ 8R $\emptyset$ 14. Тло је једнослојно и двослојно, моделовано као р-у криве. Горњи слој тла је слабији од доњег само у нелинеарном делу р-у криве.

VG 40/60  $\Sigma$ 8R $\emptyset$ 14. Тло једнослојно

El Centro 1 soil layer

	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	(cm)	(cm)	(cm)
LDA	0,2	6,15	5,482	
NDA	0,2	5,789	5,026	5,789
NDA	0,25	7,083	6,415	7,083
NDA	0,3	7,806	8,314	8,314

VG 40/60  $\Sigma$ 8R $\emptyset$ 14. Тло двослојно

El Centro 2 soil layer

	PGA	Umax	Umin	Umin
	(g)	(cm)	(cm)	(cm)
	0,2	6,153	5,482	
	0,2	4,231	4,408	4,408
	0,25	4,969	5,555	5,555
	0,3	5,279	6,675	6,675

VG 40/60  $\Sigma$ 8R $\emptyset$ 14. Тло једнослојно

VR77NS 1 soil layer

	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	(cm)	(cm)	(cm)
LDA	0,2	27,47*	23,33*	
NDA	0,2	12,46	15,75	15,75
NDA	0,25	16,04	18,89	18,89
NDA	0,3	div.	div.	

VG 40/60  $\Sigma$ 8R $\emptyset$ 14. Тло двослојно

VR77NS 2 soil layer

	PGA	Umax	Umin	Umin
	(g)	(cm)	(cm)	(cm)
	0,2	5,632	8,72	
	0,2	7,053	9,688	9,688
	0,25	9,475	11,65	11,65
	0,3	12,01	14	

\*овде је преузето почетно стање од Dead Load за LDA

VG 40/60  $\Sigma$ 8R $\emptyset$ 14. Тло једнослојно

VR86FocNS 1 soil layer

	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	(cm)	(cm)	(cm)
LDA	0,2	8,79	9,192	
NDA	0,2	6,58	7,067	7,067
NDA	0,25	8,379	8,526	8,526
NDA	0,3	10,3	9,58	10,3

VG 40/60  $\Sigma$ 8R $\emptyset$ 14. Тло двослојно

VR86FocNS 2 soil layer

	PGA	Umax	Umin	Umin
	(g)	(cm)	(cm)	(cm)
	0,2			
	0,2	5,582	4,782	5,582
	0,25	7,178	5,395	7,178
	0,3	8,812	5,86	8,812

VG 40/60  $\Sigma$ 8R $\emptyset$ 14. Тло једнослојно

VR86CvdNS 1 soil layer

	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	(cm)	(cm)	(cm)
LDA	0,2	6,542	7,268	
NDA	0,2	6,197	6,914	6,914
NDA	0,25	7,535	8,51	8,51
NDA	0,3	8,583	10,011	10,011

VG 40/60  $\Sigma$ 8R $\emptyset$ 14. Тло двослојно

VR86CvdNS 2 soil layer

	PGA	Umax	Umin	Extrem
	(g)	(cm)	(cm)	(cm)
	0,2			
	0,2	5,658	4,779	5,658
	0,25	7,01	5,988	7,01
	0,3	7,903	7,185	7,903



Разлика померања врха конструкције за једнослојно и двослојно тло. Конструкција је са VG 40/60  $\Sigma 8R\emptyset 14$ . Тло је једнослојно и двослојно, моделовано као р-у криве. Горњи слој тла је слабији од доњег само у нелинеарном делу р-у криве.

El Centro (u1 soil layer- u2 sl)/u1sl				
	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	%	%	%
LDA	0,2			
NDA	0,2	26,91	12,30	23,86
NDA	0,25	29,85	13,41	21,57
NDA	0,3	32,37	19,71	19,71

Код једнослојног тла за ElCentro је екстремно померање за 19,71 до 23,86 % веће од двослојног. Са порастом PGA разлика опада.

VR77NS (u1 soil layer- u2 sl)/u1sl				
	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	%	%	%
LDA	0,2			
NDA	0,2	43,39	38,49	38,49
NDA	0,25	40,93	38,33	38,33
NDA	0,3			

Код једнослојног тла за VR77NS је екстремно померање за 38,33 до 38,49 % веће од двослојног. Са порастом PGA разлика незнатно опада.

VR86FocNS (u1 soil layer- u2 sl)/u1sl				
	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	%	%	%
LDA	0,2			
NDA	0,2	15,17	32,33	21,01
NDA	0,25	14,33	36,72	15,81
NDA	0,3	14,45	38,83	14,45

Код једнослојног тла за VR86FocNS је екстремно померање за 14,45 до 21,01 % веће од двослојног. Са порастом PGA разлика опада.

VR86CvdNS (u1 soil layer- u2 sl)/u1sl				
	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	%	%	%
LDA	0,2			
NDA	0,2	8,70	30,88	18,17
NDA	0,25	6,97	29,64	17,63
NDA	0,3	7,92	28,23	21,06

Код једнослојног тла за VR86CvdNS је екстремно померање за 17,17 до 21,06 % веће од двослојног. Са порастом PGA разлика осцилује.

Следи упоредна анализа екстремних померања модела са и без везних греда, за једнослојно и двослојно тло. Коментарисаће се само апсолутни екстрем.

(без VG - са VG) / без VG

El Centro 1 soil layer

	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	%	%	%
NDA	0,2	10,16	7,88	10,16
NDA	0,25	8,70	6,93	8,70
NDA	0,3	13,49	0,28	7,86

(без VG - са VG) / без VG

El Centro 2 soil layer

	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	%	%	%
NDA	0,2	9,69	8,01	8,01
NDA	0,25	7,54	6,83	6,83
NDA	0,3	4,37	6,18	6,18

За акцелерограм El Centro, код једнослојног тла extr. померање модела без VG је веће за 7,86 до 10,16 %. Са порастом PGA разлика опада. Код двослојног тла extr. померање модела без VG је веће од 6,18 до 8,01 %. Са порастом PGA разлика опада.

(без VG - са VG) / без VG

VR77NS 1 soil layer

	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	%	%	%
NDA	0,2	5,32	36,97	36,97
NDA	0,25	4,52	5,22	5,22
NDA	0,3	div.	div.	

(без VG - са VG) / без VG

VR77NS 2 soil layer

	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	%	%	%
NDA	0,2	29,24	-37,54	2,81
NDA	0,25	-1,01	2,35	2,35
NDA	0,3	div.	div.	

За акцелерограм VR77NS, код једнослојног тла extr. померање модела без VG је веће за 5,22 до 36,97 %. Са порастом PGA разлика опада. Код двослојног тла extr. померање модела без VG је веће од 2,35 до 2,81 %. Са порастом PGA разлика опада.

(без VG - са VG) / без VG

VR86FocNS 1 soil layer

	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	%	%	%
NDA	0,2	-0,78	3,76	3,76
NDA	0,25	-0,58	3,81	3,81
NDA	0,3	-1,08	5,62	-1,08

(без VG - са VG) / без VG

VR86FocNS 2 soil layer

	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	%	%	%
NDA	0,2	12,54	12,71	12,54
NDA	0,25	10,02	8,54	10,02
NDA	0,3	7,20	9,89	7,20

За акцелерограм VR86FocNS, код једнослојног тла extr. померање модела без VG је веће за 3,76 до 3,81%, односно за 0,30g мења знак и постаје мање за 1,08% код модела без VG. Са порастом PGA разлика осцилује и мења знак. Код двослојног тла extr. померање модела без VG је веће од 7,20 до 12,54 %. Са порастом PGA разлика опада.

(без VG - са VG) / без VG

VR86CvdNS 1 soil layer

	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	%	%	%
LDA	0,2	6,542	7,268	
NDA	0,2	3,20	6,25	6,25
NDA	0,25	3,29	5,57	5,57
NDA	0,3	1,95	6,26	6,26

(без VG - са VG) / без VG

VR86CvdNS 2 soil layer

	PGA	Umax	Umin	extrem
	(g)	%	%	%
LDA	0,2	6,542	7,268	
NDA	0,2	7,12	4,97	7,12
NDA	0,25	5,53	4,77	5,53
NDA	0,3	4,66	4,70	4,66

За акцелерограм VR86CvdNS, код једнослојног тла extr. померање модела без VG је веће за 5,57 до 6,26 %. Са порастом PGA разлика осцилује. Код двослојног тла extr. померање модела без VG је веће од 4,66 до 7,12 %. Са порастом PGA разлика опада.

Увођење везних греда смањује вршно померање у 21 од 22 случаја, различитих модела и вршних убрзања.

### **Увођење везних греда 40/60 код једнослојног тла**

Код једнослојног тла увођење везних греда смањује оштећења, или их не повећава у носећим деловима конструкције. Сеизмичка енергија се „троши“ у везним гредама, тако што се пластични зглобови отварају у њима.

Код земљотреса **ЕлЦентро** спречава појаву једног пластичног зглоба (стање Y) у доњем крају стуба. Нема отварања зглобова у остала 3 доња краја у оба случаја (без и са VG). Смањено је вршно померање за 8 до 10%.

Код земљотреса **VR77NS** увођење везних греда смањује значајно оштећења, и снижава степен оштећења у стубовима. Без Везних греда за 0,20 g код једнослојног тла конструкција се мора санирати и то сва 4 стуба (на ивици тоталне санације). Са везним греда санира се само 1 стуб. Код 0,25 g без везних греда долази до тоталног колапса, са везним гредама замењује се један, а санирају два стуба. Са колапс се дешава рек на 0,30 g, и то тако што људи имају времена да се склоне (3 стубова стање PH: D преостале носивости). Смањено је вршно померање за 5 до 37%.

Код земљотреса **VR86FocNS** увођење везних греда не повећава оштећења у носећим елементима, али их и не смањује. Extr. померање модела без VG је веће за 4% (за 0,20 и 0,25 g), али за 0,30g мења знак и постаје мање за 1,08% код модела без VG. Са порастом PGA разлика осцилује и мења знак.

Код земљотреса **VR86CvdNS** увођење везних греда смањује оштећења само у 1 шипу, и вршно померање за око 5%.

Увођење везних греда код једнослојно тла нема неповољно дејство, и у већини случајева смањује оштећења. Најповољнији ефекат има код земљотреса VR77NS.

### **Увођење везних греда 40/60 код двослојног тла, где је горњи слој мање крутости само у нелинеарном делу.**

Код двослојног тла увођење везних греда смањује оштећења, или их не повећава у носећим деловима конструкције. Сеизмичка енергија се „троши“ у везним гредама, тако што се пластични зглобови отварају у њима.

Код земљотреса **ЕлЦентро** спречава појаву једног пластичног зглоба (стање Y) у доњем крају стуба, за PGA 0,25 g. код осталих случајева нема промене. Сви пластични зглобови су стања: почетак течења - Y. Код двослојног тла extr. померање модела без VG је веће од 6 до 8 %. Са порастом PGA разлика опада

Код земљотреса **VR77NS** увођење везних греда смањује оштећења само са PGA веће од 0,20. За PGA 0,20 g увођење везних греда готово да нема ефекта. За PGA 0,25 g (VG) снижава степен оштећења у стубовима, и број стубова за замену. Без везних греда замењују се два стуба а санирају преостала два. Са везним гредама за PGA 0,25 g замењује се један стуб а санирају преостала три. Код двослојног тла extr. померање модела без VG је веће од 2 до 3 %. Са порастом PGA разлика опада

Код земљотреса **VR86FocNS** увођење везних греда не повећава оштећења у носећим елементима. За PGA 0,20 g спречава стварање пластичних зглобова у доњим крајевима стубова. За PGA 0,25 g спречава стварање пластичних зглобова у једном шипу. За PGA 0,30 g смањује број шипова у којима се отварају пластични зглобови, са четири на два, а смањује и број зглобова у једном оштећеном шипу. Код двослојног тла extr. померање модела без VG је веће од 7 до 13 %. Са порастом PGA разлика опада.

Код земљотреса **VR86CvdNS** увођење везних греда смањује оштећења само за PGA веће од 0,20 g, и то само у шиповим. У стубовима ВГ не смањују оштећења, за овај земљотрес. За PGA 0,25 g, спречава појави зглобова у једном шипу. За PGA 0,30 g, спречава појаву зглобова у два шипа. Код двослојног тла *extr.* померање модела без VG је веће од 5 до 7 %. Са порастом PGA разлика опада.

За оба модела тла највећи број пластичних зглобова у шиповима изазива акцелерограм **VR77NS**.

### ЗАКЉУЧАК

Увођење везних греда код **једнослојног** модела тла смањује оштећења и екстремна померања за 5 до 36%. Ово смањење је мање једино за акцелерограм **VR86FocNS**, за који нема повећања ни смањења оштећења

Увођење везних греда код **двослојног** модела тла (са смањеним нелинеарним делом *p*-у криве за горњи слој) и смањује оштећења и екстремна померања за 5 до 13%. Ово смањење померања је мање једино за акцелерограм **VR77NS**, за који износи 2-3 %. Увођењем везних греда нема повећања оштећења. У зависности од акцелерограма и PGA али смањује или не повећава оштећења. Увођење везних греда код овог модела тла делује повољно, али у мало мањој мери него код једнослојног тла, осим за оштећења код акцелерограма **VR77NS**, где је смањења значајно.

Код пушOVER анализе једнослојног и двослојног тла, утврђено је да минимална сила у основи, увођењем везних греда расте за око 30 односно 60%.

У наставку су дате анализе временског корака интеграције, и утицај везне греде 40/80. Везна греда **40/80** смањује оштећења на носећим елементима конструкције при PGA 0,20 g VR77NS, више него греда 40/60. Дакле увођењем везних греда код *p*-у кривих смањују се оштећења носећих елемената конструкције. У ређим случајевим увођење ВГ не смањује оштећења али их ни не повећава, а смањује вршна померања. У везним гредама попречних пресека и армирања како су овде усвојене, имају повољно дејство.

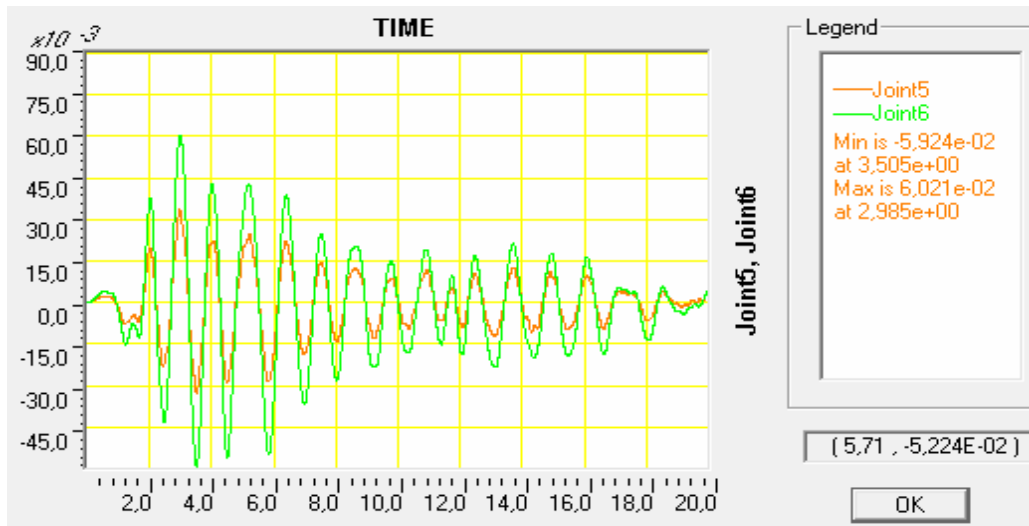
У односу на реалан објекат потребне су мање модификације примењених модела како би се донела прецизна одлука о увођењу истих. Потребно је анализирати 3Д и 2Д модел компаративно Потребно је такође затражити од Републичког сизмолошког завода прецизне податке за предметну локацију. На основу тога саставити скуп акцелерограма. Даље додати два „инверзна“ модела *p*-у кривих („слабији“ слој нелинерног дела је 1. доњи, а не горњи и 2. целом дубином), са подацима одговора на скуп дејства акцелерограма и онда усвојити решење. Везна греда би требало да буде блиска димензијама 40/60 или 40/80, армирана слично предложеној арматури.

Акцелерограми се могу саставити и Фуријеровим трансформација делом и овде коришћених акцелерограма. Употребом програма прошејк или сл. Поступак се заснива на инверзној трансформацији записа на основну стену и даље са основне стене на премету локацију објекта.

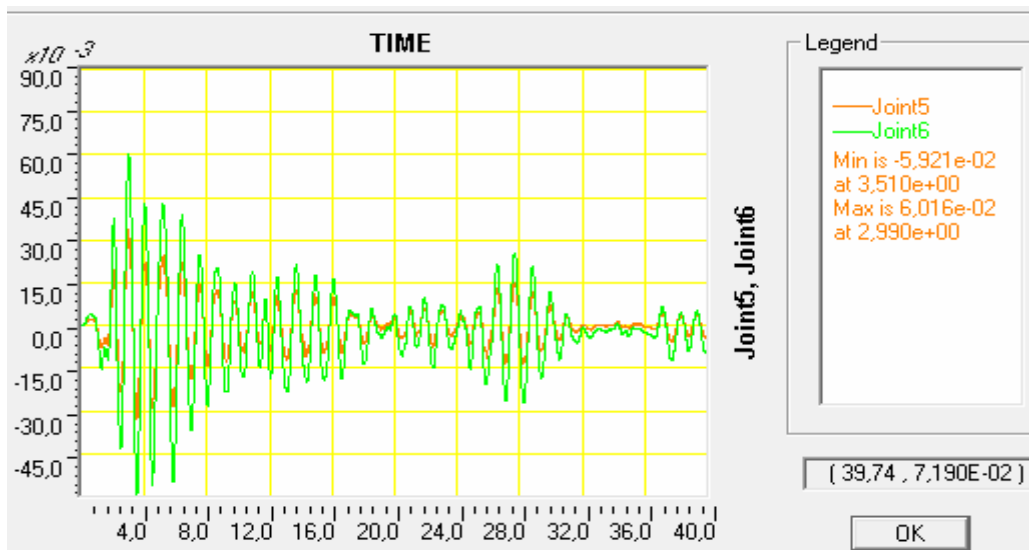
### 5.6.15. ОДГОВОР НА EL CENTRO ЈЕДНОСЛОЈНО ТЛО. КОРИГОВАНИ СПЕКТАР. ИСПИТИВАЊЕ КОРАКА ИНТЕГРАЦИЈЕ НА РЕЗУЛТАТЕ.



Слика 5.6.15.1 Испитивање величине корака интеграције на излазне резултате урађено је за кориговани акцелерограм ElCentro. Величина излазног временског корака је изабрана за следеће вредности: 0,005sec; 0,01 sec; 0,02 sec. Испитивано је стање на крају земљотреса и померање чворова у врху и доњем крају стуба (у даљем тексту дно).

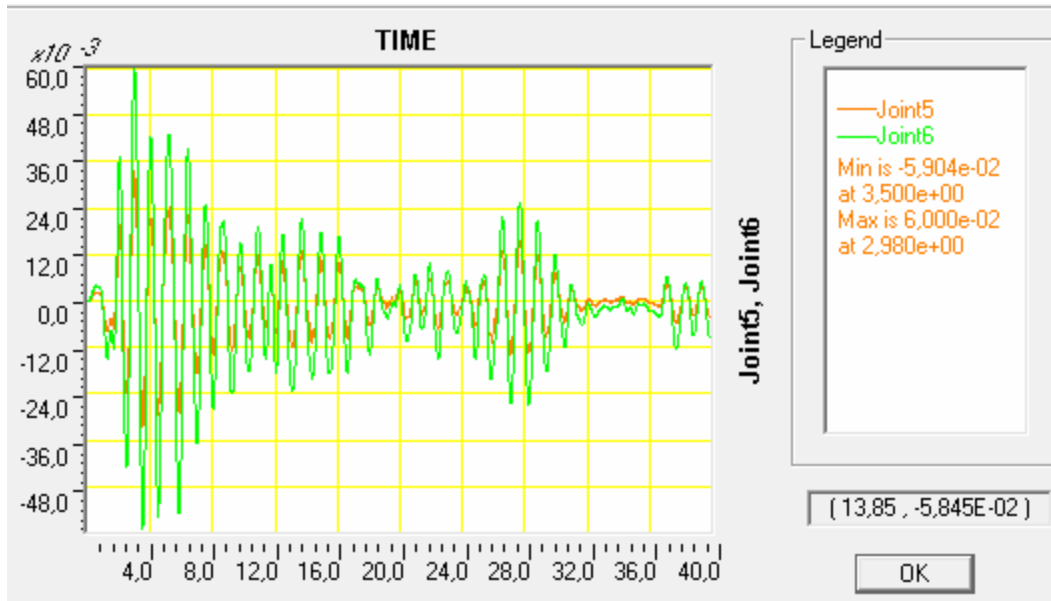


Слика 5.6.15.2. Величина излазног временског корака је: 0,005 sec



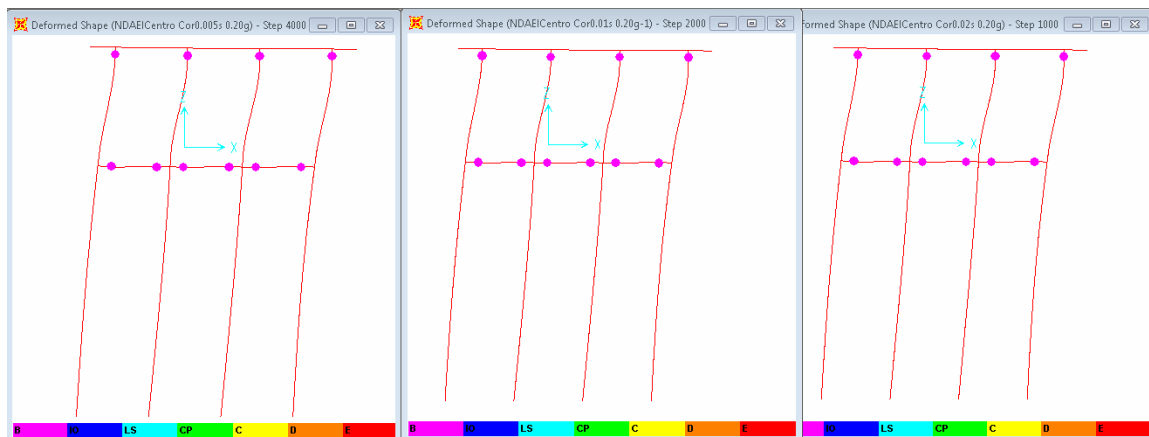
Слика 5.6.15.3. Величина излазног временског корака је 0,01 sec

Коришћењем коригованог акцелерограма Ел Центро вршно померање на једнослојном тлу без везних греда се смањује за 6,02%.

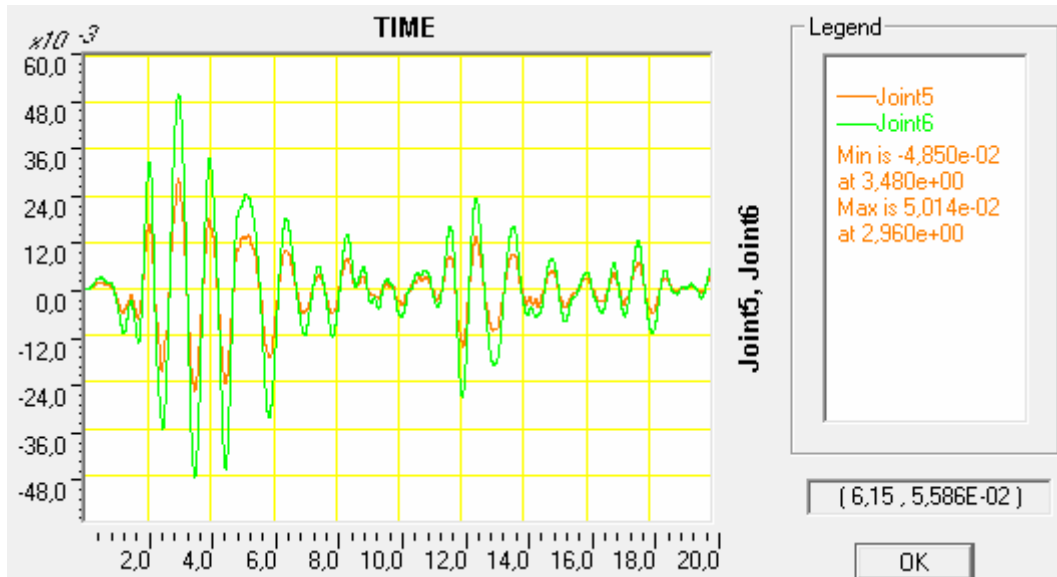


Слика 5.6.15.4. Величина излазног временског корака је 0,02 sec .

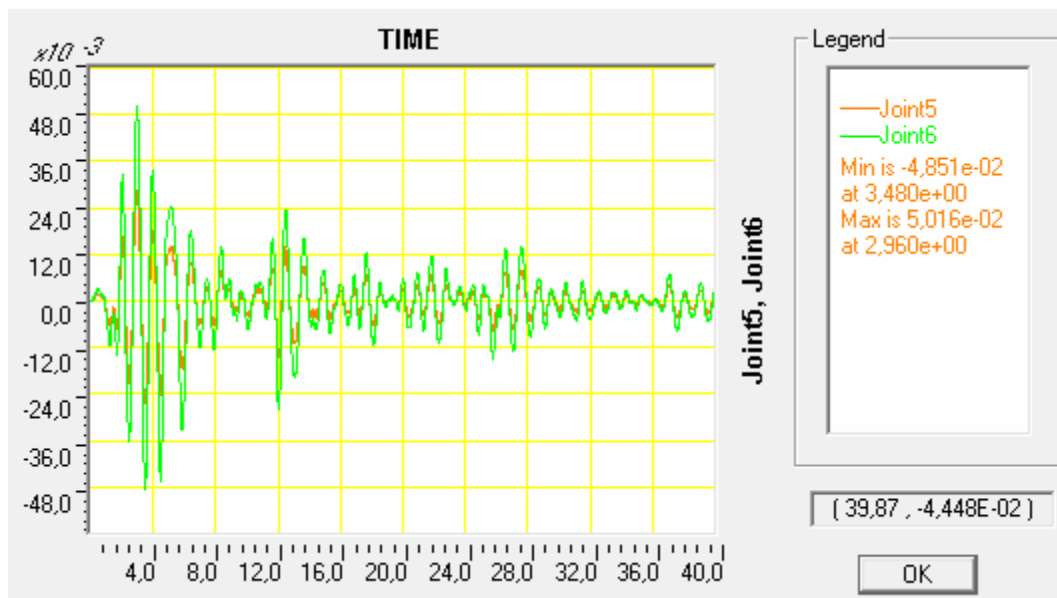
### 5.6.16. ОДГОВОР НА ЕЛ СЕНТРО ЈЕДНОСЛОЈНО ТЛО. ВЕЗНА ГРЕДА 40/80 КОРИГОВАНИ СПЕКТАР. ИСПИТИВАЊЕ КОРАКА ИНТЕГРАЦИЈЕ НА РЕЗУЛТАТЕ



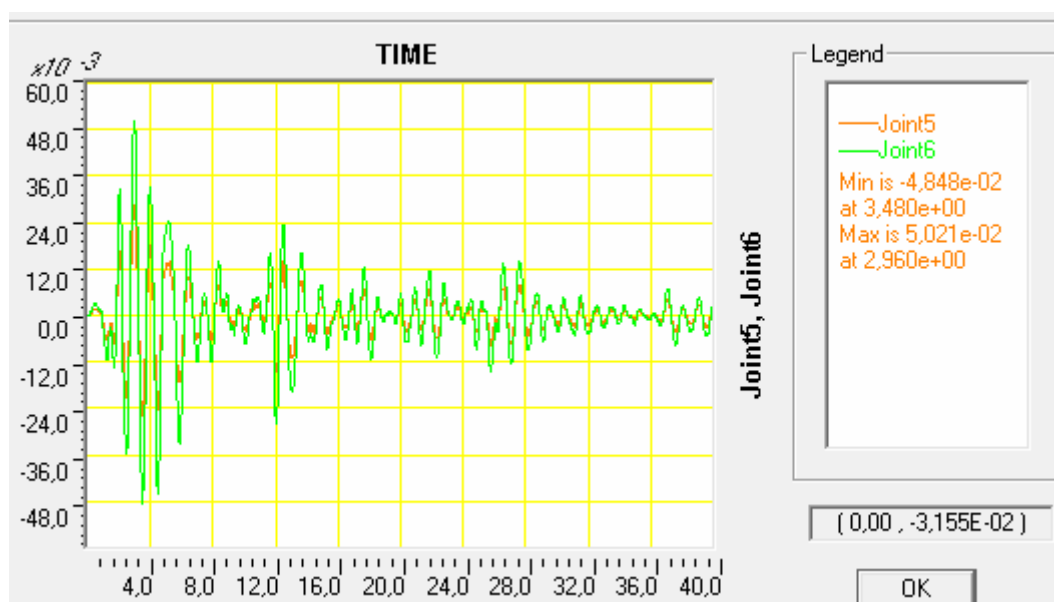
Слика 5.6.16.1 Испитивање величине корака интеграције на излазне резултате урађено је за кориговани акцелерограм ЕлСентро PGA 0,20 g. Стање на крају земљотреса. Most Kovilj\_NS VG 40x80 p-y f34D120g176k16300. Величина излазног временског корака је изабрана за следеће вредности: 0,005 sec; 0,01sec; 0,02 sec. Испитивано је стање на крају земљотреса и померање чворова у врху и доњем крају стуба (у даљем тексту дно).



Слика 5.6.16.2. NDA. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) EICentro. VG 40/80  $\Sigma 8R\emptyset 19$ . Тло једнослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,20 g. Величина излазног временског корака је: 0,005 sec.  $U_{max}=5,014$  cm,  $U_{min}=4,850$  cm



Слика 5.6.16.3. NDA. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) EICentro. VG 40/80  $\Sigma 8R\emptyset 19$ . Тло једнослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,20 g. Величина излазног временског корака је: 0,01 sec.  $U_{max}=5,016$ cm,  $U_{min}=4,851$ cm



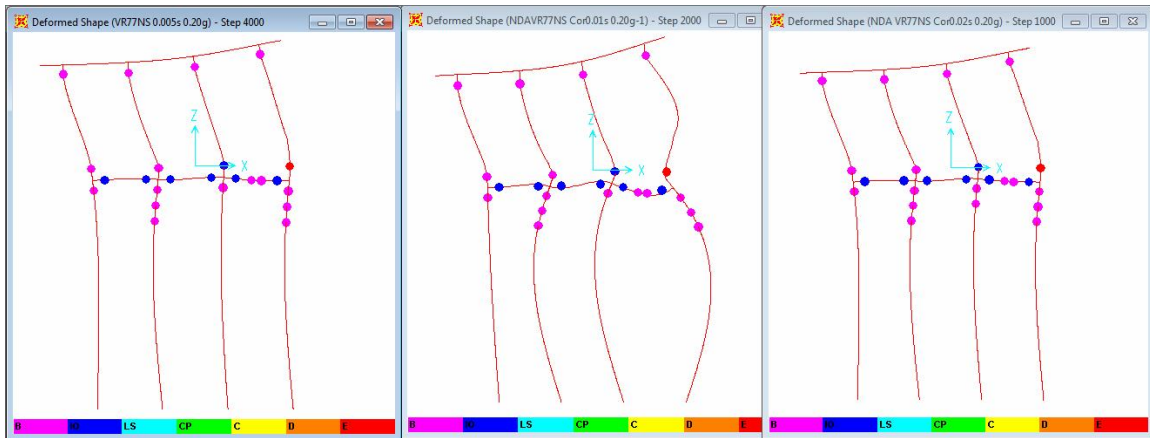
Слика 5.6.16.4. NDA. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) ElCentro. VG 40/80  $\Sigma 8R\emptyset 19$ . Тло једнослојно  $p$ -у  $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,20 g. Величина излазног временског корака је: 0,01 sec .  $U_{max}=5,016$ cm,  $U_{min}=4,851$ cm

Step t (sec)	$U_{max}$ (cm)	$U_{min}$ (cm)
0,005	5,014	4,850
0,01	5,016	4,851
0,02	5,016	4,851

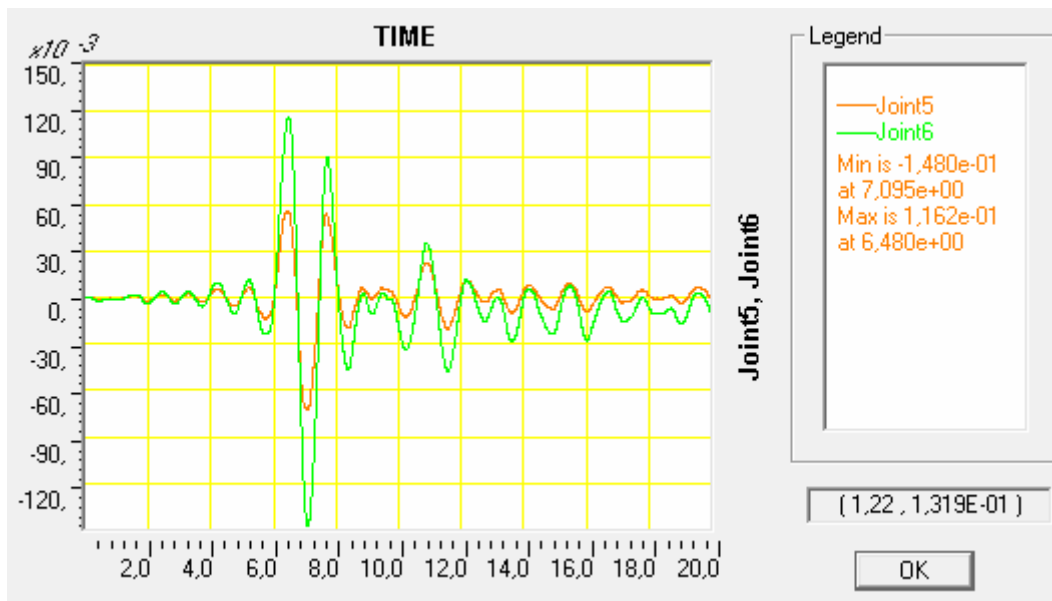
Овде на једнослојно моделу тла са стандардним  $p$ -у кривама за песак ( $p$ -у  $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>), за вршно убрзање PGA 0,20 g, и кориговани акцелерограм ElCentro практично нема промене вршног померања врха стуба, ни промене у слици стања пластичних зглобова на крају земљотреса, услед промене корака интеграције. Вршно померање за коригован спектар ЕлЦентро и ВГ 40/80 је смањено у односу на једнослојно тло са везном гредом 40/60 за 13%. Претпоставља се да прорачун са различитим величинама излазног временског корака постаје значајан тек када конструкција почиње да се руши, односно када оштећења постају значајна. Зато се прелази на прорачун са дејством акцелерограма VR77NS који према спектру одговора са конструкцијом улази у резонанцију и тада изазива значајна оштећења. Не треба испустити из вида, да је први својствени облик конструкције са везним гредама (VG 40/80  $\Sigma 8R\emptyset 19$ ) померен ка краћим периодима у односу на основни модел, са 0,965 на 0,766 (на 79%). Према спектру одговора за овако ниске периоде веће повећање (амплификација) има VR86IncNS.



### 5.6.17. ОДГОВОР НА VR77NS ЈЕДНОСЛОЈНО ТЛО. ВЕЗНА ГРЕДА 40/80 КОРИГОВАНИ СПЕКТАР. ИСПИТИВАЊЕ КОРАКА ИНТЕГРАЦИЈЕ НА ИЗЛАЗНЕ РЕЗУЛТАТЕ



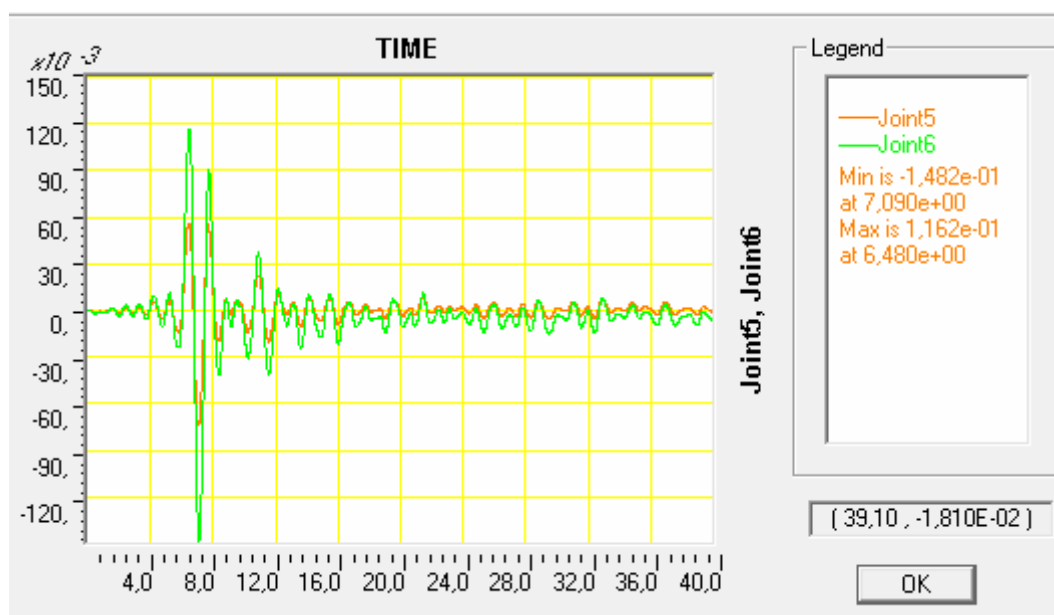
Слика 5.6.17.1. Испитивање величине корака интеграције на излазне резултате урађено је за кориговани акцелерограм VR77NS PGA 0,20 g. Стање на крају земљотреса. Једнослојно тло. Величина излазног временског корака је изабрана за следеће вредности: 0,005 sec; 0,01 sec; 0,02 sec. Испитивано је стање на крају земљотреса и померање чворова у врху и доњем крају стуба (у даљем тексту дно).



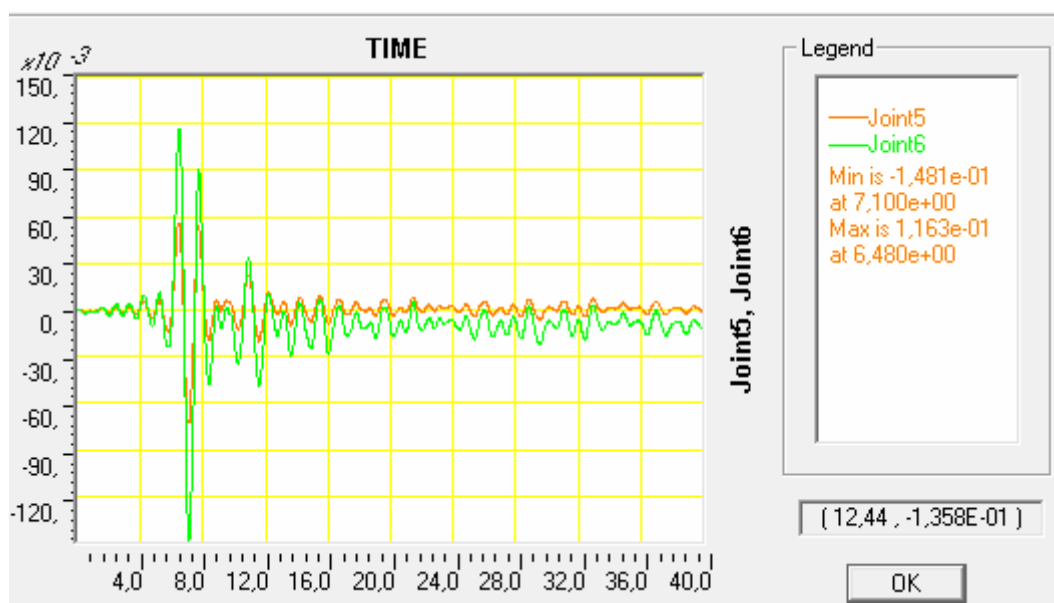
Слика 5.6.17.2. NDA. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) VR77NS. VG 40/80  $\Sigma R\emptyset 19$ . Тло једнослојно  $p$ - $y$   $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,20 g. Величина излазног временског корака је: 0,005 sec.  $U_{max}=11,62$  cm,  $U_{min}=14,80$  cm

Крућа везна 40/80 греда за акцелерограм VR77NS код једнослојног тла, и PGA 0,20 g смањује вршно померање за 5,9%, а смањују се и оштећења стубова и шипова.

	0,20g VG40/60	0,20g VG40/80
Врхови стубова:	3Y+1D	4Y
Дно стубова:	1Y+2IO+1E	2Y+1IO+1E
Везне Греде:	6IO+2Y	6IO+2Y
Шипови:	1Y+4Y+3Y+4Y=12	1Y+3Y+1Y+3Y=8



Слика 5.6.17.3. NDA. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) VR77NS. VG 40/80  $\Sigma$ 8R $\emptyset$ 19. Тло једнослојно  $p$ -у  $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,20 g. Величина излазног временског корака је: 0,01 sec.  $U_{max}=11,62$  cm,  $U_{min}=14,82$  cm



Слика 5.6.17.4. NDA. Померање чвора 5 и 6 (врх и дно стуба) за Акцелерограм (запис убрзања) VR77NS. VG 40/80  $\Sigma$ 8R $\emptyset$ 19. Тло једнослојно  $p$ -у  $\varphi=34$ ;  $b=1,2$  m;  $\gamma=17,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $k=16307$  kN/m<sup>2</sup>, PGA 0,20 g. Величина излазног временског корака је: 0,02 sec.  $U_{max}=11,63$  cm,  $U_{min}=14,81$  cm

Step t (sec)	$U_{max}$ (cm)	$U_{min}$ (cm)
0,005	11,62	14,80
0,01	11,62	14,82
0,02	11,63	14,81

Промена вршног убрзања и овде је занемарљива. За једнослојни модел тла са стандардним  $p$ -у кривама за песак, за вршно убрзање PGA 0,20 g, и кориговани акцелерограм VR77NS практично нема промене вршног померања врха стуба, ни промене у слици стања пластичних зглобова на крају земљотреса. Дакле значајна промена у вредностима вршног убрзања са променом величине времена излазног корака настаје тека онда када током прорачуна за одређену величину излазног корака

програм не може да изравна решење у систему динамичких једначина (итеративно решавање система једначина, реституциона сила и сл.). То се обично дешава (можда и по правилу само тада) када се током земљотреса отвори (појави) готово истовремено већи број пластичних зглобова близу колапса или/и у стању колапса (CP, C, D, E).

Четири акцелерограма нису довољна за сасвим поуздану оцену сеизмичке отпорности конструкције. Према ЕЦ8 ако се за ТН анализу користе три акцелерограма онда се одабира екстремна вредност одговора. Такође амплитудно - фреквентни састави акцелерограма, који имају значајан утицај на сеизмички одговор (Bloodworth et al., 2003) нису кориговани за одговарајућу врсту тла (програм Shake и др.). Међутим на основу спектра одговора и ТН анализе види се да највећа оштећења изазива VR1977NS и VR1986FocNS. На рачунарима са слабијим перформансама, акцелерограм VR1977NS не може да прорачуна ТН за ову конструкцију за вршни (pick) удар са поделом времена на кораке 0,02 sec, али то може са поделом на кораке од 0,005 sec. Тада у табели број корака за 0,02 sec треба помножити са 4, те укупан број корака уместо 2007 износи 8028. Треба водити рачуна да тада резултати за идентичне моделе могу одступати око 5-10%, као нпр. вршно померање, а такође се могу добити и идентични резултати.

## 5. 7 СУМАРНА ДИСКУСИЈА РЕЗУЛТАТА

У нумеричким анализама мостова коришћени су различити модели тла. Тло је моделовано еластичним опругама, са претпостављеним вредностима секантне крутости од 6000 и 12000 kN/m Други модел тла који је коришћен у анализама су  $p - u$  криве за песак. За нелинеарну динамичку анализу коришћене су четири врсте акцелерограма ЕлЦентро, Вранчеа 1977, и два акцелерограма Вранчеа из 1986. године. Акцелерограми су скалирани у односу на вршну вредност убрзања тла (PGA) најчешће за вредности 0,20; 0,25; и 0,30 g. У неким случајевима вредност скалирања је била у ширем опсегу, тј. кретала се до 0,6 g.

Испитиван је одговор конструкције и за каснији (други) удар земљотреса. Проверавана су стања пластичних зглобова на крају дејства земљотреса (сеизмичког догађаја). Проверена је и промена првог својственог тона као репрезента промене крутости конструкције. Анализиран је објекат са и без везних греда уз упоређење резултата њихових одговора.

Уз излазне резултате нумеричких анализа, који су донекле коментарисани уз коришћење упоредне анализе, овде је приказана сумирана дискусија карактеристичних резултата. Она је значајна за сагледавање начина моделовања и процену резултата нумеричких истраживања.

Испитивана је промена првог (и другог) својственог тона, пре првог, пре другог и након другог удара. Такође је, испитиван и дрифт и промена вршног померања.

Из спроведених анализа закључено је да је код пушвер и временска историја (ТХ) анализе, конструкције и зграде и моста, повољније посматрати и померање чвора у нивоу тла, и померање чвора у врху конструкције, јер то пружа бар делимичан увид у интеракцију конструкције са тлом. Ово померање се може посматрати као глобални дрифт (може бити у cm или као однос разлике померања врха и тла / висина) или као спратни дрифт код једносратних објеката. Степен интеракције, код пушвер анализе може се грубо одредити преко односа померања у врху конструкције и померања у нивоу тла. Овај однос варира у широким границама, а може занемарен зависно од случаја, а различито армирање може бити од утицаја (МПП).

Померање у нивоу тла се даље може упоредити са пројектним померањем тла (ЕЦ8 део 1 п 3.2.2.4) за одређену категорију тла и PGA, при чему треба водити рачуна о разлици померања блиског поља тла (са утицајем темеља) и слободног поља тла (без утицаја темеља).

У даљој дискусији биће на почетку истакнуте карактеристике прорачунских модела и карактеристике сеизмичких дејстава (у облику акцелерограма).

**Рам са везним гредама вг 40/60cm тло моделивано као еластичне опруге  $k_x=k_z=k_y=12000$ .**

Иако је пушвер померање средњег рама, за тло моделивано еластичним опругама мање него код истог рама за моде тла  $p$ -у криве, сеизмичка анализа преко временске историје са записом VR86FoscNS, показује боље понашање средњег рама код еластичних опруга него код  $p$ -у кривих. То је чест случај код TX али не и увек, јер утицај зависи од амплитудно фреквентног састава акцелерограма и динамичких карактеристика конструкције (период и пригушење).

Објашњење ове појаве лежи у томе да почетна линеарна хоризонтална крутост  $p$ -у кривих за песак расте пропорционално са дубином  $z$ , (за овај случај) према формули:  $k_x=16500 \cdot z$ , али само до вредности  $p_a$ . Надаље се  $p$ -у крива понаша као хипербола са хоризонталном асимптомом  $p_c$ . Хоризонтална крутост еластичних опруга је наизглед мања, али само у односу на почетну крутост  $p$ -у кривих, јер овакве еластичне опруге дају знатно веће силе отпора тла код већих померања. А већа померања се управо и дешавају у горњим слојевима тла. Ако би се користила секантна крутост за еластичне опруге резултат би био другојачији. Употреба еластичних опруга даје конзервативне резултате.

За бољу процену понашања тла током земљотреса неопходно је користити нелинеарне методе, или таласну механику и механику континуума. Коришћење модела  $p$ -у криве за тло има низ предности, али захтева већи утросак рачунарског времена, па се препоручује само код значајнијих објеката. Такође, не треба је користити са непоузданим геомеханичким подацима. Коришћење  $p$ -у кривих за песак је повољно. Код анализа  $p$ -у кривих Риса и Матлока је речено да највећи утицај промене улаза на излазну отпорност  $p$ -у кривих код чистог песка има параметар сопствена тежина. Стога је код двослојног тла варирана само сопствена тежина, а почетни модул и угао унутрашњег трења је задржан константним, тј. нису варирани.

### Други удар земљотреса

У овој дискусији најпре ће бити објашњен разлог за анализу другог удара. Према Аничих и др. забележени су случајеви када је током другог удара земљотреса који је био мањег интензитета од првог (главног) удара, дошло до већих људских жртава и оштећења објеката него код главног удара. Због тога је на низ модела мостова анализиран и други удар земљотреса, мањег интензитета од првог (50 до 75% у односу на први удар). При томе је почетна матрица (померања, оптерећења и напонских утицаја) преузета из крајњег стања након првог удара.

При анализи другог удара земљотреса утврђена је и појава „аномалија“ промене првог својственог облика, као и платоа. Наиме код неких модела шип-конструкција-тло постоји одређен интервал PGA другог удара када нема пораста првог својственог тона. Ово се скоро никад не догађа код конструкција које су укљештене у тлу, већ само код конструкција код којих је присутан значајан ефекат интеракције шип-тло. Плато се види на слици 5.5.2.3.16 где је приказана промена првог својственог тона током другог

удара VR77NS у зависности од PGA. Током ДУ (другог удара ) скалираног од 50 % ПУ (првог удара) тј. PGA= 0,10g до 60% ПУ тј. PGA= 0,12 g , први својствени тон расте, а након тога наступа плато све до 0,15 g. Дакле током другог удара за PGA од 0,12 g до 0,15 g први својствени тон износи 1,677 секунди (плато).

На слици 5.5.4.7. анализирано је вршно померање врха стуба у зависности од пораста PGA, током другог удара (ДУ) земљотреса NDA VR86FocsNS. Модел је са VG 40x60 армиран са  $\pm 2 \times 2 R\text{Ø}14 MB30$ . Тло је моделовано ка еластичне опруге крутости 12000 kN/m. Код овог модела и акцелерограма нема промене својственог тона током ДУ, али зато вршно померање током ДУ изражено у односу на % Првог удара PGA има јаку линеарну зависност. Ово се догађа код линеарних опруга у тлу код нижих степена PGA (до 0,30 g ређе и за више PGA)

У свим случајевима анализирано је и стање пластичних зглобова у конструкцији и шиповима, на почетку и на крају удара. Повремено су направљени и филмови за детаљнију анализу у временском домену. Секвенца филма за први удар приказана ја на слици 5.26.

### **Скалирање вршног убрзања**

Током анализе дејстава земљотреса на систем конструкција-шип-тло одређиване су и перформансе модела у односу на разичите вредности PGA, обично за интервал 0,20; 0,25 и 0,30g, али у неким случајевима је PGA „растао“ до 0,55-0,60g.

Код другог удара (ДУ) вршно убрзање тла је скалирано од 50% до 75% у односу на први удар. Први удар је овде лимитиран на 0,20 g.

### **Дрифт стуба код једносратног рама моста са шиповима**

Дрифт код конструкције моста где је стуб наставак шипа, не може се посматрати као дрифт спратног померања. Веома круте ВГ изазивају појаву пластичног зглоба у дну стубова, те се њихова крутост и коефицијент армирања мора пажљиво одабрати, у складу са геомеханичким условима и прорачунским моделом. Дакле ово није класичан дрифт, јер доњи крај стуба има значајан нагиб, и пластични зглоб често може прво да се појави у дубљим слојевима тла у шипу, а да доњи крајеви стубова остану неоштећени.

### **Одступање модела са и без почетног напонског стања и Рицових својствених облика**

Испитиван је модел са модификованим  $p$ -у кривама без ВГ. Вршно померање код овог случаја слика 5.5.1.2.10., када је узето у обзир почето напонско стање код прорачуна временске историје, веће за свега 1,67% од резултата истог прорачуна када ово почетно стање није узето у обзир приказано на сликама 5.5.1.1.15. и 5.5.1.2..10.

Понашање конструкције у смислу преосталог вршног померања (заправо нагиб од нелинеарних деформација) повољније је када се почетни напони занемаре и износе: око 4 cm за врх и око -1cm за дно стуба ( $\Delta$  5cm). Код модела са коректним напонским стањем, када је преузето почетно напонско стање са померањем у дну стуба од око 3,5 и у врху стуба око 7,5 cm. Иако је понашање конструкције повољније за вршно померање, код непреузетог почетног напонског стања, број нултих корака прорачуна значајно расте и споро конвергира.

Разлика технички коректног модела и модела без почетног напонског стања, у овом случају није значајна, али је, ипак, потребно поштовати постојеће препоруке. **Неопходно је за почетне услове преузети стање од сопствене тежине ( $g+0,50p$ ), и код NDA користити Рицове својствене векторе, јер брже конвергирају.**

На *технички коректном моделу* конструкције без везних греда са модификованим *p*-у кривама, анализиран је дрифт стуба у односу на одговарајуће вршно померање и однос вршног померања према PGA. То је урађено за различите степене скалирања PGA VR86FocsNS. Утврђено је да однос дрифта и вршног померања ( $\text{Drift} / U_{\max}$ ) за PGA 0,20 износи 32% и расте са PGA тако да за PGA 0,55 износи 48%. Однос вршног померања према PGA ( $U_{\max} / \text{PGA}$ ) пада са порастом PGA (Табела 5.5.1.2.1). За акцелерограм VR77FoscNS (који има рушилачко дејство, тј. висок степен амплификације за ову конструкцију) те, такође, долази до пада односа вршног померања према PGA. (Табела 5.5.1.3.1).

Конструкција је употребљива и без значајних оштећења све до PGA 0,40 јер су сви зглобови стања почетак течења Y, при PGA 0,45 долази до оштећења врха једног стуба стање пластичног зглоба PH=C (колапс), остали PH= Y (почетак течења). При PGA 0,40 заостали дрифт стуба достиже вредност од 0,84 cm. За PGA 0,45 заостали дрифт, је 1,01 cm.

Ако се упореди стање пластичних зглобова за PGA 0,45g и PGA 0,50g, боље је стање врхова стубова у конструкцији при PGA 0,50g, међутим ако се детаљније погледа цела конструкција, види се да је повећан број пластичних зглобова у шиповима код PGA 0,50g. Укупан број пластичних зглобова за PGA 0,45g је (6+5+5+4=20Y), а за PGA 0,50g је (6+6+6+5=23Y).

До нивоа PGA 0,55g VR86FocsNS не јављају се оштећења шипова, јер се прслине које се до тада јављају „размазане“, и стање пластичних зглобова је Y- почетак течења, на граници еластичности. Практично су прслине једва видљиве. Значајно оштећења шипова се јавља тек при PGA 0,60g за VR86FocsNS. Међутим, при томе нивоу PGA од 0,60g долази и до оштећења коловозне плоче, што није по препоруци ЕН 1998. Наиме, морају се ограничити оштећења у плочи мостова тако да се обезбеди функционалност објекта за интервентна возила.

#### **Акцелерограм VR86CvdNS без ВГ *p*-у криве**

Акцелерограм VR86CvdNS NDA без ВГ, скалиран је од 0,20 до 0,65 g. Испитано је вршно померања и дрифт стуба. Однос PGA према  $U_{\max}$  је до 0,50 g, готово линеарна, након тога следи благо одступање. Као доказ изведене су 2 формуле линеарне зависности са коефицијентом R квадрат, (степен корелације) за серију од 0,20 до 0,50 g и целу серију резултата. За прву  $R^2 = 0,9998$ , за другу – целу серију  $R^2 = 0,9882$ . Код овог акцелорограма однос  $\text{Drift} / U_{\max}$  осцилује са порастом PGA у интервалу 32,3% до 35,4%. Однос вршног померања према PGA ( $U_{\max} / \text{PGA}$ ) пада са порастом PGA (Табела 5.5.1.4.1). Све до PGA 0,60 g нема значајних оштећења конструкције и сви пластични зглобови PH су у стања почетка течења Y. Међутим, запажа се повећање пластичних зглобова у дубљим слојевима тла, а у површинским слојевима шипови су су практично неоштећени. PH почињу да се отварају у шиповима тек при 0,35 g.

#### **Акцелерограм VR86CvdNS без ВГ еластичне опруге 6000 kN/m (5.5.1.5.)**

PH почињу да се отварају у шиповима већ при 0,30 g, раније него за *p*-у криве где је то при 0,35 g. При 0,45 g долази до колапса врха једног стуба. За интервал PGA од 0,20 до 0,45 g дејства акцелерограма VR86CvdNS, NDA, и еластични модел тла  $k=6000 \text{ kN/m}$ , приказане су линеарне зависности вршног померања и дрифта. Зависност PGA (*a/g*) према  $U_{\max}$  је у потпуности линеарна  $R^2 = 1$ . Код функције PGA / Drift (max Drift) постоји јака линеарна зависност  $R^2 = 0,9978$ .

На основу вршних померања стубова, дрифтова и степена оштећења конструкције на крају земљотреса, може се закључити да конструкција са моделом тла модификованих

$p - y$  кривих има повољније понашање него конструкција са секантном еластичном крутошћу од  $k=6000$  kN/m. Код модификованих  $p - y$  кривих ни до PGA 0,60 g, нема појаве ниједног пластичног зглоба осим стања течења Y. Код еластичне секантне крутости тла од  $k=6000$  kN/m та граница је 0,40 g. Вршна померања код еластичног модела тла су око 3 пута већа. Дакле, за ову конструкцију, код овог акцелерограма има смисла узети већу секантну крутост као на пример  $k=12000$  kN/m.

#### **Акцелерограм VR77FOSCNS основни модел $k=6000$ kN/m (5.5.1.6)**

Код овог акцелерограма и модела тла долази до оштећења већ при 0,20 g. При 0,25 g долази до пластификације плоче, па је неопходно санирати један стуб. При дејству 0,30 g конструкција се према стању пластичних зглобова (PH) не може ни санирати, већ се мора класификовати као тотално оштећење. Посматрајући само облик вршних померања једног од три мање оштећена стуба довело би до погрешног закључка да у конструкцији нема значајних оштећења. Међутим, анализом интензитета вршног померања за PGA 0,20 g, које износи 20 cm јасно је да оваква конструкција има значајна оштећења.

Утврђено је да однос дрифта и вршног померања ( $Drift / U_{max}$ ) за PGA 0,20 g износи 47% и расте са PGA тако да за PGA 0,30 g износи 49%. Однос вршног померања према PGA ( $U_{max} / PGA$ ) пада са порастом PGA (Табела 5.5.1.6.1).

#### **Акцелерограм VR86FOSCNS основни модел $k=6000$ kN/m (5.5.1.7)**

За 0,20 g конструкција се добро понаша, формирају се пластични зглобови само у врховима стубова, и један у шипу. За 0,25 g нагло се повећава број пластичних зглобова у шиповима, по четири у сваком, и у дну три стуба јављају се пластични зглобови. Сви пластични зглобови су у стања Y, а за 0,30 g долази до значајног оштећења једног стуба у врху.

Утврђено је да однос дрифта и вршног померања ( $Drift / U_{max}$ ) за PGA 0,20 g износи 45% и расте са PGA тако да за PGA 0,30 g износи 48%. Однос вршног померања према PGA ( $U_{max} / PGA$ ) пада са порастом PGA све до 0,50 g (Табела 5.5.1.7.1). За 0,55 g догађа се скок, али су ти подаци непоуздани, због појаве великог броја пластичних зглобова.

Практично код континуалних система шип-стуб, не може се добити увид у реално понашање конструкције без увођења интеракције шип – тло, при чему је на основу геомеханичких података потребно усвојити адекватан модел тла. Параметре тла је неопходно варирати у одређеним границама, у складу са поузданошћу расположивих података. Тиме би се добила боља слика о могућем понашању објекта у интеракцији тла са темељом и горњом конструкцијом. Оваква процедура није специфична само за шипове, већ је уобичајена код модела интеракције темељне конструкције и тла. Код одређивања реакције континуалне темељне греде и дијаграма момената савијања одређује се анвелопа утицаја, тако што се решава и статички одређен и статички неодређен систем. Такође су некада инжењери када су пројектовали темељну плочу, користећи Winkler-ов модел, одређивали анвелопу утицаја, са две вредности крутости опруге, са усвојеном почетном вредношћу и смањеном за половину од претпостављене вредности.

С обзиром да се некада код конструкције у интеракцији са тлом током земљотреса јављају феномени који су тешко ухватљиви, јер се понекад добијају непредвидљиве прерасподеле, за нелинеарну динамичку анализу, препоручује се прогушћење скалирања вршног убрзања акцелерограма како би се прецизније проценила поузданост усвојеног модела. Нпр. када се код PGA 0,45g добија неочекивана прерасподела у односу на 0,50 g и 0,40g, тада треба прорачунати и за вредност 0,46 g и за 0,44 g, јер се

тима може проценити интервал дејства прерасподеле. Потребно је проверити и прерасподелу утицаја, нормалне силе и могућу промену нормализоване нормалне силе као и дијаграм понашања пластичних зглобова.

Код процене потребне тачности/прецизности усвојеног модела треба ускладити неколико критеријума: значај објекта, поузданост скупа геомеханичких података, расположива рачунарска и софтверска опрема, и време потребно за прорачун.

Квалитетни резултати се могу добити само употребом нелинеарне анализе, док је линеарну анализу неопходно применити само као почетни корак итерације, којим се процењује ред величине проучаваног утицаја. Линеарна анализа може да да и мање и веће вредности у односу на нелинеарну анализу. То зависи од низа параметара, нпр. од употребљеног модела тла, врсте акцелерограма и слично. Линеарна анализа има и низ предности, јер се резултати могу добити знатно брже него код нелинеарне, и што је раније била развијена и чешће употребљавана.



---

## **6. ЗАВРШНЕ НАПОМЕНЕ И ЗАКЉУЧЦИ**



---

---

## 6. ЗАВРШНЕ НАПОМЕНЕ И ЗАКЉУЧЦИ

---

### 6.1. ОПШТЕ НАПОМЕНЕ И РЕЗИМЕ

У свакодневној пракси за мање објекте се примењује, поред статичке и линеарна динамичка анализа које су прописане у нашим, а и многим иностраним прописима, укључиво и сет ЕН 1998. Уместо раније коришћене методе анализе засноване на силама, последњих година се користи принцип пројектовања заснованог на перформансама. Циљне перформансе су оне које се користе за дефинисање стања конструкција за прорачунски земљотрес: тренутно коришћење, спречавање рушења, или сигурност живота.

Од посебног значаја је адекватно одређивање пројектних сеизмичких дејстава (хазарда). Најчешће се за одређивање сеизмичких дејстава користе еластични спектри одговора уз редуција фактором понашања према ЕЦ 8. Утицај параметара вештачких акцелерограма, нису довољно детаљно дефинисани у ЕН 1998-1. Показано је да вештачке акцелерације не смеју бити мање од 90% од оних код еластичног спектра одговора према ЕН 1998-1. Указано је да при генерисању и скалирању акцелерограма потребно додатно утврђивање последњег периода вибрација ради добијања збира ефективних модалних маса, за разматране својствене облике, већег од 90% укупне масе конструкције (објављен рад у Грађевинару, 2014).

Примена редукиционог фактора за процену понашања, често није прихватљиво, јер конструкција у области нелинеарног понашања доводи до прерасподеле сила у пресецима коју је немогуће обухватити линеарном анализом и једним фактором понашања. Силе и деформације у пресецима су различите од вредности добијених еластичном анализом. Због тога је у овом раду примењена, првенствено статичка (pushover) нелинеарна анализа и нелинеарна динамичка анализа временске историје (Time history-TH), у дањем тексту NDA. Ова, последње поменуто, метода се често користе у истраживачке сврхе, али и за пројектовање веома значајних објеката. Нелинеарна статичка анализа се све чешће користи за анализу значајнијих објеката, али не може бити потпуна замена за NDA. Ипак у ЕН 1998 део 1 и део 2 прописано је да се могу применити обе методе.

Из практичних разлога често се прорачун изводи одвојено за вертикално и хоризонтално оптерећење иако се ради о њиховом спрегнутом дејству. У пројектантској пракси не уводи се интеракција конструкција - темељ - тло (ИКТТ), што је скоро редовна појава. То је последица поменутог схватања да изостављање интеракције конструкција тло повећава сигурност конструкције. Чак се и у многим техничким прописима сугерира да се ИКТ на сеизмички одговор конструкције може занемарити (АТС, NEHRP-SAD и др.). Последњих година све више расте интерес за проучавање утицаја интеракције на сеизмичко понашање грађевинских објеката, од којих су најбројнији мостови и зграде. Уз то се све чешће при пројектовању објеката веће спратности (код зграда) и већих распона код мостова чине покушаји да се развије адекватна методологија укључивања интеракције у анализу. Посебан проблем је

интеракција код фундирања објеката на шиповима јер поред поменуте интеракције конструкција - темељ - тло, за ове објекте треба проучити и интеракцију шип - тло - шип, и интеракцију групе шипова са наглавним плочама (капама). Због тога се у многим радовима наглашава да је прорачун интеракције тло-конструкција-темељ на шиповима један од најкомплекснијих задатака земљотресног инжењерства.

Истраживања у овој дисертацији усмерена су на проучавање једне класе бетонских објеката фундираних на шиповима под сеизмичким дејствима. За анализу су одабране конструкције регуларних бетонских зграда и регуларних бетонских мостова. Нагласак у истраживањима је на, сеизмичкој анализи поменутих класа објеката у интеракцији са темељном конструкцијом која се састоји од бетонских шипова. Овако комплексна истраживања изискују обухватање и конструктивних и геотехничких аспеката, што још увек није добило прави значај и примену.

Уобичајена пракса пројектовања се заснива на декомпозицији система на: конструкцију, уз претпоставку укљештења у горњем нивоу темеља, а други део обухвата темеље и тло на коме се фундара. У овом раду циљ је био да се проуче модели за сеизмичку анализу бетонских објеката фундираних на шиповима, који би били применљиви у пројектантској пракси. Прва апроксимација коју и пројектанти и истраживачи користе је да се са тродимензионалне (3D) анализе пређе на 2D, тј. дводимензионалну анализу. То је код конструкције зграда могуће ако се ради о регуларним конструкцијама, сагласно одредбама ЕН 1998-део 1. То је примењено, и у истраживању понашања конструкције зграда, и у овом раду (4. поглавље). Тим анализама је обухваћена и конструкција и шипови на којима је темељена, па су добијени резултати коришћени за анализе утицаја интеракције КТТ.

Одговор система зависи од низа параметара конструкције, тла и сеизмичког догађаја (врсте акцелерограма и сл.). Потребна тачност усвојеног модела треба ускладити неколико критеријума: значај објекта, поузданост геотехничких података, расположива рачунарска и софтверска опрема, и време потребно за прорачун. Због тога се у неким радовима инсистира на повезивању прегледа стања у области конструкторства и геотехнике и стања у компјутерској техници (софтвер).

Напред поменута и остала истраживања спроведена у овом раду, а и у мноштву радова из проучене литературе, истичу значај процене геотехничких података који се укључују у прорачун. Многи софистицирани модели не могу дати реалне спознаје о понашању конструкција под сеизмичким дејствима ако су улазни подаци нереални. Од значаја су и подаци о материјалу (бетон и арматура) и њихове конститутивне везе, али је у њима мање осипање резултата него код података о тлу. Ипак, под сеизмичким дејствима јављају се нелинеарне деформације и у тлу и у конструкцији па је нужно проучавање њиховог понашања, уз увођење нелинеарности под сеизмичким дејством (пројектним хазардом).

## 6.2. ЗАКЉУЧЦИ

Увођење ИКТ „омекшава“ конструкцију, повећавајући њен својствени период у односу на ону када се претпоставља њена крута веза са подлогом. Поред тога, увођење ефеката ИКТ повећава пригушење система. Пројектни спектри дају мањи сеизмички одговор са повећањем својствених периода и ефективног пригушења. Напред изнети разлози и лакши прорачун наводи пројектанте да занемаре ефеката ИКТ у својим анализама сматрајући да су резултати битни за димензионисање на страни сигурности. Међутим, то ипак, у извесним случајевима, може неповољно утицати на одговор конструкције и

смањити сигурност конструкције и темеља, што је коментарисано у 3. поглављу, према истраживањима (Gazetas i Manolis, 2000).

Проучено је понашање појединачног и шипова у групи уз варирање квалитета тла, и одређени фактори партиципације у преношењу вертикалног и хоризонталног оптерећења. У групи шипова најчешће се примењују идентични шипови (дужине и пречник), али се истраживани и случајеви шипова неједнаке дужине, ређе и неједнаких пречника. При анализи темељне конструкције састављене од плоче и групе шипова уводи се интеракција између те две компоненте. На основу многих проучавања, нпр. (Wai Schow, 2007) закључено је да је за вертикално оптерећење темељног система (група шипова са плочом – наглавицом) повољније користити дуже шипове, а за хоризонтално оптерећење шипове већег пречника. За шипове у групи, у раду је проучена интеракција шип – тло – шип да би се одредили фактори партиципације појединих шипова зависно од геометрије (положаја шипа у групи) и квалитета тла. За потребу ове анализе састављен је програм у програмском језику basic (приложен у додатку).

С обзиром да шипови могу бити са дефектима истраживана је и предложена методологија утврђивања нерегуларности шипова која може утицати и на интеракцију и на општу стабилност темеља и конструкције (објављен рад на SCI листи). Дефекти шипа истраживани су симулацијом нумеричких метода (МКЕ) уз процесуирање рефлектограма који су интегрисани у јединствени одговор, применом површи рефлектограма, уведени у овом истраживању. Оригинално је формулисан концепт разматрања одговора система интеграцијом рефлектограма у површ рефлектограма која је генерисана у 3D цилиндричном координатном систему. Одговор је разматран и применом површи *Fourier*-овог амплитудног спектра у фреквентном домену.

Елементи конструкције при вишим оптерећењима-дејствима улазе у нелинеарну област пост-еластични домен понашања па се јављају пластичне зоне. То је праћено појавом оштећења па је нужно коришћење нелинеарних анализа. Материјал земљишта испољава нелинеарно понашање, односно неповратне деформације, чак и при малим деформацијама. Понашање тла описује се, најчешће, коришћењем асоцијативног Mohr-Coulomb-овог критеријума. Код темеља на шиповима, за латерална оптерећења, се препоручује употреба зависности сила деформација  $p - u$ . За ове анализе коришћен је МКЕ и софтверски пакет SAP 2000. Он има велике могућности, за моделовања конструкције рамовских система уз увођења  $P - \Delta$  ефеката, великих померања, нелинеарне временске анализе, анализе историје оптерећења и анализе који су предвиђени у европским нормама (ЕН). Из спроведених нумеричких анализа закључено је да се квалитетни резултати могу добити само употребом нелинеарне анализе, док је линеарну анализу могуће применити као почетни корак итерације или при анализи регуларних конструкција под умереним сеизмичким дејствима. Ипак, линеарна анализа има предност што се резултати могу добити знатно брже него код нелинеарне.

Дуго се сматрало да је фундаирање на шиповима сигурно и да штите горњу конструкцију и у случају снажних земљотреса. У разорним земљотресима који су се догодили последње две деценије то је оповргнуто. Значајно је реално проценити деформације темеља на шиповима и у фази пројектовања, а не само код проучавања интеракције конструкција – тло. Прва проучавања ове интеракције обично се везује за анализу стандардних геотехничких услова, а у последње време и за ликвефабилна тла. Код шипова у таквом тлу, забележене су велике штете и изненадни ломови и/или рушења објеката. За процену оптерећења услед бочног ширење (spreading) ликвефабалног земљишта користи се теорија граничне равнотеже.

Ипак, са практичног аспекта, кључна улога шипова у земљотресима је преузимање аксијалних сила од горње конструкције. Пошто сеизмичка дејства изазивају и бочна оптерећења потребно је проучавање понашања шипова изложених и вертикалним и латералним оптерећењима. Разлог за то, у ликвефационом тлу (ЛТ), је нестабилност шипова са аспекта извијања или појава претерано великих слегања. Због тога је значајно проучавање свих фактора који утичу на понашање ТШ у земљотресима нарочито на локацијама подложним ликвефацији. Комбиновано сеизмичко дејство у ликвефационом тлу редукује носивост шипа па је у процесу пројектовања нужно то узети у обзир.

У ликвефационом тлу нужне је анализа параметара аксијалне носивости шипова јер, под одређеним порним притисцима, долази до редукације граничне носивости, која се везује за потенцијал за извијање. Због тога је део истраживања посвећен детаљнијој анализи овог проблема. Показано је да је, за витке шипове, примена софистицираних математичких модела и нумеричких анализа оправдана. Формулисана је нови концепт за модификовану анализу стабилности 3D модела шип – наглавна плоча – тло. Облик њиховог извијања се може форимирати из већег броја полуталаса, а не из једног стандардног синусног полуталаса. Применом обимним нумеричких и регресионих анализа развијени су изрази за нормализоване вредности критичне силе  $P_{cr}/P_E$  и коефицијенте дужине извијања  $\beta$  у функцији крутости  $K_R$ . Они су директно применљиви у практичним анализама стабилности витких шипова. О овом проблему публикован рад у часопису ИВК (M24). Посебно је опасно ако шип, подложен извијању, садржи дефекте/нерегуларности утврђене према развијеној методологији (описана у трећем параграфу овог дела 6.2). То може утицати и на интеракцију и на општу стабилност темеља и конструкције.

У овом раду је истражена појава и редослед формирања пластичних зглобова, уз то уведен је и утицај хистерезијског пригушења у тлу. У анализама је коришћен рачунарски програм SAP 2000, верзија 14.1 и 14.2 којим је могуће обухватити ефекте материјалне и геометријске нелинеарности. За анализу акцелерограма и конструкцију спектра одговора коришћен је програм Seismo Spect 2016 (претежно за мостове).

За анализу динамичке интеракције конструкција-тло, тло је моделовано са различитим степеном сложености и линеарности. За нелинеарну анализу коришћени су линк елементи за моделовање тла преко  $p$ -у кривих. Ове  $p$ -у криве су моделоване са параметрима за релативно средње збијен потопљен и сув песак. Коришћени су и модели у којима је тло замењено линеарним опругама, са претпостављеном секантном крутошћу, као и модификовани нелинеарни модел  $p$ -у кривих. За одређивање параметара  $p$ -у кривих у динамичком моделу, коришћени су експериментални модели изведени за циклично оптерећење. У овом раду су коришћени модели код којих су варирани параметри тла, како линеарни тако и нелинеарни, и утврђено је да су у зависности од примењених акцелерограма могућа значајна одступања у резултатима. Из ових анализа изведен је закључак да, код употребе линеарних параметара тла, треба настојати да се крутост опруга нађе у интервалу нешто нижем од почетних крутости  $p$ -у кривих, нарочито у горњим слојевима тла.

На основу резултата сеизмичке анализе оквирних система конструкције *регуларних зграда* до 8 етажа са увођењем интеракције, на теренима боље носивости, закључено је да се не разликују битно у односу на резултате са изостављеном интеракцијом. Упоредом период првог тона фасадног рама 2D у односу на укљештен рам периода са шиповима и еластичним опругама даје повећање за 10, 6%, а када се користе  $p$ -у криве то повећање је свега 5,1%. Из тога се може закључити да изостављање интеракције не даје велика одступања за регуларне рамове. Такође, модел тла са

еластичним опругама даје конзервативне резултате, а  $p$ -у криве су знатно ближе реалности, јер је с обзиром да се ради о регуларном раму очекивано мање одступање у вредности периоде. Карактеристично је да је већа разлика вредности померања у тлу категорије С и D, према Нормама FEMA 356, око 12,6% до око 15%, а занемарљиво мања у вредностима сила у основи. Из тога се може закључити да изостављање интеракције не даје велика одступања за регуларне скелетне (рамовске) конструкције зграда.

Код различитих модела тла на 2D рамовима, који репрезентују конструкцију зграде, примењена је пушвер и временска анализа ради верификације резултата. Проучено је следећих 5 модела: 1) конструкције са стубовима укљештеним у тло (без интеракције); 2) конструкције ослоњене на групе шипова (сваки шип је на еластичним опругама); 3) конструкције ослоњене на групе шипова и  $p$ -у криве за средње збијен песак са линеарним порастом почетног модула, без интеракције; 4) конструкције ослоњене на групе шипова а  $p$ -у криве са корекционим коефицијентима крутости услед интеракције (обрађено у делу 3.8.6.2) примењених на линеарни део; и 5) конструкције ослоњене на групе шипова са  $p$ -у кривама са корекционим коефицијентима крутости услед интеракције (део 3.8.6.2) примењених и на линеаран и на нелинеаран део,  $p$ -у кривих.

Установљено је да нема значајне промене стања пластичних зглобова и померањима врха зграде код модела са шиповима и тлом представљеним са  $p$ -у кривама, са и без кориговања линеарно-еластичних и нелинеарних делова кривих. Повећање PGA акцелерограма ElCentro са 0,20g на 0,25 g не утиче битно на ову промену, тј. у инжењерском смислу промена је безначајна.

Упоредно су анализирани силе у основи и померања врха зграде срачунате за наведене моделе (табели 4.9). Највећа сила у основи се добија код система шипова са  $p$ -у кривама где је коригован само линеаран део кривих (модел 4), и износи 11,12% при томе је нелинеарни део некоригован (несмањен). Код осталих модела расподеле оптерећења овај нелинеарни део не утиче битно на повећање силе. Код линеарне расподеле оптерећења по спратовима, сила у основи је већа код модела са умањеним и нелинеарним делом (модел 5) и износи 8,54%, док сила са несмањеним нелинеарним делом (модел 4) износи 8,18%. Процентуални однос силе у основи у односу на масу објекта изнад тла дата је у табели 4.11. и креће се од 5,61% до 11,12%.

Из спроведених анализа закључено је да је код пушвер и временска историја (TX) анализе, конструкције и зграде и моста, повољније посматрати и померање чвора у нивоу тла, и померање чвора у врху конструкције, што донекле пружа увид у интеракцију конструкције са тлом. Ово померање се може посматрати као глобални, или као спратни дрефт код једносратних објеката. Степен интеракције, код пушвер анализе може се грубо одредити преко односа померања у врху конструкције и померања у нивоу тла. Померање у нивоу тла се даље може упоредити са пројектним померањем тла (ЕЦ8 део 1 п 3.2.2.4) за одређену категорију тла и PGA, при чему треба водити рачуна о разлици померања блиског поља тла (са утицајем темеља) и слободног поља тла (без утицаја темеља).

Практично код континуланих (спрегнутих) система шип-стуб код *гредних мостова*, не може се добити увид у реално понашање конструкције без увођења интеракције шип тло, при чему је на основу геомеханичких података потребно усвојити адекватан модел тла. Сеизмичко истраживање и вредновање мостова је значајно и са аспекта повредљивости. Утврђено је да од избора модела система конструкција – шип – тло зависе динамичка својства: крутост и пригушење у систему, који директно одређује дејство у зависности од амплитудно фреквентног састава акцелерограма, а тек на

другом месту зависи од вршног убрзања тла PGA. Изабран је такав модел  $p$ -у кривих који омогућава праћење понашања сила-померање и хистерезисног пригушења по дубини тла.

У нумеричким анализама мостова коришћени су различити модели тла. Тло је моделовано еластичним опругама, са претпостављеним вредностима секантне крутости од 6000 и 12000 kN/m. Други модел тла коришћен у анализама су  $p$ -у криве за песак. За нелинеарну динамичку анализу коришћене су четири врсте акцелерограма ElCentro, Vranchea (Вранчеа) 1977, и два акцелерограма Вранчеа из 1986. године. Акцелерограми су скалирани у односу на вршну вредност убрзања тла (PGA) најчешће за вредности 0,20 g; 0,25 g; и 0,30 g. Вредност скалирања је била у ширем опсегу, до 0,6 g. Код другог удара (ДУ) вршно убрзање тла је скалирано од 50% до 75% у односу на први удар. Први удар је овде лимитиран на 0,20 g.

Испитиван је одговор конструкције и за други удар земљотреса. Проверявана су стања пластичних зглобова на крају дејства земљотреса и промена првог (и другог) својственог тона, пре првог, пре другог и након другог удара. Такође је, испитиван и дрифт и промена вршног померања. Анализиран је објекат са и без везних греда уз упоређење резултата њихових одговора. У свим случајевима анализирано је и стање пластичних зглобова у конструкцији и шиповима, на почетку и на крају удара.

За одређивање својственог периода конструкције превасходну улогу имају линерани параметри, који могу бити константни или променљиви по дубини, нелинеарних модела. За инжењерску примену препоручује се да се линеарни део мулти-линеарног модела, који утиче на својствени облик, варира у складу са почетним параметрима усвојених нелинеарних модела. Препоручује се коришћење и секантне крутости у односу на почетне коефицијенте крутости  $p$ -у кривих које су блиске почетним крутостима. Резултати нелинеарне анализе показали су да само код испитивања другог удара ове крутости могу бити значајније промењене, али се тада често мења и конфигурација конструктивног система. Ако се испитује дејство јаких земљотреса (висок ниво вршног убрзања, нпр. једнаких или преко  $PGA \geq 0.30g$ ) секантне крутости могу имати знатно ниже вредности од почетних. Ово је потврђено и експерименталним истраживањима.

За акцелерограм VR86CvdNS NDA еластични модел тла  $k=6000$  kN/m без ВГ установљено је да пластични зглобови у шиповима почињу да се отварају већ при 0,30 g, раније него код модела са  $p$ -у крив. где је то при 0,35 g. При 0,45 g долази до колапса врха једног стуба. За интервал PGA од 0,20 до 0,45 g приказане су линеарне зависности вршног померања и дрифта. Зависност PGA ( $a/g$ ) према  $U_{max}$  је у потпуности линеарна  $R2 = 1$ . Код функције PGA / Drift (max Drift) постоји јака линеарна зависност  $R2 = 0,9978$ . На основу вршних померања стубова, дрифтова и степена оштећења конструкције на крају земљотреса, може се закључити да конструкција са моделом тла модификованих  $p$  – у кривих има повољније понашање него конструкција са секантном еластичном крутошћу од  $k=6000$  kN/m. Код модификованих  $p$  – у кривих до PGA 0,60 g, не појављује се ниједан пластични зглоб.

На основу великог броја временских анализа установљен је утицај везних греда, на општу стабилност система, тј. на понашање моста током земљотреса. Потребно је, пре свега, добити повољно понашање пушвер криве, па затим анализама временске историје утврдити која конфигурација конструктивног система има повољно понашање, за већи број изабраних акцелерограма. Приликом одабира акцелерограма треба се руководити спектрима одговора и препорукама датим у Еврокоду.



Да би се описало понашање које је блиско стварном, потребно је успоставити корелацију између 3D и 2D модела, и по потреби увести нелинеарне опруге у нивоу коловозне плоче, која замењује крутост осталог дела конструкције. Тада се може применити линеарна анализа на еквивалентном 2D моделу, што омогућује знатно једноставнију анализу.

Померање средњег рама, са ВГ 40/60cm, за тло моделирано еластичним опругама, за  $k=12000$  кН/м, добијено пушвер анализом, мање него за модел тла представљен преко  $p$ -у криве. Међутим, сеизмичка анализа временске историје са записом VR86FoscNS, показује боље понашање код еластичних опруга него код  $p$ -у кривих, јер утицај зависи од амплитудно фреквентног састава акцелерограма и динамичких карактеристика конструкције. Објашњење ове појаве је да почетна линеарна хоризонтална крутост  $p$ -у кривих за песак расте пропорционално са дубином  $z$ , до вредности  $p_a$ . Надаље се  $p$ -у крива понаша као хипербола са хоризонталном асимптотом  $p_c$ . Употреба еластичних опруга даје конзервативне резултате.

При анализи другог удара земљотреса утврђена је и појава „аномалија“ промене првог својственог облика, као и платоа. Код неких модела шип-конструкција-тло постоји одређен интервал PGA другог удара када нема пораста првог својственог тона, код конструкција са значајним ефектом интеракције шип-тло. Плато се види на слици 5.5.2.3.16 где је приказана промена првог својственог тона током другог удара VR77NS у зависности од PGA. Током другог удара скалираног са вредношћу 50 % првог удара, тј. PGA=0,10g до 60% ПУ, тј. PGA=0,12 g, први својствени тон расте, а након тога наступа плато све до 0,15 g. За еластичне опруге крутости 12000 кН/м нема промене својственог тона током ДУ, а вршно померање током ДУ изражено у односу на % првог удара PGA (до 0,30 g) има јаку линеарну зависност.

Дрифт код моста где је стуб наставак шипа, не може се посматрати као дрифт спратног померања. Веома круте ВГ изазивају појаву пластичног зглоба у дну стубова. Установљено је да се пластични зглоб може прво појавити у дубљим слојевима тла у шипу, а да доњи крајеви стубова остану неоштећени.

Проучено је одступање модела са и без почетног напонског стања и Рицових својствених облика. За модел са модификованим  $p$ -у кривама без ВГ, вршно померање када је узето у обзир почетно напонско стање, код прорачуна временске историје, веће за свега 1,67% од резултата истог прорачуна када ово почетно стање није узето у обзир. Установљено је да је понашање у смислу преосталог вршног померања (нагиб од нелинеарних деформација) повољније када се почетни напони занемаре (око 4 cm за врх и око -1cm за дно стуба, тј.  $\Delta = 5$ cm). Када је преузето почетно напонско стање померање у дну стуба је око 3,5 и у врху стуба око 7,5 cm. Иако је понашање конструкције повољније за вршно померање, код неувођења почетног напонског стања, број нултих корака прорачуна значајно расте и споро конвергира. Показано је да је неопходно за почетне услове преузети стање од сопствене тежине ( $g+0,50p$ ), и код NDA користити Рицове својствене векторе, јер брже конвергирају.

На моделу конструкције без везних греда са модификованим  $p$ -у кривама, анализиран је дрифт стуба у односу на одговарајуће вршно померање и однос вршног померања према PGA за различите степене скалирања PGA VR86FoscNS. Утврђено је да однос дрифта и вршног померања ( $Drift / U_{max}$ ) за PGA 0,20 g износи 32%, и расте са PGA тако да за PGA 0,55 g износи 48%. Однос вршног померања према PGA ( $U_{max} / PGA$ ) пада са порастом PGA (Табела 5.5.1.2.1). За акцелерограм VR77FoscNS (који има рушилачко дејство), такође, долази до пада односа вршног померања према PGA. (Табела

5.5.1.3.1). Установљено је да је конструкција употребљива, и без значајних оштећења, све до PGA 0,40 g јер су сви зглобови стања почетак течења Y. За PGA 0,45 g долази до оштећења врха једног стуба стање пластичног зглоба (PH)=C (колапс), остали PH= Y (почетак течења). При PGA 0,40 g заостали дрифт стуба достиже вредност од 0,84 cm. За PGA 0,45 g заостали дрифт, је 1,01 cm. Упоређењем стања пластичних зглобова за PGA 0,45g и PGA 0,50g, повећан је број пластичних зглобова у шиповима код PGA 0,50g (број пластичних зглобова за PGA 0,45g је 20Y, а за PGA 0,50g је 23Y).

Акцелерограм VR86CvdNS NDA примењен је за модел без ВГ, уз скалирање од 0,20 g до 0,65 g. Однос PGA према  $U_{max}$  је до 0,50 g, скоро линеаран, а након тога бележи се благо одступање. Изведена су 2 израза линеарне зависности са коефицијентом R квадрат, (степен корелације) за серију од 0,20 g до 0,50 g и целу серију резултата. За прву  $R^2 = 0,9998$ , за другу – целу серију  $R^2 = 0,9882$ . Код овог акцелерограма однос Drift/  $U_{max}$  осцилује са порастом PGA у интервалу 32,3% до 35,4%. Однос вршног померања према PGA ( $U_{max} / PGA$ ) пада са порастом PGA (Табела 5.5.1.4.1). Све до PGA 0,60 g нема значајних оштећења конструкције и сви пластични зглобови PH су у стања почетка течења Y. Забележено је повећање пластичних зглобова у дубљим слојевима тла, а у површинским слојевима шипови су практично неоштећени. Пластични зглобови почињу да се отварају у шиповима тек при 0,35 g. Extr. померање модела без VG је веће за 4% (за 0,20 и 0,25 g).

Код акцелерограма VR77FOSCNS долази до оштећења већ при 0,20 g. При 0,25 g долази до пластификације плоче, па је неопходно санирати један стуб. При дејству 0,30 g конструкција се према стању пластичних зглобова (PH) не може ни санирати, већ се мора класификовати као тотално оштећење. Посматрајући само облик вршних померања једног од три мање оштећена стуба довело би до погрешног закључка да у конструкцији нема значајних оштећења. Међутим, анализом интензитета вршног померања за PGA 0,20 g, које износи 20 cm јасно је да оваква конструкција има значајна оштећења. Утврђено је да однос дрифта и вршног померања (Drift/  $U_{max}$ ) за PGA 0,20 g износи 47%, а за PGA 0,30 g износи 49%. Однос вршног померања према PGA ( $U_{max} / PGA$ ) пада са порастом PGA (Табела 5.5.1.6.1).

За 0,20 g конструкција се добро понаша, формирају се пластични зглобови само у врховима стубова, и један у шипу. За 0,25 g нагло се повећава број пластичних зглобова у шиповима, јавља се по четири у врху сваког, и у дну три стуба. Сви пластични зглобови су у стања Y, а за 0,30 g долази до значајног оштећења једног стуба у врху. Утврђено је да однос дрифта и вршног померања (Drift/  $U_{max}$ ) за PGA 0,20 g износи 45%, а за PGA 0,30 g износи 48%. Однос вршног померања према PGA ( $U_{max} / PGA$ ) пада са порастом PGA све до 0,50 g (Табела 5.5.1.7.1). За 0,55 g јавља се велики број пластичних зглобова.

Упоредном анализом утврђене су разлике моста са и без везних греда, једнослојног и двослојног тла. Увођење везних греда код *једнослојног модела тла* смањује оштећења и екстремна померања за 5 до 36%. Мања вредност смањења је за акцелерограм VR86FocNS. Увођење везних греда код *двослојног модела тла* (са смањеним нелинеарним делом *p*-у криве за горњи слој) смањује оштећења и екстремна померања за 5 до 13%. Ово смањење померања је знатно мање једино за акцелерограм VR77NS, за који износи 2-3 %.

Везна греда 40/80 смањује оштећења на носећим елементима конструкције при PGA 0,20 g VR77NS, више него греда 40/60. Дакле увођењем везних греда код *p*-у кривих смањују се оштећења носећих елемената конструкције.

Код земљотреса ElCentro не јавља се пластични зглоб у дну стуба за PGA 0,25 g. Код двослојног тла extr. померање модела без везних греда је веће од 6 до 8 %. Код земљотреса VR77NS увођење везних греда смањује оштећења само са PGA веће од 0,20 g. За PGA 0,25 g ВГ ублажава степен оштећења у стубовима Код двослојног тла extr. померање модела без VG је веће од 2 до 3 %. Са порастом PGA разлика опада. Код земљотреса VR86CvdNS увођење везних греда смањује оштећења само у 1 шипу, и вршно померање за око 5%.

Потребно је анализирати 3D и 2D модел компаративно уз податке за предметну локацију добијене од Републичког сеизмолошког завода. На основу тога може се саставити скуп акцелерограма. Даље додати два „инверзна“ модела  $p$ -у кривих („слабији“ слој нелинеарног дела је 1. доњи, а не горњи и 2. целом дубином), са подацима одговора на скуп дејства акцелерограма и онда усвојити решење. Везне греде су ефикасне са димензијама 40/60 или 40/80 уз адекватно армирање. Акцелерограми се могу саставити и Фуријеовим трансформација делом и овде коришћених акцелерограма. Употребом програма ProShake (прошејк) или сл. Поступак се заснива на инверзној трансформацији записа на основну стену и даље са основне стене на предметну локацију објекта.

На основу проучене грађе и истраживања у овом раду препоручује се увођења ИКТ у анализи значајнијих конструкција, а и стандардних конструкција фундираних на тлу мале носивости. Треба имати у виду да се захтевана дуктилност може значајно повећати са порастом својствене периоде конструкције услед утицаја ИКТ. Неповратне деформације и оштећења у тлу могу погоршати одговор конструкције.

На основу опсежних нумеричких анализа, и проучене обимне литературе, истражене у овој дисертацији потврђено је да је анализа интеракције конструкција-темељ-тло (ИКТТ) мултидисциплинарног карактера, па захтева разматрање и са конструкцијског и геотехничког аспекта. Такође је потврђено да је за тачније проучавање интеракције ИКТТ потребно спровести анализе на *јединственом систему који обухвата конструкцију, темељ и тло* са њиховим реалним карактеристикама. Због тешкоћа такве реализације и захтева обезбеђења великих компјутера и великог утрошка рачунарског времена, то се ретко практикује. Наиме, то је примењено у радовима који су део великих истраживачких пројеката у којима су примењени моћни рачунари.

### 6. 3. НЕКЕ ПРЕПОРУКЕ

Занемарење интеракције КТ доводи до мањих и већих одступања одговора конструкције на сеизмичка дејства у односу на реално понашање. Због тога је већ у концептуалној фази потребно водити рачуна о смањењу њеног утицаја на понашање система КТТ под сеизмичким дејствима. Једна од начина је избор регуларних конструкција зграда и гредних мостова јер се у тим случајевима смањује (ублажава) утицај интеракције на одговор на сеизмичка дејства. У каснијим фазама пројектовања је важно одабрати адекватне параметре конструкције и тла. Знатно је теже одабрати адекватне параметре тла па се понекад прорачун обави за две крајње вредности минималну и максимално очекивану вредност. То се негативно одражава на економичности конструкције.

Захтеви у многим нормама, као нпр. У ЕН 1998-део 5, односе се на принципе које треба применити у фази идејног пројекта, а затим и на анализе. Захтева се да се обезбеди: да конструкција пренесе дејства на тло без заосталих деформација; да су сеизмичким дејствима изазване деформације компатибилне са примарном функцијом објекта; хоризонталним укрућењима ограниче хоризонталне деформације између вертикалних

носећих елемената; да се обезбеди крутост конструкције темеља тако да равномерно пренесу дејства на тло, и др. У нашој земљи регулатива о овој области, а и литература је веома оскудна.

У Јапану и Новом Зеланду посебна пажња посвећена је фундарању на шиповима на локацијама које су подложне ликвефакцији. Препоручује се да се, пре пројектовања значајних објеката и конструкција великих распона, истражи потенцијал ликвефакције предметне локације. Посебно се назначавају зоне на граници између слојева и везе шипова и „капе“ које се посебно обрађују, што се цитира и у (Paulay & Priestley, 1992). Више о овим проблемима дато је у раду: Folic, B., Babic, L., Guidelines for design of RC foundations in seismic regions, Third International Conference Seismic Engineering and engineering seismology, Proceeding, 22-24. may 2012, Divcibare.

Увођење везних греда код једнослојно тла у већини случајева смањује оштећења. Најповољнији ефекат има код земљотреса VR77NS. Код двослојног тла увођење везних греда смањује оштећења, у носећим деловима конструкције. Сеизмичка енергија се „троши“ у везним гредама, тако што се пластични зглобови отварају у њима.

Нумеричким анализама је утврђено да је код гредних мостова и натпутњака потребно размотрити и варијација параметра тла, нарочито између насипа приступног пута и опораца. Приступни пут има својствену фреквенцију вибрирања која зависи од материјала од којег је израђен и геометрије истог. Настоји се да се тло насипа и постојеће тло изједначи по механичким карактеристикама како не би дошло до појаве пластичног зглоба, који се иначе формира у близини места споја два слоја тла (EC8 – 5), ако се знатно разликују по карактеристикама, а изложена су сеизмичком дејству. Овде се јавља и ефекат кинематичке интеракције услед различитих померања, појединих слојева тла изазване разликама у брзини простирања и наиласка сеизмичких таласа на конструкцију. Тада је потребно размотрити и могућност плићег ископа само у непосредној близини групе шипова (и између истих) и замене тла које за статичко оптерећење има повољне карактеристике, а за кинематичку интеракцију неповољно дејство.

На основу искуства из нумеричких анализа сеизмичког одговора моста, да би се прецизније проценила поузданост усвојеног модела за нелинеарну динамичку анализу, препоручује се прогушћење скалирања вршног убрзања акцелерограма. Показало се да је на рачунарима са слабијим перформансама, неки акцелерограми (нпр, VR1977NS) не могу користити за прорачун временске историје (ТН) за анализирану конструкцију моста за вршни (pick) удар са поделом времена на кораке 0,02 sec, већ је потребна подела на кораке од 0,005 sec. У улазној датотеци број корака треба прилагодити тој промени. Тада резултати за идентичне моделе могу одступати око 5-10%, као нпр. вршно померање, а већи број излазних корака не значи увек и дуже трајање прорачуна.

Параметре тла је неопходно варирати у одређеним границама, у складу са поузданошћу расположивих података. Тиме би се добила боља слика о могућем понашању објекта у интеракцији тла са темељом и горњом конструкцијом. Оваква процедура није специфична само за шипове, већ је уобичајена код модела интеракције темељне конструкције и тла.

#### 6.4. ПРАВЦИ ДАЉИХ ИСТРАЖИВАЊА

Примена милтилинеарних  $p$ -у кривих за тло, као скелетних хистерезисних кривих које носе само притисак, код временске анализе, омогућава испитивање утрошеног рада (на пригушење) по дубини тла, под сеизмичким дејством, па је ово својство потребно даље

истраживати. Код шипова се у раванском моделу ове опруге наносе обострано, јер трпе само притисак (или доминантно оптерећење притиска а занемарљиво затезање).

Пошто су овде разматране уобичајене регуларне конструкције зграда и гредних мостова потребно је спровести анализе ових објеката са мањом или већом нерегуларношћу. При томе треба анализе спровести на локацијама са различитим геотехничким карактеристикама. Наглавне плоче групе шипова у овом раду су разматране као круте. У даљим истраживањима се може проучити флексибилност наглавне плоче и њен утицај на понашање групе шипова који су повезани плочом. И код конструкција мостова и зграда потребно је шире проучити утицај везних греда на сеизмичко понашање, нарочито ако се уместо везних греда употребе АБ плоче, што се ради лакшег извођења често примењује.

Пошто се у Војводини често јавља проблем фундарања на лесном тлу истраживања би требало усмерити на интеракцију објеката на таквим теренима. Једна од најбитнијих карактеристика на понашање леса је запреминска тежина у сувом стању, степен природне влажности и коефицијент анизотропије. Код Д. Миловића дате су карактеристични параметри леса:

- едометарска крива, едометарски модул стишљивости,
- едометарска крива са засићењем,
- специфични коефицијент слегања,
- коефицијент водопропустљивости
- коефицијент анизотропије итд.

На основу података датим у наведеној литератури могу се извести прелиминарне  $p$ -у криве леса. Лес који је у сувом стању тежи од  $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$  може се третирати као крута глина. За лесно тло мање густине могу се користити постојеће  $p$ -у криве за средње круте глине, али за високо порозан лес, нарочито са вертикалним шупљинама, потребно је увођење модификованих процедура.

---

## **7. ЛИТЕРАТУРА И БИБЛИОГРАФИЈА**





---

## ЛИТЕРАТУРА

---

### ЦИТИРАНА ЛИТЕРАТУРА

1. AASHTO LFRD, *Bridge Design Specifications*, American Association of State Highways and Transport Office, Washington, DC, USA, 1994.
2. Alendar, V.: Projektovanje seizmički otpornih ab konstrukcija kroz primere, IMK-Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 1999.
3. Alfach M.: Influence of Soil Plasticity on the Seismic Performance of Pile Foundations - a 3D Numerical Analysis, *Jordan Journal of Civil Engineering*, Vol. 6, Iss. 4, 2012, pp. 394-409.
4. Allotey N., El Naggar M.: A Numerical Study Into Lateral Cyclic Nonlinear Soil-Pile Response, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 45, Iss. 9, 2008, pp. 1268-1281.
5. Allotey N., El Naggar M.: Generalized Dynamic Winkler Model for Nonlinear Soil-Structure Interaction Analysis, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 45, Iss. 4, 2008, pp. 560-573.
6. All-Pile Users 'manual (2002), Version 3.x, CivilTech Software,
7. Anandarajah. A. et al. Back-calculation of winkler foundation parameters for dynamic analysis of piles from filed test data, p. 9.
8. Aničić, D., Fajfar, P., Petrović, B., Szavits-Nossan, A., Tomažević, M.: *Zemljotresno inženjerstvo – Visokogradnja*. Građevinska Knjiga. Beograd. 1990.
9. Anoyatis, G., Mylonakis, G. (2011): Novel Tajami model for static and dynamic soil-pile interaction, *Proc. of the 8th IC on Structural Dynamics, EURODDYN*, Leuven, Belgium, 4-6 July, pp. 170-177
10. Ashour, M., Norris, G., Pillng, P. (2002): Strain wedge model capability of analyzing behaviour of laterally loaded isolated piles, drilled shafts, and pile groups, *ASCE J of Bridge Engineering*, July[August, pp. 245-254
11. ATC, *Improved Seismic Design Criteria for California bridges: Provisional Recommendations*, ATC - 32, Applied Tech. Council, Redwood City, CA, USA, 1996;
12. Ayothiraman R., Prakash G. (2009): Influence of pile diameter on effective pile length under earthquake load. *GEOTIDE, IGC*, Guntur, India, pp.735-738.
13. Badoni, D., Makris, N. (1996): Nonlinear response of single piles under lateral inertial and seismic loads, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15: 29-43
14. Bahadır Şadan O., Petrini L., Calvi G. (2013): Direct displacement-based seismic assessment procedure for multi-span reinforced concrete bridges with single-column piers. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*; 42:1031–1051
15. Bathe K., Balourchi S.: *Large Displacement Analysis of Three-Dimensional Beam Structures*, I. J. Numerical Methods in Engineering, 1979.
16. Bathe K.: *Finite Element Procedures*, Prentice Hall, 1037p, Upper Saddle River, USA, 1996.
17. Baulanger, R.W. et al. (1999): Seismic soil-pile –structure interaction experiments and analysisi, *J of Geotechn. And Geoenvironm. Eng.* September, pp. 750-759.
18. Bažant Z., Cedolin L. (2010): *Stability of structures*. World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd. London
19. Bhattacharya, S., Adhikari, S., Alexander, N. A. A simplified method for unified buckling and free vibration analysis of pile-supported structures in seismically liquefiable soils, *SDEE (29)*, pp. 1220-1235.
20. Bhattacharya, S., Madabhushi, S.P.G., Bolton, M.: Pile instability during earthquake liquefaction, *ASCE Engineering Mechanics Conf. (EM2003)*, Seattle, July 16-18, 2003 & *CUED/D-SOILS/TR324 (2002)*;
21. Bloodworth A., Jackson P., Lee M.: Strength of reinforced concrete pile caps. *Procc. ICE Structures and building 156*, Novembar 2003. pp.347-358.

22. Boulanger, R.W et al. (2005): Identifying interaction mechanisms for pile foundations in laterally spreading ground, Proc. 1st WSDORF, Athens, pp. 69-76.
23. Bowles, J.E: Foundation analysis and design. Mc Grow-Hill. New York. 1988.
24. Bradley B., Cubrinovski M., Dhakal R.: *Performance-Based Seismic Response of Pile Foundations*, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV, ASCE Geotechnical Special Publication 181, Sacramento, USA, 2008, pp. 1-11.
25. Bradley, B.A., et al. Intensity measures for seismic response of pile foundations, Soil Dynamic and Earthquake Engineering (SDEE), Vol. 29, 2009, pp. 1046-1058.
26. Brčić, V.: Dinamika konstrukcija. Građevinska knjiga. Beograd
27. Bridge Engineering-Seismic Design (BESD) Ed. W. F. Chen and L. Duan, CRC, Boca Raton, 2003
28. Brodback, K.T. et al. (2009): Review of  $p$ - $y$  relationship in cohesionless soil, Alborg University, DCE, Technical Report No. 57, 28 p.
29. Broms B. B. Design of laterally loaded pile. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, 91(3), 1965, 79-99.
30. Budhu, M., Davies, I.G. (1986): Analysis of laterally loaded piles in soft clays, ASCE, J. Geotechnical Engineering, Vol. 114 No. 1, 21-39
31. Buehler, M., Wienboer, H.: A Full Seismic Soil-Foundation-Structure Interaction Approach, First European Conf. on Earthq. Eng. and Seismology, 3-8 September 2006. Geneva
32. CALTRANS (California Department of Transportation) SEISMIC DESIGN CRITERIA, VERSION 1.2, (p.121), December, 2001
33. CEN- EN 1998-5: Eurocode 8: Part 5: Foundations, retaining structures, geotechnical aspects, Nov. 2004.
34. CEN-EN 1997-1: Geotechnical Design, 2004
35. CEN-EN 1998- Part 2, Bridges, CEN, November 2005
36. CEN-EN 1998-1, EUROCODE 8, Deo 1, Opšta pravila, seizmička dejstva i pravila za zgrade - prevod, Građevinsko arhitektonski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, 2009
37. Chang D., Yang T., Yang C.: *Seismic Performance of Piles from PBEE and EQWEAP Analyses*, Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, Vol. 41, Iss 2, 2010, pp. 1-8.
38. Chen F., Takemiya H., Shimabuku J.: *Seismic Performance of a Wib-Enhanced Pile Foundation*, The 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1273, Vancouver, Canada, 2004, pp. 1-12.
39. Chen. W.F., Duan L.: Bridge Engineering Seismic Design. Boca Raton, FL, 2000.
40. Chow, W.C.H. : Analysis of pile Raft foundation with piles of different lengths and diameter, Phd thesis, The University of Sydney, 2007
41. Choi E., DesRoches R., Nielson B.: *Seismic Fragility of Typical Bridges in Moderate Seismic Zones*, Engineering Structures, Vol. 26, Iss. 2, 2004, pp. 187-199.
42. Christian J.: *Plane-Strain Deformation Analysis of Soil*, PhD Dissertation, Massachusetts Institute of Technology, 250p, 1966.
43. Clouteau, D., Teherzadeh, R.. (2006): Soil, pile group and building interactions under seismic loading, First ECEE and Seismology, Paper No. 96, p. 10
44. Crisfield M.: *Non-Linear Finite Element Analysis of Solids and Structures*, Volume 2: Essentials, John Wiley & Sons, 345p, New York, USA, 2000.
45. Cubrinovski M., Bradley B.: *Assessment of Seismic Performance of Soil-Structure Systems*, The 18<sup>th</sup> NZGS Geotechnical Symposium on Soil-Structure Interaction, Auckland, New Zealand, 2008, pp. 1-17.
46. Čaušević M.: Potresno inženjerstvo- Odabrana poglavlja, Školska knjiga Zabreb, 2001.
47. Čaušević M.: Dinamika konstrukcija, Golden Marketing, Tehnička knjiga Zagreb, 2010.
48. Ćosić M.: Analiza šipa metodom konačnih elemenata u uslovima nelinearnog ponašanja tla, Geotehnički aspekti građevinarstva, II naučno-stručno savetovanje, Zbornik radova, Ed. R. Folić, Soko Banja, Srbija, 2007, str. 303-310.
49. Ćosić M., Brčić S.: *Metodologija pripreme i obrade akcelerograma za linearne i nelinearne seizmičke analize konstrukcija*, Izgradnja, Vol. 66, No. 11-12, 2012, str. 511-526.
50. Ćosić M., Folić B., Folić R., Simon S.: Performance-Based Seismic Analysis of Highway E75 Overpass at Kovilj, Structural Integrity and Life, Vol. 14, Iss. 1, 2014. pp. 17-28.
51. Ćosić M., Folić B., Folić R.: Numerical Simulation of the Pile Integrity Test on Defected Piles, Acta Geotechnica Slovenica, Vol. 11, Iss. 2, 2014. pp. 5-19.
52. Ćosić M., Folić B., Sedmak S. (2012): Buckling Analysis of 3D Model of Slender Pile in Interaction with Soil Using Finite Element Method, Journal of Structural Integrity and Life, Vol. 12, No. 3, 2012, 221-232

53. Ćosić M., Folić R., Folić B.: Seismic Performances of the Structures at Variation of Artificial Accelerograms, *Građevinar, Journal of the Croatian Association of Civil Engineers*, Vol. 66, Iss. 9, 2014. pp. 787-800.
54. Ćosić M.: *Global Stability Analysis of the System Failure Critical Mechanism*, IConSSM 2009, II International Congress of Serbian Society of Mechanics, pp. D-05:1-11, Palić, Serbia, 2009.
55. Ćosić M.; Folić, B., Folić, R.: Developing a methodology for the integrated numerical evaluation and performance assessment of soil-pile-pier, 13th International Scientific Conference VSU' 2013. Higher School Of Civil Engineering (VSU) "L. Karavelov"-Sofia. 6-7, jun 2013. Pp. II-236-244.
56. Ćosić, M., Folić, B., Folić, R., Šušić, N.: Performance-Based Seismic Evaluation of Soil-Pile-Bridge Pier Interaction Using Incremental Nonlinear Dynamic Analysis, *INDIS'2015*, November 25-27, 2015, Novi Sad.
57. Ćosić, M., Folić, R., Folić, B.: Multidisciplinary approach to the assessment of seismic performances and rehabilitation of bridges: nonlinear analysis, probability theory and optimization theory, *Procedia Engineering*, 156 (2016) 83 – 90; [www.elsevier.com/locate/procedia](http://www.elsevier.com/locate/procedia)
58. Dash, S.R, Bhattacharya, S., Blakeborough, A.: Bending-buckling interaction as a failure mechanism of piles in liquefiable soils, *SDEE*, Vol. 30, 2010, pp. 32-39.
59. Datta, T. K.: *Seismic analysis of structures*. John Wiley & Sons (Asia) Pte Ltd. 2010, Singapore
60. Davisson, M.T. Lateral Load Capacity of Pile, 49th Annual meeting, *Committee on Foundation of Bridges and Other Structures*, pp. 104-112. Highway research record, Number 333. Washington. 1970.
61. Designers' Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Ed. Gulvanessian H., Thomas Telford. London, 2005.
62. Dezi, F., Carbonari, S., Leoni, G.: Kinematic bending moments in pile foundations, *SDEE*, Vol. 30, 2010, pp. 119-132.
63. Dobry R., Abdoun T., O'Rourke T.D., Goh S.G.: Single Piles in Lateral Spreads: Field Bending Moment Evaluation. *Journal of Geotechnical and Geo environmental Engineering*. ASCE. October 2003. pp.879-889.
64. Dowrick D. (2005): *Earthquake Risk Reduction*. John Wiley & Sons Ltd. The Atrium, Southern Gate, Chichester, West Sussex PO19 8SQ, England.
65. Dražić, J., Folić, R. (2006): Konceptualno projektovanje konstrukcije zgrada u seizmičkim područjima, *Tehnika – NG*, br. 2, Beograd, 2006. str. 1-9.
66. *Dynamic Analysis and Earthquake Resistant Design*, Vol. 2. Japanese Society of Civil Engineers. AA Balkema. Rotterdam, 2000.
67. Elnashai, A., Di Sarno, L.: *Fundamentals of earthquake engineering*. John Wiley & Sons, Ltd. 2008. UK
68. Eslami M., Aminikhah A., Ahmadi M.: A comparative study on pile group and piled raft foundations (PRF) behavior under seismic loading. *CMCE Vol2*, 2 (2011) pp.185-199.
69. Fajfar P.; Fischinger M., Isaković, T. (2000): Metode procjene seizmičkog ponašanja zgrada i mostova, *Građevinar* **52**, str. 663 - 671
70. Fardis, M. et al. Designers' Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5, T Telford, 2005.
71. Fellipa C.: *Advanced Finite Element Methods*, University of Colorado, Boulder, 2007.
72. FEMA 273, i 356 NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of existing buildings, Washington, 1997, 2000.
73. Finn L.: *Characterizing Pile Foundations for Evaluation of Performance Based Seismic Design of Critical Lifeline Structures*, The 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 5002, 25p, Vancouver, Canada, 2004.
74. Finn W.D.L.: A study of Piles during Earthquakes: Issues of Design and Analysis. The Tenth Maleth Milne lecture, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol.3, No2, 2005, pp. 141-234.
75. Finn W.D.L., Fujita N. (2002): Piles in liquefiable soils: Seismic analysis and design issues. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 22 , 731–742. [www.elsevier.com/locate/soildyn](http://www.elsevier.com/locate/soildyn)
76. Fischinger, M., Isaković, T., Fajfar, P. (1997): Seismic analysis of viaduct structure-Which method to choose? *Seismic Design method. For the Next Generation of Codes*, Ed. Fajfar nad Krawnikler, Balkema, Rotterdam, pp. 347-358
77. Fleming, K. Et al.: *Piling engineering*, Taylor and Frances, 2008
78. Folic B., Folic R.: *Design Methods Analysis of Seismic Interactions Soil-Foundation-Bridge Structures for Different Foundations*, NATO Advanced Research Workshop 983188: Coupled Site and Soil-Structure Interaction Effects with Application to Seismic Risk Mitigation, Borovets, Bulgaria, 2008.

79. Folić B., Folić R., Ladinović Đ.: Seismic response of RC bridge foundation on pile-Case study, 12. Internat. Scientific Confer. VSU, Sofija: Ed. K. Kazakov, R. Ivanov and D. Partov, 7-8 Jun, 2012, pp. 24-31,
80. Folić B., Folić R., Ladinović Đ.: Some Aspects of Pile-Soil Interaction in Seismically Liquefiable Soils. 10th International Conference VSU 2010, 22-23 May, Sofia, Volume 2, pp. II/116-123.
81. Folić B.: *Prilog proučavanju ponašanja betonskih šipova pod dinamičkim opterećenjem*, Magistarska teza, Fakultet tehničkih nauka, Univerzitet u Novom Sadu, 182str, Novi Sad, Srbija, 2005.
82. Folić B.; Ladinović Đ. (2009): Ponašanje objekata fundiranih na šipovima tokom zemljotresa. III Naučno-stručno savetovanje Geotehnički aspekti građevinstva. Zlatibor, oktobar 2009.
83. Folić R., Gajin S. (1985): Prilog proračunu šipova opterećenih podužnim dinamičkim opterećenjem. Izgradnja, br. 4, str. 18-22
84. Folić R., Ladinović Đ.: Upporedna analiza Eurokoda 8 za projektovanje seizmički otpornih konstrukcija sa nekim Nacionalnim odredbama, Građevinski kalendar. Beograd, 2003.
85. Folić R., Ladinović Đ.: Some current methods and tendency in seismic design of concrete bridges. Proceedings of the 5th International Conference on Bridges Across the Danube, Novi Sad, Serbia & Montenegro, 24-26 June, 2004, Volume II, pp. 133-144.
86. Folić R., Zaštita građevinskih objekata nekad i sad, Monografija br. 11, FTN, N. Sad, 2004, str. 169-202
87. Folić, B., Babić, L.: Guidelines for design of RC foundations in seismic regions. Third International Conference Seismic Engineering and Engineering Seismology; Savez građevinskih inženjera Srbije. Divčibare, 2012. Str. 317-322.
88. Folić, B., Ćosić, M., Ladinović, Đ. Folić, R.: Ekvivalentni presek i pojava nelinearnosti kod objekata fundiranih na šipovima, Zbornik radova 4. Internacionalne Konferencije Zemljotresno inženjerstvo I inženjerska seizmologija, Editor R. Folić, Borsko jezero, 19-21. Maj, 2014, pp. 365-372.
89. Folić, B., Folić, R. (2009): Design methods analysis of seismic interaction soil-foundation-bridge structures for different foundations, in: Coupled Site and Soil-Structure Interaction Effects with Application to Seismic Risk Mitigation, Ed. T. Schanz and R. Jankov, Springer Sciences+Business Media, pp. 179-191.
90. Folić, B., Folić, R., Ladinović Dj.: Seismic response on example of RC bridge founded on pile. 12th International Scientific Conference VSU' 2012. Higher School Of Civil Engineering (VSU) "L.Karavelov"-Sofia. 2012. vol. 3.
91. Folić, B., Folić, R.: Design method analysis of seismic interactions soil – foundation – bridge structures for different foundation. NATO Advanced Research Workshop. Coupled sit and soli –structure interaction effects. Borovetz, Bulgaria. 30.08-03.09.2008, pp.29-30.
92. Folić, B.: O metodologiji proučavanja seizmičke interakcije konstrukcija - tlo kod temelja na šipovima, SGIT Srbije, Drugo naučno-stručno savetovanje Geotehnički aspekti građevinarstva, Ed. R. Folić, 30.oktobar -02. novembar 2007. str.287-294.
93. Folić, B.: O metodologiji proučavanja seizmičke interakcije konstrukcija - tlo kod temelja na šipovima. Savez GGIT Srbije, Drugo Naučno - stručno savetovanje Geotehnički aspekti građevinarstva, Ed. R. Folić, 30.oktobar -02. novembar 2007. str.287-294.
94. Folić, B.: Prilog analizi ponašanja betonskih šipova pod dinamičkim opterećenjem, Magistarski rad, FTN, Novi Sad, 2005.
95. Folić, B.: Tektonski zemljotresi kao talasi u tlu i njihova kvantifikacija. Monografija: Uloga i značaj profesora Živojina Čulumu u popularizaciji nauke. FTN Univerzitet u Novom Sadu. 2004. str. 203-225.
96. Folić, B.; Sedmak, S.; Ćosić, M.; Ladinović Đ.: The forming of the bridge structure founded on RC piles and solution seismic strengthening middle frame. 5th International Scientific and Expert Conference of the International TEAM Society. Faculty of Manufacturing Technologies with a seat in Prešov, Technical University of Košice, Prešov 4th – 6th November 2013. pp.416-419.
97. Folić, R. : Neke metode dinamike konstrukcija i njihova primena u seeizmičkoj analizi konstrukcija građevinskih objekata, Savez specijalizovanih društava u građevinarstvu: Građevinski kalendar Vol. 39, Ed. M. Muravljov, Beograd, 2007, str.143-233
98. Folić, R.(2004): Zaštita građevinskih objekata od seizmičkih dejstava nekad i sada, u Monografiji (11) posvećena profesoru Živojinu Čulumu (Ed. R. Halaši i dr.), FTN, Novi Sad, str. 169-202.
99. Folić, R., Ćosić, M., Folić, B.: Damping models for flow chart based structural analysis, 15th International Scientific Conference VSU' 2015, 4-5 June, 2015, Sofia, Vol.1, pp. 155-164.
100. Folić, R., Folić B., Ladinović, Đ.: Base isolation and control of concrete bridge structure in seismic regions. 4th International Conference on Engineering Technologies ICET 2009. Novi Sad, Serbia, 28.-30.04.2009, pp. 107- 115,

101. Folić, R., Lađinović, Đ. (2005): Konceptualno projektovanje i elastična analiza putnih mostova, Beograd, Put i saobraćaj br 2, str. 20-42.
102. Folić, R., Lađinović, Đ. (2004): Nove metode analize i projektovanja mostova u seizmičkim područjima, Tehnika - Naše građevinarstvo, br. 6, Beograd, str. 9-23.
103. Folić, R.: Projektovanje seizmički otpornih betonskih mostova, Materijali i konstrukcije br. 2, 2008. 41-65.
104. Folić, R., Lađinović, Đ., Upporedna analiza Evrokoda 8 za projektovanje seizmički otpornih konstr. sa nekim nacionalnim odredbama, (429-487), SDGITJ, GK, 2003. Beograd
105. Folić, R., Folić, B., Lađinović, Đ.: Comparative analysis of the methods for determination of piles foundations lateral load capacity, 9th Intern. Conference University of Structural Engineering and Architecture VSU 2014, 5-6, June, 2014, Sofia, Proc. Ed. V. Stoyanov and D. Partov, Vol. 2, pp. 11-18.
106. Fukushima, H.: *Coefficient of Dynamic Horizontal Subgrade Reaction of Pile Foundations on Problematic Ground in Hokkaido*. <https://www.pwri.go.jp/eng/ujnr/tc/g/pdf/24/24-5-1fukushima.pdf>
107. Gabr M., Wang J., Zhao M.: *Buckling of Piles with General Power Distribution of Lateral Subgrade Reaction*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, No. 2, pp. 123-130, 1997.
108. Gazetas G. (1997): Dynamic soil-structure interaction during earthquakes, Proc. Of the SIRENA Advanced Study Course on Seismic Risk, pp. 301-354.
109. Gazetas G., Mylonakis, G.: Seismic Soil-Structure Interaction: New Evidence and Emerging Issues, Geotechnical ASCE Conference, Seattle 3-6 August 1998. pp. 1-56.
110. Gazetas G.: *On Seismic Design of Foundations, Keynote lecture (K7), First European Conf. on Earthq. Eng. and Seismology, 3-8 September 2006. Geneva*
111. Ger J., Cheng F.: Seismic Design Aids for Nonlinear Pushover Analysis of Reinforced Concrete and Steel Bridges. Missouri University of Science and Technology. 2012 by Taylor & Francis Group, LLC
112. Gerolymos N., Gazetas G., Tazoh, T.: Static and dynamic response of yielding pile in nonlinear soil, Proc. 1st Greece-Japan Workshop: Seismic Design, Observation, and retrofit of Foundation, 2005, Athens: 25-35
113. Ghalibafian H., Ventura C., Foschi R.: *Effects of Nonlinear Soil-Structure Interaction on the Inelastic Seismic Demand of Pile-Supported Bridge Piers*, The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008, pp. 1-8.
114. Helleland J., Scordelis A.: *Analysis of RC Bridge Columns Under Imposed Deformations*, IABSE Colloquium, Delft, Holland, 1981, pp. 545-559.
115. Holloway R.: Foundation and structural problems. Oxford BSP Professional Books. London-Edinburg-Boston-Melbourne-Paris-Berlin-Vienna, 1991.
116. Huh J., Haldar A., Kwak K., Park J.: *Probabilistic Reliability Estimation of an Axially Loaded Pile*, The 12<sup>th</sup> International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics, pp. 1811-1817, Goa, India, 2008.
117. Hussien, M.N., Karry, M., Tobite, T., Susumu, Iai (2015): Kinematic and internal force in pile foundation under seismic loading, Computers and Geotechnics, 69, pp. 166-181.
118. Hussien, M.N., Tobite, T., Iai, S. (2010): Experimental and EF analysis of seismic soil-pile-superstructure interaction in sand, Annuals of Disas. Prev. Res. Inst. Kyoto Univ. No.53 B, pp. 1-6.
119. Isaković, T., Fishinger, M. (2009): Nelinearna statička analiza AB mostova, Savremena građevinska praksa, Zbornik, Ed. R. Folić, april/09, FTN-DGINS, Novi Sad, str. 125-139.
120. Johnson, J.J.: Soil-Structure Interaction, Ch. 10 in Earthquake Eng. Handbook, Ed. W. Chen and C. Seaworth, CRC Press, Boca Raton, 2002.
121. Khodair, Y., Abdel-Mohti, A.: Numerical analysis of pile-soil interaction under axial and lateral loads, Intern. J of Structures and Materials, Vol. 8, No. 3, September, 2014, 239, pp. 239-249.
122. Kisin S.: *Stabilnost metalnih konstrukcija*, Građevinska knjiga, 228str, Beograd, Srbija, 1997.
123. Konagai K., Yuanbio, Y., Muroi, Y. (2003): Single beam analogy for describing soil – pile group interaction, Soil Dynamic and EE, Vol. 23, pp. 213-221
124. Kouroussis, G., et al. (2013): Three-dimensional finite element modelling of dynamic pile-soil-pile interaction in time domain, COMPDYN 2013-4th ECCOMAS Thematic Conf. on Computational Methods in Structural Dynamics and EE, Kos Island, Greece, 12-14 June/013,
125. Kovačević D., Folić R., Lađinović Đ.: *Application of Link FE in Modeling of Specific Boundary/Interface Conditions*, Journal of the Serbian Society for Computational Mechanics, Vol. 1, No. 1, pp. 99-109, 2007.
126. Kovačević D.: *Axis VM (uputstvo)*, hiCAD, Novi Sad, 2002.
127. Kovačević D.: *MKE modeliranje u analizi konstrukcija*, Građevinska knjiga, 336str, Beograd, Srbija, 2006.
128. Koyamada, K., Miyamoto, Y., Sako, Y.: Pile foundation response due to soil lateral spreading during Hyogo-Ken Earthquake, p. 11.

129. Krawinkler H.: *Challenges and Progress in Performance-Based Earthquake Engineering*, International Seminar on Seismic Engineering for Tomorrow - In Honor of Professor Hiroshi Akiyama, Tokyo, Japan, 1999, pp. 1-10.
130. Kucukaslan, S., Benerjee, P.K., Bildik, N.: Inelastic analysis of pile soil structure interaction, *Engineering Structures*, 25, 2003, pp. 1231-1239
131. Kumar S., Karuppaiah B., Parameswaran P.: *Buckling Behavior of Partially Embedded Reinforced Concrete Piles in Sand*, *Journal of Engineering and Applied Sciences*, Vol. 2, No. 4, pp. 22-26, 2007.
132. Lađinović Đ., Folić R. (2003): Seismic analysis of building structures using damage spectra. *International Conference in Earthquake Engineering SE 40EEE*, Skopje, 26 – 29 August, CD-ROM – PR 0067, pp. 1-8.
133. Lađinović, Đ. Višekriterijumska analiza seizmičke otpornosti konstrukcija AB zgrada, doktorska disertacija, FTN, Novi Sad, 2002.
134. Lađinović, Đ., Folić, R. (2004): Analiza konstrukcija zgrada na dejstvo zemljotresa, *Materijali i konstrukcije* br. 3-4, Beograd, str. 31-64.
135. Lađinović, Đ., Folić, R., Ćosić, M. (2009): Target displacement analysis of multi-storey reinforced concrete frame, *13th International Symposium, MASE*, October, 14-17/09, Ohrid, Vol. 1, BK-22, pp. 255-264,
136. Lenzi M., Gambi A., Olivucci G. (2002): A soil foundation interaction model for the analysis of pile group behaviour. *Structural Engineering International*, pp. 40-46
137. Liao, J-C., Lin, S-S. (2003): An analytical model for deflection of laterally loaded piles, *J. of Marine Science and Technology*, Vol. 11, No. 3, pp. 149-154
138. MacLeod I.A. (1990): *Analytical modelling of structural system*. Ellis Horwood limited. London.
139. Madabhushi, S.P.G., May, R. Pile foundations, in *Seismic design of buildings to Eurocode 8* (Ed. A. Eghazouly), pp. 279-314.
140. Maharaj, D.K., Gandhi, S.R. (2004): Non-linear finite element analysis of piled-raft foundations, *Proc. Of the ICE, Geotechnical Engineering*, 157, July/04, Issue GE3, pp. 107-113.
141. Maheshwari B., Truman K.: *3D Finite Element Nonlinear Dynamic Analysis for Soil-Pile-Structure Interaction*, The 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1570, 13p, Vancouver, Canada, 2004.
142. Maiorano, R.M.S., Aversa, S., Wu, G.: Effects of soil non-linearity on bending moments in piles due to seismic kinematic interaction, *4th Int. Conf. on Earthq. Geot. Eng.* June 25-28, 2007, P no. 1574:14.
143. Maki T., Tsuchiya S., Watanabe T., Maekawa K.: *Seismic Response Analysis of Pile Foundation using Finite Element Method*, The 14<sup>th</sup> World Conf. on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008, pp. 1-8.
144. Maksimović M.: *Mehanika tla. Treće izdanje*. Građevinska Knjiga. Beograd, 2005.
145. Mander J., Priestley M., Park R.: *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, Iss. 8, 1988, pp. 1804-1825.
146. Mayer, B.J., Reese, L.C. (1979): Analysis of single piles under lateral loading, *Res. St. 3-5-78-244*, Texas Sdof Highways PT
147. Maymond P. J. (1998): Shaking table scale model test of nonlinear soil-pile –superstructure interaction in soft clay, University of California, Berkeley. Ph.D.
148. Milović, D., M. Đogo (2003): Ponašanje šipova pri dejstvu horizontalne sile. *Glas SANU CCCXCV*, Odeljenje tehničkih nauka, knj. 34, pp. 1-32
149. Milović, D.; Đogo. M. (2009): Problemi interakcije tlo-temelj-konstrukcija. *Srpska akademija nauka i umetnosti ogranak u Novom Sadu*. Novi Sad 2009.
150. Moehle J., Krawinkler H.: *A Framework Methodology for Performance-Based Earthquake Engineering*, The 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 679, Vancouver, Canada, 2004, pp. 1-13.
151. Mosher R., Dawkins W.: *Theoretical Manual for Pile Foundations*, U.S. Army Corps of Engineers, Report ERDC/ITL TR-00-5, Washington, USA, 2000.
152. Mylonakis G., Gazetas G. (2000): Seismic soil-structure interaction: Beneficial or detrimental ?, *J of Earthquake Engineering*, Vol. 4, No. 3, pp. 277-301
153. Mylonakis G., Nikolaou A., Gazetas G.: Soil-pile-bridge seismic interaction: kinematic and inertial effects. Part 1: soft soil. *Earthquake Engineering And Structural Dynamics*, VOL. 26, 337-359 (1997)
154. Nikolić V.: *Istraživanje novo predloženog šipa sa proširenjima duž stabla*, Doktorska disertacija, Fakultet tehničkih nauka, Univerzitet u Novom Sadu, 227str, Novi Sad, Srbija, 2007.
155. Nogami, T. Ed.: *Dynamic Response of Pile Foundations. Experimental, Analysis and Observation*. ASCE. Geotechnical Special Publication. Geotechnical Engineering Division. 1987. No. 11 .

156. Nogami, T., Konagai, K. (1987): Dynamic response of vertically loaded nonlinear pile foundations. ASCE. Journal of Geotechnical Eng. and structural Dynamics. Vol. 113. No. 2. Febr. 147-160.
157. Nonveiller, E.: Mehanika tla i temeljenje građevina. Školska knjiga, Zagreb, 1979.
158. Novak, M.: Soil-pile interaction under dynamic loads. Institution of Civil Engineerings. Numerical methods in offshore piling, London, 1980. pp. 59-68
159. Ono, Y., Kiyono, J., Kenzo, T. (2004): Effects of pile-foundation-soil interaction on demanded strength of highway bridge pier, 13<sup>th</sup> WCEE, Vancouver, Canada, August 1-6/04, Paper No. 168
160. Pando, M. (2013): Analyses of Lateral Loaded Piles with  $p$ - $y$  Curves - Observations on the Effect of Pile Flexural Stiffness and Cyclic Loading. NCDOT 7thGeo3T2, Raleigh, NC, Thursday, April 04, 2013. Session 3B - Geotechnical II (Room: Pinehurst) - Paper: 3B-1\_A49
161. Panelis, G.G., Kapos, A.J.: Earthquake-Resistant Concrete Structures, SPON, London, 1997.
162. Park, R., New Zealand Perspectives on Seismic Design of Bridges, (Paper 2111), Proc. 11WCEE, Acapulco, Mexico, 1996.
163. Paulay, T., Priestley, M. J. N.: Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, J. Wiley & Sons inc., N. York, 1992.
164. Pecker A., Pender, M.J.: Earthquake resistant design of foundations: New construction, Proc. Of the GEOENG2000 Conference, Melbourne, Invited Theme Lecture Volume, p. 21
165. Peiris T., Thambiratnam D., Perera N., Gallage C.: Soil-Pile Interaction of Pile Embedded in Deep-Layered Marine Sediment under Seismic Excitation. Structural Engineering International. (IABSE) Vol.24, No.4, November 2014.
166. Pender, M.J. (1983): Aseismic pile foundation design analysis, *Bulletin of the New Zealand NS of EE*, Vol. 26, No.1, March, 49-160.
167. Pender, M.J.: Seismic Assessment and Improvement of Building Foundations. Faculty of Engineering, The University of Auckland. New Zealand. 2010.
168. Penzien J. (1970): Soil-pile foundation interaction. Earthquake engineering. Prentice-hall, inc., Englewood Cliffs. N.J. London.
169. PoLam, I., Kapuskar, M., Chaudhuri, D. (1998): Modeling of pile footings and drilled shafts for seismic design, Techn. Report MCEER-98-0018
170. Poulos H., Davis E.: *Pile Foundation Analysis and Design*, Rainbow-Bridge Book Co, 397p, 1980.
171. Prakash, S. Ed. : Soil under Dynamic Loads. Geotechnical Special Publication. Geotechnical Engineering Division of ASCE. 1992. No. 34
172. Pravilnik o tehničkim normativima za projektovanje i proračun inženjerskih objekata u seizmičkim područjima, SZS, Beograd, 1986.
173. Qu Z., Shi S.: Dynamic Interaction of Soil-Pile-Structure under Seismic Action. 14<sup>th</sup> WCEE. World Conference on Earthquake Engineering. October 12-17, 2008, Beijing, China.
174. Radujković, A. : Analiza parametara za procenu seizmičkog odgovora višespratnih AB okvira, Doktorska disertacija, FTN, Novi Sad, 2015.
175. Radunović D. (2005): Talasići. Akademski misao. Beograd.
176. Rahman, M. Investigation of lateral load resistance of laterally loaded pile in sandy soil, in *Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, Ed. by Van Impe, 2003, Rotterdam, 209-215.
177. Rahmani A., Taiebat M., Finn W.D. L., Ventura C. E. (2012): Determination of Dynamic  $p$ - $y$  Curves for Pile Foundations Under Seismic Loading, 15 WCEE Lisboa
178. Rašeta, A.: Analiza i procena seizmičkih performansi grednih armiranobetonskih mostova, Doktorska disertacija, FTN, Novi Sad, 2014.
179. Ravikumar, R., Ramarao, M.V. (2014): Study on effect of soil inertia contribution on dynamic response of a single pile, Intern. Conf. On Advances in Eng. And technology (ICAET-2014), pp. 6-11.
180. Reese L., Van Impe W.: Single pile and pile groups under lateral loading, Balkema, Rotterdam, 2001
181. Ricardo R., Abdoun T., Dobry R.: Effect of lateral stiffness of superstructure on bending moments of pile foundation due to liquefaction-induced lateral spreading. 12th WCEE, NZ, 2000, Pap. No. 0902
182. Romo M., Mendoza M., Garcia S.: Geotechnical factors in seismic design of foundations state-of-the-art report. *Proc. 12WCEE*, 2000. pp. 2832-1-24
183. Rovithis, E.N., Pitilakis, K.D., Mylonakis, G.E.: Seismic analysis of coupled soil-pile-structure systems leading to the definition of a pseudo-natural SSI frequency, SDEE, Vol. 29, pp. 1005-1015.

184. Saitoh, M. (2005): Minimizing of fixed-head pile bending at optimal pile radius, Proc. 1<sup>st</sup> G.J W, Athens, pp. 61-67
185. SAP 2000, *Integrated Software for Structural Analysis and Design*, CSI Berkeley, USA, 2010.
186. Savidis, S.A. et al. (2005): Non-linear constitutive equations for sand under cyclic loading and application to geotechnical earthquake engineering, Proc. 1<sup>st</sup> GJWSDOR, Athens, pp. 367-373
187. Scarlat, A.: *Approximate methods in structural seismic design*, Spon, London, 1996.
188. Schreppers J.: *Line-Solid Interface Elements for Modeling Pile Foundations*, Advances in 3D Geotechnical Analysis, London, UK, 2007.
189. Scot, R. F. (1981): *Foundation Analysis*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ
190. Seiler, C. et al., *Seismic Bridge foundation on Pile Design*, 2002.
191. *Seismic Analysis and Design of Concrete Bridge Systems*, ACI Committee 341, 2R-1. pp 26.
192. *Seismic Design of Buildings to Eurocode 8*, Ed. by A.Y. Elghazouli, Spon P, London, 2009.
193. *SeismoStruct*, URL: <http://www.seismosoft.com>
194. *SeismoStruct: User Manual*, 254p, 2012, URL: <http://www.seismosoft.com>
195. Sekulović M.: *Metod konačnih elemenata*, Građevinska knjiga, 592str, Beograd, Srbija, 1984.
196. Semblat, J.: Modeling seismic wave propagation and amplification in 1D/2D/3D linear and nonlinear unbounded media. *Int. J. of Geomechanics (ASCE)*, doi:10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000023.
197. *Shake*: URL: <http://www.proshake.com>
198. Sheta M., Novak M. (1980): Vertical vibration of pile groups. *Journal of Geotechnical Eng. Division ASCE*. London, April
199. Shoichi Nakai, Hiroyuki Kato, Riei Ishida, Hideyuki Mano, Makoto Nagata (2004): Load Bearing Mechanism of Piled Raft Foundation during Earthquake. *Proceedings Third UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction*, March 29-30, Menlo Park, California, USA
200. Singhai, P.K., AliKahn, A., Pathak, K.K. (2013): Pile geometry on soil-structure interaction-An analytical survey, *AISECT University J Vol. II&Issue IV Sept.&013*, pp. 1-9.
201. Stewart J., Seed R., Fenves G.: *Empirical Evaluation of Inertial Soil-Structure Interaction Effects*, Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley. nov. 1998.
202. Suarez V. (2005): *Implementation of Direct Displacement Based Design for Pile and Drilled Shaft Bents*. A Thesis submitted to the Graduate Faculty of North Carolina State University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science in Civil Engineering. Raleigh, North Carolina. October
203. Sushama, P., Prader Kumar, R.: Numerical modeling of interface between soil and pile to account for loss of contact during seismic excitation, 15 WCEE, Lisboa 2012, p. 10
204. Taherzadeh, R., Clouteau D., Cottureau R. (2009): Simple formulas for the dynamic stiffness of pile groups. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. **38**:1665–1685. DOI: 10.1002/eqe.918
205. Tahghighi H., Konagai K.: Numerical study of soil-pile group interaction in sand. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006. Paper Number: 1333.
206. Tomilson, M. J. *Pile design and construction practice*, London, 1977.
207. Tran T., Kimura M., Boonyatee T. (2012): 3D FE Analysis of Effect of Ground Subsidence and Piled Spacing on Ultimate Bearing Capacity of Piled Raft and Axial Force of Piles in Piled Raft. *Open Journal of Civil Engineering*, December, 2, 206-213. <http://www.SciRP.org/journal/ojce>
208. Trifunac M. (2013): Soil-Structure interaction, Wave passage effects and asymmetry in nonlinear soil response. Civil Eng. Department University of Southern California, Los Angeles, CA. URL: [www.usc.edu/dept/civil\\_eng/Earthquake\\_eng/](http://www.usc.edu/dept/civil_eng/Earthquake_eng/) (05.12.2013. 06.02h)
209. Tseng W., Penzien J.: Soil foundation structure interaction, Ch. 42 in *Bridge Engineering Handbook*, Ed. Waih-Fah Chen and Li Duan, CRC Press, B. Racon, 2000.
210. Tuladhar R., Mutsuyoshi H., Maki T.: *Soil-Pile-structure Interaction Using 3D FEM*, *Future in Mechanics of Structures and Materials*, CRC Press, pp. 269-275, 2009.
211. USGS Web site [www.usgs.org](http://www.usgs.org)
212. Valsamis, A., Bouckovalas, G., Drakopoulos, E. (2009): Design charts for single piles under lateral spreading of liquefied soil, Proc. 3rd Greece-Japan Workshop: Seismic Design, Observ. and Retrofit of Foundations, Santorini, pp. 104-113
213. Vogt S.: *Buckling of Slender Piles in Soft Soils - Large Scale Loading Tests and Introduction of a Simple Calculation Scheme*, 7<sup>th</sup> ISM Workshop, Schrobenehausen, Germany, 2006.
214. Wilson, D.W.: Soil-pile-superstructure interaction in liquefying sand and soft clay, Ph. d. dissertation.



- Report No UCD/CGM-98/04. Department of Civil & Environmental Engineering College of Engineering University of California at Davis. September 1998.
215. Wriggers P.: *Computational Contact Mechanics*, Springer-Verlag, New York, 2006.
216. Xiao, Y., Seismic Design of Reinforced Concrete Bridges, (p. 6.1-6.23) in BESD, Ed. W. F. Chen and L. Duan, CRC, Boca Raton, 2003.
217. Zhang J., Makris N. (2002): Seismic response analysis of highway overcrossings including soil–structure interaction. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. **31**:1967–1991 (DOI: 10.1002/eqe.197)
218. Ильчев, В., Монголов Ю., Шаевич.: Свайные фундаменты в сейсмических районах, Москва, 1983.

## Б И Б Л И О Г Р А Ф И Ј А

1. AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design (2012), American Association
2. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2013), American Association of State Highway and Transportation Officials, USA, 1938p.
3. Ahmed, M.M., Alam, Md.J., Dorka, U.E. (2013): Seismic vulnerability assessment of concrete pile foundation, ICEAS-1697, November/013, Osaka, Japan
4. Alfach M.(2012): Influence of Soil Plasticity on the Seismic Performance of Pile Foundations – a 3D Numerical Analysis. *Kjordan Journal of Civil Engineering*, Volume 6, No.4.
5. Ali, M.M. (1997): Design of foundations in seismic zones, *Concrete International*, January, pp. 44-48
6. Alievi, L., et al. (2013): Structural and geotechnical design of a piled raft for a tall foundation, Proc. of the 18th ICSMGE, Paris
7. All-Pile Users 'manual (2002), Version 3.x, CivilTech Software,
8. Anandarajah. A. et al. Back-calculation of winkler foundation parameters for dynamic analysis of piles from field test data, p. 9.
9. Anandarajah. A., Zhang, J., Ealy, C. (2004): Field Method for Estimating Soil Parameters for Nonlinear Dynamic Analysis of Single Piles. Proceedings Third UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction, March 29-30, Menlo Park, California, USA.
10. Aničić D., Fajfar P., Petrović B., Szavits-Nossan A., Tomažević M. (1990): *Zemljotresno inženjerstvo – visokogradnja*, Građevinska Knjiga. Beograd
11. Anoyatis, G., Mylonakis, G. (2011): Novel Tajami model for static and dynamic soil-pile interaction, Proc. of the 8th IC on Structural Dynamics, EUROLYN, Leuven, Belgium, 4-6 July, pp. 170-177
12. Armouti, N.S. *Earthquake engineering – Theory and implementation*, Second edition
13. Ashour, M., Norris, G., Pillng, P. (2002): Strain wedge model capability of analyzing behaviour of laterally loaded isolated piles, drilled shafts, and pile groups, *ASCE J of Bridge Engineering*, July/August, pp. 245-254
14. ATC 40 (1996), *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Vol. 1, Applied Technology Council, Redwood City, USA, 346p.
15. Awoshika, K., Reese, L. C. (1971): Analysis of foundation with widely spaced batter piles, Res. Report No. 117-3F, The Texas Highway Dep. Center for HR
16. Ayothiraman R., Prakash G. (2009): Influence of pile diameter on effective pile length under earthquake load. *GEOTIDE*, IGC, Guntur, India, pp.735-738.
17. Babić, L., Folić, R. Elastoplastic models for nonlinear dynamic response of RC frames, Proceedings of the 4th International Conference Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Association of Civil Engineering of Serbia, Ed. R. Folić, Borsko jezero, 19-21. May, 2014, pp. 187-196.
18. Babić, L., Folić, R.: Prilog nelinearnoj analizi AB okvirnih konstrukcija, Društvo za ispitivanje i istraživanje materijala i konstrukcija Srbije (DIMK) XXIV Kongres, Divčibare, 15-17. oktobar 2008, str 283-294.
19. Badoni, D., Makris, N. (1996): Nonlinear response of single piles under lateral inertial and seismic loads, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15: 29-43
20. Bahadır Şadan O., Petrini L., Calvi G. (2013): Direct displacement-based seismic assessment procedure for multi-span reinforced concrete bridges with single-column piers. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*; 42:1031–1051. DOI: 10.1002/eqe.2257

21. Bahadırşadan O., Petrini L., Calvi G.: Direct displacement-based seismic assessment procedure for multi-span reinforced concrete bridges with single-column piers. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics Dyn.*2013;42:1031–1051. Published online 10 September 2012 in Wiley Online Library (wileyonlinelibrary.com). DOI: 10.1002/eqe.2257
22. Bakhshi A., Ghannad M., Shimazu T. (2002): Dynamic interaction of soil-pile-base-structure on soft media under strong ground motion, 12th European Conference on Earthquake Engineering. Pp. 717.
23. Balakumar, V., et al. (2013): A design method for piled raft foundations, Proc. Of the 18th Intern. Conf. On Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, p. 8
24. Barin B., Pincheira J. A.: Influence of Modeling Parameters and Assumptions on the seismic Response of an Existing RC Building. Department of Civil and Environmental Engineering University of Wisconsin – Madison. March, 2002.
25. Barin B., Pincheira J. A.: Influence of Modeling Parameters and Assumptions on the seismic Response of an Existing RC Building. Department of Civil and Environmental Engineering University of Wisconsin – Madison. March, 2002.
26. Basile, F. (2010): Pseudostatic analysis of pile groups under earthquake loading, From research to Design in European Practice, Bratislava, June 2-4, pp.1-19.
27. Baulanger, R.W. et al. (1999): Seismic soil-pile –structure interaction experiments and analysis, *J of Geotechn. And Geoenvironm. Eng.* September, pp. 750-759.
28. Bazzurro P., Cornell C. A.: Ground-Motion Amplification in Nonlinear Soil Sites with Uncertain Properties. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 94, No. 6, pp. 2090–2109, December 2004.
29. Bažant Z., Cedolin L. (2010): *Stability of structures*. World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd. London
30. Berardi, R., Bovolenta, R. (2005): Pile-settlement evaluation using field stiffness non-linearity, Proc. Of the ICE, *Geotechnical Engineering*, 158, January/05, Issue GEI, pp. 35-44
31. Bhatt C., Bento R.: A Comparison Between American and European Code on the Nonlinear Static Analysis of RC Buildings.
32. Bhattacharya S.; Adhikari S.: Vibrational characteristics of a piled structure in liquefied soil during earthquakes: experimental investigation (Part I) and Analytical modelling (Part II) Report No. OUEL 2294/07. Univers. of Oxford. U.K.
33. Bhattacharya S., Madabhushi S., Bolton M.: An alternative mechanism of pile failure in liquefiable deposits during earthquakes, *Geotechnique* 54. No. 3, 2004, pp. 203-213.
34. Bhattacharya, S. Dash, S., Adhikari, S. (2008): On mechanics of failure of pile-supported structures in liquefiable deposits during earthquakes, *Current Science*, Vol. 94, No. 5, 10 March/08, pp. 605-611
35. Bhattacharya, S. et al. (2009): A study on the behaviour of raked piles in seismically liquefiable soils, Proc. 3rd Greece\_japan W: Seismic Design, Observation and Retrofit of Foundations, Santorini, pp. 1-19.
36. Bhattacharya, S., Adhikary, N.A. Alexander, N. A. (2009): A simplified method for unified buckling and free vibration analysis of pile-supported structures in seismically liquefiable soil, *Soil Dynamics & EE*, 29, 1220-1235
37. Bi K., Hao H., Chow N. (2011): Influence of ground motion spatial variation, site condition and SSI on the required separation distances of bridge structures to avoid seismic pounding. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 40:1027–1043, DOI: 10.1002/eqe.1076
38. Bi K., Hao H., Chow N.: Influence of ground motion spatial variation, site condition and SSI on the required separation distances of bridge structures to avoid seismic pounding. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. *Earthquake Engng Struct. Dyn.*2011;40:1027–1043, Published online 24 November 2010 in Wiley Online Library (wileyonlinelibrary.com). DOI: 10.1002/eqe.1076
39. Bi K., Hao H., Chow N.: Influence of ground motion spatial variation, site condition and SSI on the required separation distances of bridge structures to avoid seismic pounding. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. *Earthquake Engng Struct. Dyn.*2011;40:1027–1043, Published online 24 November 2010 in Wiley Online Library (wileyonlinelibrary.com). DOI: 10.1002/eqe.1076
40. Biswas S.K., Mukherjee S.P., Chakrabarty S., De M.: Soil Interaction of Laterally Loaded Free Head Long Pile Embedded in Layered Sand Medium. *International Journal of Engineering Research & Technology*. Vol.2 Issue 7, July 2013.
41. Bloodworth A., Jackson P., Lee M.: Strength of reinforced concrete pile caps. *Proc. ICE Structures and building* 156, November 2003. pp.347-358.

42. Bobet A., Salgado R., Loukidis D.: Seismic Design Of Deep Foundations. Final Report. FHWA/IN/JTRP-2000/22. Indiana Department of Transportation. U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Purdue University West Lafayette, Indiana 47907. September 2001
43. Boland J. C., Schlechter S. M., McCullough N. J., Dickenson S. E., Kutter B. L., Wilson D. W.: Pile-supported wharf centrifuge model (SMS02). Report: GEG04-2000. Oregon State University and The University of California at Davis, October 2001.
44. Boominathan A.; Lakshmi T.: Dynamic characteristics of pile groups under vertical vibrations. 12WCEE.0353. 2000.
45. Boonyapinyo V., Choopool N., Warnitchai P. (2008): Seismic Performance Evaluation of Reinforced-Concrete Buildings by Static Pushover and Nonlinear Dynamic Analyses. 14th World Conference on Earthquake Engineering. October 12-17, Beijing, China.
46. Borel, S.: Comportement et dimensionnement des fondations mixtes, Geotechnique et risques naturels GT 73, Laboratie Central des Points et Chaussées
47. Bor-Shiun L.: Simplified Analyses of Dinamic Pile Response Subjected to Soil Liquefaction and Lateral Spread Effects. In Advances in Geoteshnical Earthqake Engineering – Soil Liqefaction and Seismic Safety of Dams and Monuments. Pp.113-124.
48. Boulanger, R.W et al. (2005): Idetifying interaction mechanisms for pile foundations in laterally spreading ground, Proc. 1st WSDORF, Athens, pp. 69-76.
49. Boulanger, R.W et al. (2007): Seismic design of pile foundations for liquefaction effecs, in Earthquake Geotechnical Engineering, Ed. K.D.Pitilakis, pp. 277-302.
50. Bowles, J.E: (1988): Foundation analysis and design. McGraw-Hill. New York.
51. Bowles, J.E: Foundation analysis and design. McGraw-Hill. New York. 1988.
52. Bradley, B.A., et al. Intensity measures for seismic ronsece of pile foundations, Soil Dynamic and Earthquake Enineering (SDEE), Vol. 29, 2009, pp. 1046-1058.
53. Bridge manual, Sec. 5: Earthquakee resistant design (2004), TRANSIT, N. Z.
54. Bridge Seismic Design. Automated Seismic Design of Bridges. AASHTO Guide Specification for LRFD Seismic Bridge Design. Computers & Structures, Inc., Version 14. April 2009.
55. Brodbaek, K.T. et al. (2009): Review of  $p$ - $y$  relationship in cohesionless soil, Alborg University, DCE, Technical Report No. 57, 28 p.
56. Broms B. B. Design of laterally loaded pile. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, 91(3), 1965, 79-99.
57. Brown D.A., Oneill M.W., Hoit M., McVay M., Naggar M.H.: Static and Dynamic Lateral Loading of Pile Groups. NCHRP Report 461. Washington D.C. 2001.
58. Budek A.; Priestley M., Benzoni G. (2000): Inelastic seismic response of bridge drilled-shaft RC pile/columns, Journal of Structural Engineering, April, pp. 510-517.
59. Budhu, M., Davies, I.G. (1986): Analysis of laterally loaded piles in soft clays, ASCE, J. Geotechnical Engineering, Vol. 114 No. 1, 21-39
60. Buehler,M., Wienboer, H. (2006): A Full Seismic Soil-Foundation-Structure Interaction Approach, First European Cof. on Erthq. Eng. and Seismology, 3-8 September, Geneva
61. Buehler,M., Wienboer, H.: A Full Seismic Soil-Foundation-Structure Interaction Approach, First European Cof. on Erthq. Eng. and Seismology, 3-8 September 2006. Geneva
62. Cairo R., Conte E., Dente G., Sica S., Simonelli A. L.: Soil-Pile Kinematic Interaction: New Perspectives for Ec8 Improvement. E. Cosenza (ed), Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop, 263-275, © 2009 Doppiavoce, Napoli, Italy.
63. Calculaton tehory, CH8-1, Vol. 2, Ch. 8: The theories behaind the program&the equations and methods that are use to perform the analyses.
64. Calderon, D., Sekiguchi .T., Nakai. S, Lazares. F., Aguilar. Z. (2012): Dynamic Characteristics of Soils Estimated Using Microtremors and Seismic Records in Lima Peru. 15th WCEE. Lisboa
65. CALTRANS - Seismic Design Criteria, USA, 180p, 2013.
66. Carbonari S., Dezi F., Leoni G.: Seismic soil–structure interaction in multi-span bridges: Application to a railway bridge. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2011, 40:1219–1239. DOI: 10.1002/eqe.1085

67. CEB BI No. 236 (240): Seismic design of reinforced concrete structures for controlled inelastic response, Thomas Telford, 1998.
68. CEB BI No. 236 (240): Seismic design of reinforced concrete structures for controlled inelastic response, Thomas Telford, 1998.
69. CEB: RC Frame structures under earthquake loadings
70. CEB: RC Frames under earthquake loadings, State of the Art Report, T. Telford, 1996.
71. CEN- EN 1998-2: Eurocode 8: Part 2: Bridges, Nov. 2005;
72. CEN- EN 1998-5: Eurocode 8: Part 5: Foundations, retaining structures, geotechnical aspects, Nov. 2004.
73. CEN- EN 1998-5: Eurocode 8: Part 5: Foundations, retaining structures, geotechnical aspects, Nov. 2004.
74. CEN-EN 1997-1: Geotechnical Design, 2004
75. CEN-EN 1998- Part 2, Bridges, CEN, November 2005
76. CEN-EN 1998-1, EUROCODE 8, Deo 1, Opšta pravila, seizmička dejstva i pravila za zgrade - prevod, Građevinsko\_arhitektonski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, 2009
77. Chai Y.; Song S. (2003): Assessment of seismic performance of extended pile-shafts. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 32:1937–1954 (DOI: 10.1002/eqe.309)
78. Chang, B.J., Hutchinson, T.C. (2013): Tracking the dynamic characteristics of a nonlinear soil-pile system in multi-layered liquefiable soils, Soil Dynamics and EE, 49, pp. 89-95.
79. Chapter 12 Geotechnical Earthquake Engineering. Ed Tavera. SCDOT Geotechnical Design Manual. August 2008.
80. Chapter 3: Interpretation, appraisal, and application , pp.51-56. Chapter 4: Conclusion and recommendations, pp.57-60. Appendix A: Comparative behavior of laterally loaded groups of bored and driven piles, pp. A1-A20
81. Chau K., Yang X.: Nonlinear interaction of soil-pile in horizontal vibration. ASCE. August 2005. [www.paper.edu.cn](http://www.paper.edu.cn)
82. Chau K.T., Yang X.: Nonlinear soil-pile-structure interaction for structures resting on a 2x2 pile group under earthquake excitations. 2010.
83. Chen. W.F., Duan L.: Bridge Engineering Seismic Design. Boca Raton, FL, 2000.
84. Chow Wai, H. S. (2007): Analysis of pile Raft foundation with piles of different lengths and diameter, Phd thesis, The University of Sydney
85. Claxton, C.R.I. (2001): Managing geotechnical risk: time for change ?, Proc. Of the ICE, Geotechnical Engineering 149, Issue I, pages 3-11
86. Clouteau, D., Teherzadeh, R.. (2006): Soil, pile group and building interactions under seismic loading, First ECEE and Seismology, Paper No. 96, p. 10
87. Cluck, J., Sternik, M. (1991): An equivalent column in lateral load analysis of pile/structure interaction, in EE, Ed. E. Juhasova, Balkema
88. Curran C., Boulanger R., Kutter B., Wilson D.: Dynamic Experiments and Analysis of A Pile-Group-Supported Structure. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. July 2001. pp.585-596
89. Ćosić M. Analiza šipa metodom konačnih elemenata u uslovima nelinearnog ponašanja tla, Geotehnički aspekti građevinarstva, II naučno-stručno savetovanje, Zbornik radova, Ed. R. Folić, Soko Banja, Srbija, 2007, str. 303-310.
90. Ćosić M., Folić B., Folić R. Numerical Simulation of the Pile Integrity Test on Defected Piles, Acta Geotechnica Slovenica 2014/2 vol.11.
91. Ćosić M., Folić B., Folić R.: Developing a methodology for the integrated numerical evaluation and performance assessment of soil-pile-pier. 13th International Scientific Conference VSU'2013
92. Ćosić M., Folić B., Sedmak S. Buckling Analysis of 3D Model of Slender Pile in Interaction with Soil Using Finite Element Method, Journal of Structural Integrity and Life, Vol. 12, No. 3, 2012, 221-232
93. Ćosić M.: Nelinearna statička seizmička analiza višespratnih okvira. Magistarska teza. FTN. Univerzitet u Novom Sadu. Novi Sad. 2009.
94. Ćosić, M. Folić, B., Folić, R.: Developing a methodology for the integrated numerical evaluation and performance assessment of soil-pile-pier, 13th International Scientific Conference VSU'2013, Ed. V. Stoyanov, M. Hamova and D. Partov, Sofia, June 6-7, 2013. P. II-63, p. 236-244.
95. Ćosić, M., Folić, B., Sedmak, S: Analiza stabilnosti vitkog 3d modela šipa u interakciji sa tlom metodom konačnih elemenata. Životni vek konstrukcije br. 3. Univerzitet u Beogradu, 2012.

96. Čosić, M., Folić, R., Folić, B.: Utjecaj parametara akcelerograma na seizmički odziv konstrukcija, *Građevinar*, Vol. 66, No 9, 2014, pp. 787-800. DOI: 10.14256/JCE.1082.2014; ISSN 0350-2465
97. Čosić, M., Folić, B., Folić, R. : Numerical simulation of the pile integrity test on defective piles, *Acta Geotechnica Slovenica*, Vol. 11, No. 2, 2014, pp. 5-19;
98. Čosić, M., Folić, B., Folić, R., Sedmak, S. (2014): Performance-based seismic analysis of overpass over highway E-75 by Kovilj, *Structural integrity and life*, Vol. 14, N. 1, pp. 17-28.
99. Čaušević M.: Potresno inženjerstvo- Odabrana poglavlja, Školska knjiga Zabreb, 2001.
100. Čaušević M.: *Dinamika konstrukcija*, Golden Marketing, Tehnička knjiga Zagreb, 2010.
101. Das B. (2004): *Principles of foundation engineering*. Brooks/Cole Thomson Learning. USA
102. Dash S., Bhattacharya S. (2007): Criteria for design of piled foundations in seismically liquefiable deposits. 4<sup>th</sup> International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. Jun 25-28, Paper No. 1724
103. Dash, S.R, Bhattacharya, S., Blakeborough, A.: Bending-buckling interaction as a failure mechanism of piles in liquefiable soils, *SDEE*, Vol. 30, 2010, pp. 32-39
104. Datta, T. K. (2010): *Seismic analysis of structures*. John Wiley & Sons (Asia) Pte Ltd. Singapore
105. Davisson, M.T. Lateral Load Capacity of Pile, 49th Annual meeting, *Committee on Foundation of Bridges and Other Structures*, pp. 104-112. Highway research record, Number 333. Washington. 1970.
106. Dayioglu, A.Y., Incecik, M. (2011): Performance analysis of piled raft foundations in comparison with conventional foundation systems by using finite element method, *Proc. of the 15th Europ. Conf. On Soil Mech. & Geotechnical Engineering*, IOS Press, pp. 811-817
107. Deierlein G., Reinhorn A., Willford M.: Nonlinear structural analysis for seismic engineering. NEHRP Seismic design technical brief No.4. NIST GCR 10-917-5. October 2010.
108. Design of Deep Foundations, Technical Instructions (1998), Headquarters U.S. Army Corps of Engineers. Engineering Division. Directorate of Military Programs. Washington, DC 20314-1000 TI 818-02. 3 August/98
109. Designers' Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Ed. Gulvanessian H., Thomas Telford. London, 2005.
110. Dezi F., Carbonari S., Leoni G. (2008): Seismic response of bridges on pile foundations considering soil-structure interaction. *Tailor Made Concern Structures – Walraven & Stoelghorst* (eds). Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-47535-8
111. Dezi, F., Carbonari, S., Leoni, G.: Kinematic bending moments in pile foundations, *SDEE*, Vol. 30, 2010, pp. 119-132.
112. Dhruva Lal Pradhan (2012): Development of *p-y* Curves for Monopiles in Clay using Finite Element Model Plaxis 3D Foundation. Master degree thesis. Norwegian University of Science and Technology. Department of Civil and Transport Engineering. June
113. Dobry R., Abdoun T., O'Rourke T.D., Goh S.G.: Single Piles in Lateral Spreads: Field Bending Moment Evaluation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE. October 2003. pp.879-889.
114. Dowrick D. (2005): *Earthquake Risk Reduction*. John Wiley & Sons Ltd. The Atrium, Southern Gate, Chichester, West Sussex PO19 8SQ, England. August, pp
115. Dowrick D. : *Earthquake Risk Reduction*. John Wiley & Sons Ltd. The Atrium, Southern Gate, Chichester, West Sussex PO19 8SQ, England. August 2005. pp.
116. Dražić, J., Folić, R. (2006): Konceptualno projektovanje konstrukcije zgrada u seizmičkim područjima, *Tehnika – NG*, br. 2, Beograd, 2006. str. 1-9.
117. Dryden M., Fenves G.: The Integration of Experimental and Simulation Data in the Study of Reinforced Concrete Bridge Systems Including Soil-Foundation-Structure Interaction. PEER 2009/03. Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley. November 2009
118. Dušan Milović: Savremeni pristupi rešavanja problema fundirnja građevinskih objekata. Dgk II Kongres. Artandelovac, 1992.
119. *Dynamic analysis and earthquake resistant design*, Japanese Society of Civil Eng. Rotterdam, Balkema, 1997.
120. *Dynamic Analysis and Earthquake Resistant Design*, Vol. 2. Japanese Society of Civil Engineers. AA Balkema. Rotterdam, 2000.
121. *Dynamic Analysis and Earthquake Resistant Design*. Vol. 2. Japanese Society of Civil Engineers. AA Balkema. Rotterdam, 2000.

122. Dynamic Response of Pile Foundations: Analytical Aspects. Oneill M.W., Dobry R. Ed. Procee. ASCE National Convention. October 30. 1980. New York.
123. Dynamic Stiffness Method for Coupling Vibration, Elastic Media and P- $\Delta$  Effect. Marcel Dekker, Inc. 270 Madison Avenue, New York 10016, 213 – 234
124. Earthquake Engineering Handbook, Ed. W.F. Chen and C. Scawthorn, CRC Press, Boca Raton, 2002.
125. *Earthquake Resistant Design Codes in Japan*. Japan Society of Civil Engineers. 2000.
126. Earthquake resistant design for quaywalls and piers in Japan. Bureau for Ports and Harbours Ministry of Transport and Port and Harbour Research Institute Ministry of Transport.
127. EERI - Special Earthquake Report, Learning from Earthquakes-The Mw 8.8 Chile Earthquake of February 27, 2010.
128. Elgamal, A. et al. (2010): A 3D soil-structure interaction computational framework, Joint Conf.. Proc. 7<sup>th</sup> Intern.. Conf. of Urban EE, march 3-5, March, Tokio institute of Technology, Tokio, Japan
129. Elgamal, A. et al.: Scenario-focused three-dimensional computational modeling in geomechanics (Using OpenSeesPL)
130. Elghazouli A. Ed. (2009): *Seismic Design of Buildings to Eurocode 8*, Spon Press Taylor & Francis e-Library
131. El-Marsafawi, H.; Kanyia A.; Novak, M.: The superposition approach to pile group dynamics. pp.114-135, 2012.
132. Elnashai A. S., D. C. McClure (1996): Effect of modelling assumptions and input motion characteristics on seismic design parameters of rc bridge piers. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, pp. 435-453
133. Elnashai, A., Di Sarno, L.: *Fundamentals of earthquake engineering*. John Wiley & Sons, Ltd. 2008. UK
134. Elnashai, A.S., Di Sarno, L. (2008): *Fundamentals of earthquake engineering*, Wiley, West Sussex, UK
135. Elnashai, A.S., De Sarano, L.: *Fundamentals of earthquake engineering*, Wiley, Shichester, UK, 2008.
136. Elsoeily K., Ayyub B.: System reliability assessment for pile group. *8th ASCE Speciality Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability PMC 200-110*. pp.1-6.
137. EN 1998-1:2004, Part 1: Design of structures for earthquake resistance-General rules, CEN 2004; Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, June 2005.
138. EN 1998-Part 5: "Foundations, retaining structures and geotechnical aspects", CEN, 2004
139. EN- EN 1997&1998-1: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, December 2004;
140. Eslami M., Aminikhah A., Ahmadi M.: A comparative study on pile group and piled raft foundations (PRF) behavior under seismic loading. *CMCE Vol2, 2* (2011) pp.185-199.
141. Experimental and analytical study on pounding reduction of base-isolated highway bridges using MR dampers.. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2009;38:1307–1333. Published online 18 February 2009 in Wiley InterScience ([www.interscience.wiley.com](http://www.interscience.wiley.com)). DOI: 10.1002/eqe.903. Anxin Guo, Zhongjun Li, Hui Li and Jinping Ou
142. Fadee M., Grierson D. (1999): Optimum design of pile-supported reinforced concrete footings. *CIVIL-COMP Ltd.*, Edinburg, schotland. Editor. B.H.V. Topping and B, Kumar. *Optimization and Control in Civil and Structural Engineering*. Civil comp Press. Edinburg
143. Fajfar P.; Fischinger M. (1984): Parametric study of inelastic response to some earthquakes recorded in southern Europe. VIII World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco.
144. Fajfar P.; Fischinger M., Isaković, T. (2000): Metode procjene seizmičkog ponašanja zgrada i mostova, *Grđevinar* **52**, str. 663 - 671
145. Fardis M. Ed. (2010): *Advances in performance-based earthquake engineering*, Springer Science+Business Media B.V. ([www.springer.com](http://www.springer.com)). ISBN 978-90-481-8745-4. e-ISBN 978-90-481-8746-1. DOI 10.1007/978-90-481-8746-1
146. Fardis, M. et al. *Designers' Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5*, Telford, 2005.
147. Fellenius B.: *Pile foundations*. *Foundation Engineering Handbook*. Ch. 13. Van Nostrand Reinhold. New York, 1999.
148. FEMA 154: Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards, handbook, March, 2002.

- 149.FEMA 273, NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of existing buildings, Washington, 1997.
- 150.FEMA 306 and 307: Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, 1999.
- 151.FEMA 313: Mitigation seismic risk hazards, Handbook, March, 2002.
- 152.FEMA 356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, 2000.
- 153.FEMA 440 (2005), Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Applied Technology Council (ATC-55 Project), Federal Emergency Management Agency, Washington D. C., USA, 392p.
- 154.FEMA 547: Techniques for the seismic rehabilitation of buildings, 2006. Washington, DC
- 155.Feng G., Liu Z., Huang S., Huang S. (1989): Determination of the load transfer parametrs of pile foundations. Rio, 1053-1056
- 156.Fernández-Ares, A., Bielak, J. (2004): Interaction between Earthquake Ground Motion and Multiple Buildings in Urban Regions. Proceedings Third UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction, March 29-30, Menlo Park, California, USA
- 157.FIB (CEB-FIP) Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings, Bulletin 24, May, 2003
- 158.FIB: Displacement –based design of reinforced concrete structures, Bul. 25, May, 2003.
- 159.FIB: Seismic design of precast concrete buildings, Bulletin 27, October, 2003
- 160.Finn W.D.L., (2005): A study of Piles during Earthquakes: Issues of Design and Analysis. The Tenth Maletth Milne lecture, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol.3, No2, pp. 141-234.
- 161.Finn W.D.L., Fujita N. (2002): Piles in liquefiable soils: Seismic analysis and design issues. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 22 , 731–742. [www.elsevier.com/locate/soildyn](http://www.elsevier.com/locate/soildyn)
- 162.Fischinger, M, Isaković, T., Fajfar, P. (1997): Seismic analysis of viaduct structure-Which metod to choose? Seismic Design method. For the Next Generation of Codes, Ed. Fajfar nad Krawnikler, Balkema, Rtotterdam, pp. 347-358
- 163.Fleming, K. Et al. (2008): Piling engineering, Taylor and Frances
- 164.Folić B., Folić R., Lađinović Đ.: Seismic responce of RC bridge foundation on pile-Case study, 12. International Scientific Conference VSU , Sofija: Ed. K. Kazakov, R. Ivanov and D. Partov, 7-8 Jun, 2012, pp. 24-31,
- 165.Folić B., Folić R., Lađinović Đ.: Seismic responce of RC bridge foundation on pile-Case study, 12. International Scientific Conference VSU , Sofija: Ed. K. Kazakov, R. Ivanov and D. Partov, 7-8 Jun, 2012, pp. 24-31,
- 166.Folić B.; Lađinović Đ.( 2009): Ponašanje objekata fundiranih na šipovima tokom zemljotresa. III Naučno-stručno savetovanje Geotehnički aspekti građevinstva. Zlatibor, oktobar 2009.
- 167.Folić B: Prilog proučavanju ponašanja betonskih šipova pod dinamičkim opterećenjem. Magistarska teza. Univerzitet u Novom Sadu. FTN. Građevinski odsek. Novi Sad, april 2005.
- 168.Folić R., Gajin S. (1985): Prilog proračunu šipova opterećenih podužnim dinamičkim opterećenjem. Izgradnja, br. 4, str. 18-22
- 169.Folić R., Lađinović Đ. (2003): Dynamic amplification of inelastic deformation demands of multi-storey frame structures. International Conference in Earthquake Engineering SE 40EEE, Skopje, 26 – 29 August, CD-ROM – Paper Reference 0068, pp. 1-10.
- 170.Folić R., Lađinović Đ. (2004): Estimation of strength demand for performance based design. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, Paper No. 2137, pp. 1-15 +CD-ROM
- 171.Folić R., Lađinović Đ.(2003): Uperedna analiza Evrokoda 8 za projektovanje seizmički otpornih konstrukcija sa nekim nacionalnim odredbama, Građevinski kalendar. Beograd
- 172.Folić R., Lađinović Đ., Brujić Z. (1999): Some Aspects of Analysis and Design of RC Structures According to EC8. Introductory report, MASE, 8-th International Symposium, Ohrid, Republic of Macedonia, 30 September – 2 October, Volume 2, pp. SI22/1-12.
- 173.Folić, B.(2004): O ZEMLJOTRESIMA, u Monografiji (11) posvećena profesoru Živojinu Čulumu (Ed. R. Halaši i dr.), Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad.
- 174.Folić, B., Čosić, M., Lađinović, Đ. Folić, R.: Ekvivalentni presek i pojava nelinearnosti kod objekata fundiranih na šipovima, Zbornik radova 4. Internacionalne Konferencije Zemljotresno inženjerstvo I inženjerska seizmologija, Editor R. Folić, Borsko jezero, 19-21. Maj, 2014, pp. 365-372.

175. Folić, B., Folić, R., Lađinović, Đ.: Some aspects of pile-soil interaction in seismically liquefiable soils. 10th International scientific conference VSU' 2010,
176. Folić, B., Folić, R. (2006): Analysis of pile foundations under lateral seismic loads, Bull. for Appl. and Comp. Math., Budapest, BAM-CIX, 001-010.
177. Folić, B., Folić, R. (2006): Analysis of pile foundations under lateral seismic loads, (in print) Bull. for Appl. and Comp. Math., Budapest, BAM-CIX/2006, pp 001-010.
178. Folić, B., Folić, R. (2006): Analysis of pile foundations under lateral seismic loads, Bull. for Appl. and Comp. Math., Budapest, BAM-CIX/2006, pp 001-010
179. Folić, B., Folić, R. (2009): Design methods analysis of seismic interaction soil-foundation-bridge structures for different foundations, in: Coupled Site and Soil-Structure Interaction Effects with Application to Seismic Risk Mitigation, Ed. T. Schanz and R. Jan-kov, Springer Sciences+Business Media, pp. 179-191.
180. Folić, B., Folić, R.: Design method analysis of seismic interactions soil-foundation-bridge structures for different foundation. NATO Advanced Research Workshop. Coupled sit and soli –structure interaction effects. Borovetz, Bulgaria. 30.08-03.09.2008, pp.29-30.
181. Folić, B.: O metodologiji proučavanja seizmičke interakcije konstrukcija - tlo kod temelja na šipovima. Savez GGIT Srbije, Drugo Naučno - stručno savetovanje Geotehnički aspekti građevinarstva, Ed. R. Folić, 30.oktobar -02. novembar 2007. str.287-294.
182. Folić, B.: O metodologiji proučavanja seizmičke interakcije konstrukcija - tlo kod temelja na šipovima. Savez GGIT Srbije, Drugo Naučno - stručno savetovanje Geotehnički aspekti građevinarstva, Ed. R. Folić, 30.oktobar -02. novembar 2007. str.287-294.
183. Folić, B.: Prilog analizi ponašanja betonskih šipova pod dinamičkim opterećenjem, Magistarski rad, FTN, Novi Sad, 2005.
184. Folić, B.: Prilog analizi ponašanja betonskih šipova pod dinamičkim opterećenjem, Magistarski rad, FTN, Novi Sad, 2005.
185. Folić, B.: Tektonski zemljotresi kao talasi u tlu i njihova kvantifikacija. Monografija: Uloga i značaj profesora Živojina Čuluma u popularizaciji nauke. FTN Univerzitet u Novom Sadu. 2004. str. 203-225.
186. Folić, R. (2005): Zaštita građevinskih objekata od zemljotresa kod nas i u svetu-Pregled stanja, časopis „Svet rada“, br. 5 Beograd, str. 935-968
187. Folić, R. (2007): Duktilnost i aseizmičko projektovanje plitkih i temelja na šipovima, Drugo naučno-stručni skup „Geotehnički aspekti građevinarstva“, Soko Banja, 30. oktobar-2. novembar/07. Zbornik radova, Ed. R. Folić, str. 295-302.
188. Folić, R. : Neke metode dinamike konstrukcija i njihova primena u seeizmičkoj analizi konstrukcija građevinskih objekata, Savez specijalizovanih društava u građevinarstvu: Građevinski kalendar Vol. 39, Ed. M. Muravljov, Beograd, 2007, str.143-233
189. Folić, R.(2004): Stanje i pravci razvoja aseizmičkog projektovanja novih i postojećih zgrada, DGKJ, Simpozijum, Uvodni referat, 29. septembar- 1 oktobar. Vrnjačka Banja, Knj. 1. str. 129-148.
190. Folić, R.(2004): Zaštita građevinskih objekata od seizmičkih dejstava nekad i sada, u Monografiji (11) posvećena profesoru Živojinu Čulumu (Ed. R. Halaši i dr.), Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad, str. 169-202.
191. Folić, R., (2006): Stanje i trendovi u zemljotresnom inženjerstvu- Novi i postojeći objekti, Uvodni referat U7, septembar, V. Banja, Knj. 1. str. 115-130.
192. Folić, R., Babić, L.: Analysis of RC frame with masonry and panel infill behaviour in seismic regions, 10th International scientific conference VSU' 2010, 03–04 June, Sofia, Volume 2, pp. II/283–290.
193. Folić, R., Folić B.: Design concept effect on damage mitigation of beam concrete bridges with or without seismic isolation. NATO Advanced Research Workshop. Coupled sit and soli –structure interaction effects. Borovetz, Bulgaria. 30.08-03.09.2008, pp.57-58.
194. Folić, R., Folić, B., Lađinović, Đ.:Comparative analysis of the methods for determination of piles foundations lateral load capacity, 9th Intern. Conference University of Structural Engineering and Architecture VSU “Lj. Karavelov” 2014, 5-6, June, 2014, Sofia, Proc. Ed. V. Stoyanov and D. Partov, Vol. 2, pp. 11-18.
195. Folić, R., Lađinović Đ., Folić, B: Konceptualno projektovanje betonskih zgrada otpornih na dejstvo zemljotresa. Drugo naučno-stručno savetovanje „Zemljotresno inženjerstvo i inženjerska seizmologija“, Ed. R. Folić, Divčibare, 27-30 april 2010, str.77-86



196. Folić, R., Lađinović, Đ. (2005): Konceptualno projektovanje i elastična analiza putnih mostova, Beograd, Put i saobraćaj br 2, str. 20-42.
197. Folić, R., Lađinović, Đ. (2010): Projektovanje seizmički otpornih betonskih zgrada-Pozivno predavanje, Simpozijum TEIK 2010, GAF Niš, str. 28
198. Folić, R., Lađinović, Đ. (2004): Nove metode analize i projektovanja mostova u seizmičkim područjima, Tehnika - Naše građevinarstvo, br. 6, Beograd, str. 9-23.
199. Folić, R., Lađinović, Đ., Folić, B.: Neke analize konstrukcija betonskih zgrada na seizmička dejstva. Drugo naučno-stručno savetovanje „Zemljotresno inženjerstvo i inženjerska seizmologija“, Ed. R. Folić, Divčibare, 27-30 april 2010, str.87-96.
200. Folić, R., Lađinović, Đ., Folić, B.: Neke analize konstrukcija betonskih zgrada na seizmička dejstva. Drugo naučno-stručno savetovanje „Zemljotresno inženjerstvo i inženjerska seizmologija“, Ed. R. Folić, Divčibare, 27-30 april 2010, str.87-96
201. Folić, R., Lađinović, Đ., Folić, B.: Oblikovanje AB okvira i zidova za ukrućenje radi obezbeđenja seizmičke otpornosti. Drugo naučno-stručno savetovanje „Zemljotresno inženjerstvo i inženjerska seizmologija“, Ed. R. Folić, Divčibare, 27-30 april 2010, str.223-230.
202. Folić, R., Lađinović, Đ.: Aseizmičko projektovanje i zaštita mostova od zemljotresa, Zemljotresno inženjerstvo i inženjerska seizmologija, Ed. R. Folić, Sokobanja, 13.-16. maj 2008. str. 59-74.
203. Folić, R., Zenunović, D., Husejnagic, E. (2010): Stiffness analysis of the bridge superestructure with deck-coupled prestressed concrete beams, Bridges in the Danube basin, 7th International Conference on Bridges across the Danube 2010: “Theory and practice in bridge engineering” October 14-15.2010.: Sofia, Bulgaria, Proc. Ed. K.Topurov, pp. .
204. Folić, R.: Projektovanje seizmički otpornih betonskih mostova, Materijali i konstrukcije br. 2, 2008. str. 41-65.
205. Foundation design and construction (2006), Geo Publikation No. 1-2006, The Government of the Hong Kong, SAR.
206. Fukushima, H.: *Coefficient of Dynamic Horizontal Subgrade Reaction of Pile Foundations on Problematic Ground in Hokkaido*. [https://www.pwri.go.jp/eng/ujnr/tc/g/pdf/24/24-5-1\\_fukushima.pdf](https://www.pwri.go.jp/eng/ujnr/tc/g/pdf/24/24-5-1_fukushima.pdf)
207. Fusao Oka (2005): Computational Modeling of Large Deformations and the Failure of Geomaterials. Plenary Session B, 16th International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, Osaka.
208. Gagnon D., Leger P., Tremblay R., Latendresse V.: Pile Foundation modeling for Seismic analysis of highway bridges located in eastern north america. Montreal Canada
209. Galvan M.: Analisis dinamico de la interaccion “Suelo-grupo de pilotes – estructura”. XVII Seminario Venezolano de Geotecnica “Del Estado del Arte a la Practica”. pp. 393-404.
210. Galvan M.: Analisis dinamico de la interaccion “Suelo-grupo de pilotes – estructura”. XVII Seminario Venezolano de Geotecnica “Del Estado del Arte a la Practica”. PP. 393-404.
211. Gazetas G. (1997): Dynamic soil-structure interaction during earthquakes, Proc. Of the SIRENA Advanced Study Course on Seismic Risk, pp. 301-354.
212. Gazetas G., A. Ziotopoulou.: Bi-normalized Response Spectrum for a Rational Soil-Structure Interaction Analysis. NEA/CSNI/R(2011)6, pp.103-111.
213. Gazetas G., Fan K., Kaynia A. (1993): Dynamic response of pile groups with different configurations. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 12: 239-257
214. Gazetas G., Mylonakis, G.: Seismic Soil-Structure Interaction: New Evidence and Emerging Issues, Geo-Institute ASCE Conference, Seattle 3-6 August 1998. pp. 1-56.
215. Gazetas G.: Foundation vibrations. In Foundation Engineering Handbook, pp 553-593. год
216. Gazetas G.: On Seismic Design of Foundations, Keynote lecture (K7), First European Conf. on Earthq. Eng. and Seismology, 3-8 September 2006. Geneva .
217. Gazetas, G. (1984): Seismic response of end-bearing single piles. Soil Dynamics and Earthq. Eng. No2. pp. 82-93
218. Gazetas, G.: Dinamičke krutosti i koeficijenti prigušenja za flaksibikni šip str(590) za tri modela promene krutosti tla sa dubinom. Tabela statičke i dinamičke krutosti šipova i koeficijenata prugušenja str. 591.

219. Geotechnical engineering circular No. 3. Design guidance: Geotechnical earthquake engineering for highways volume II – Design examples. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. Washington, May 1997. Publication No. FHWA –SA-97-007. str. 1-45 (separatno)
220. Geotechnical Engineering Circular No.3. (1997): Design Guidance: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways Volume II – Design Examples. US Department of Transportation Federal Highway Administration. Washington, May, Publication No. FHWA-SA-97-077
221. Ger J., Cheng F.: Seismic Design Aids for Nonlinear Pushover Analysis of Reinforced Concrete and Steel Bridges. Missouri University of Science and Technology. 2012 by Taylor & Francis Group, LLC
222. Gerolymos N., Gayetas G. (2005): Phenomenological model applied to inelastic response of soil-pile interaction system. Soil and Foundation. Vol.45 No.4, pp.119-132. Japanese Geotechnical Society. August/05.
223. Gerolymos N., Gayetas G., Mylonakis, G.: Fundamental period and effective damping of pile-supported bridge piers, 2005.
224. Gerolymos N., Gayetas G.: Phenomenological model applied to inelastic response of soil-pile interaction system. Soil and Foundation. Vol.45 No.4, pp.119-132. Japanese Geotechnical Society. August 2005.
225. Gerolymos N., Gazetas G. (2009): Pile foundations in improved soil for highway bridge facing liquefaction-induced soil flow, 3rd Greece-Japan WSDOR of foundations, Santorini, pp. 362-374
226. Gerolymos N., Gazetas G., Tazoh, T. (2005): Static and dynamic response of yielding pile in nonlinear soil, Proc. 1st Greece-Japan Worksho: Seismic Design, Observation, and retrofit of Foundation, Athens, pp. 25-35
227. Ghobarah A.(2001): Performance-based design in earthquake engineering: state of the development. Engineering Structures 23. pp.878-884.
228. Ghoem, M., El-Mihilmy, M. (2008): Design of reinforced concrete structures, Vol. 3
229. Giannakou, A., Gerolymos, N., Gazetas, G. (2009): Kinematic and inertial behaviour of raked piles, Proc. 3rd Greece-Japan W: Seismic Design, Observation and Retrofit of Foundations, Santorini, 36-50.
230. Guddati, M., Park S., Tassoulas, J. (2004): Numerical Treatment of Wave Propagation in Layered Media. Proceedings, Third UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction, March 29-30, Menlo Park, Calif. USA.
231. Hall J.: Forced vibration and earthquake behaviour of an actual pile foundation. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1984, Vol.3. No2. pp. 94-101
232. Hashash Y. M.A., Hook J. J., Schmidt B., Yao J.I.C.: Seismic design and analysis of underground structures. Tunnelling and Underground Space Technology 16 2001, pp. 247-293.
233. Hayashi, Y., Takahashi, I. (2004): Soil-structures effects on building response in recent earthquake, Proc. third UJNR E in soil-structure Interaction, March 29-30, Menlo Park, USA, p. 8
234. Hazzar L., Karray M., Bouassida M., Hussien M. N.: Ultimate Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soil. NEMA
235. Hazzar L., Karray M., Bouassida M., Hussien M.: Ultimate lateral Resistance of Piles in Cohesive Soil.
236. He, Y.B., Shen, P.S., Xiong, F. (2002): The analysis of beam under interaction of pile-soil, 12th European Conf. on Earthquake >Engin. Paper Ref. 288, p.9
237. Hiroshi Arai and Kohji Tokimatsu (2004): S-Wave Velocity Profiling by Inversion of Microtremor H/V Spectrum. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 94, No. 1, pp. 53–63, February
238. Holloway R.: Foundation and structural problems. Oxford BSP Professional Books. London-Edinburg-Boston-Melbourne-Paris-Berlin-Vienna, 1991.
239. Huang J.(2011): Development of modified  $p$ - $y$  curves for Winkler Analysis to characterize the lateral load behavior of a single pile embedded in improved soft clay. Graduate Theses and Dissertations. Iowa State University. Paper 12114.
240. Hussien, M.N., Tobite, T., Iai, S. (2010): Experimental and EF analysis of seismic soil-pile-superstructure interaction in sand, Annuals of Disas. Prev. Res.Inst. Kyoto Univ. No.53 B, pp. 1-6.
241. Ichikawa Y., Kyoya T., Kawamoto T.: Incremental theory of elasticity and plasticity under cyclic loading, Numerical Methods in Geomechanics. Balkema, Rotterdam, 1988. pp. 327-334
242. Inel M., Ozmen H. (2006): Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings. Engineering Structures 28, 1494-1502. Elsevier Ltd. www.sciencedirect.com

243. Isaković, T., Fishinger, M. (2006): Pushover analysis of two span multicolumn bent RC bridge, experimentally testing on three shake table, 14th WCEE, Beijing, China, p. 1-8.
244. Isaković, T., Fishinger, M. (2009): Nelinearna statička analiza AB mostova, Savremena građevinska praksa, Zbornik, Ed. R. Folić, april/09, FTN-DGINS, Novi Sad, str. 125-139.
245. Ishihara K., Cubrinovski, M. (1998): Soil-Pile interaction in liquefiable deposits undergoing lateral spreading (Keynote lecture), XI Danube-Confer. Croatia, May 98, pp. 1-14
246. Jeremić B., Jie G., Preisig M., Tafazzoli N. (2009): Time domain simulation of soil–foundation–structure interaction in non-uniform soils. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38:699–718. DOI: 10.1002/eqe.896.
247. Johnson, J.J.: Soil-Structure Interaction, Ch. 10 in *Earthquake Eng. Handbook*, Ed. W. Chen and C. Seaworth, CRC Press, Boca Raton, 2002.
248. Johnson, J.J.: Soil-Structure Interaction, Ch. 10 in *Earthquake Eng. Handbook*, Ed. W. Chen and C. Seaworth, CRC Press, Boca Raton, 2002.
249. Jugofunt. Izveštaj o pobijanju šipa. Izveštaj o postignutoj marki betona. Ocena o saglasnosti. Rasporod šipova. 1997.
250. Jurukovski D., Petrovski J., Taskov Lj.: A cantilever beam model of a 22 storey building with included translation and rotation of the foundation,
251. Jurukovski D., Taskov Lj.: Soil structure interaction effect in buildings constructed in large panel systems.
252. Kampitsis A.E., Sapountzakis E.J., Giannakos S.K., Gerolymos N.A. (2013): Seismic soil–pile–structure kinematic and inertial interaction—A new beam approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 55, 211–224. <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.09.023>
253. Katzenbach, R., Choudhury, D., Chang, D.W. (2013): General Report of TC 212, Proc. of the 18th ICSMGE, Paris
254. Kavazanjian E., Matasović N., Hadj-Hamou T., Sabatini P.: *Geotechnical Engineering Circular No.3. Design Guidance: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways Volume II – Design Examples*. US Department of Transportation Federal Highway Administration. Washington, May 1997. Publication No. FHWA-SA-97-077
255. Kawamata, Y. (2009). Seismic performance of pile-supported container wharf structures in rockfill
256. Kawashima K.: *The 1996 Japanese seismic design specifications of highway bridges and the performance based design*, Balkema. Rotterdam. 1997. pp.371-382
257. Keifer, K. (2006): Development of a Pile Condition Index and a Road Map for the Development of a Structural Section Rating, Dissertation, University of Illinois at Urbana-Champaign
258. Kempfert H., Gebreselassie B.: *Excavations and Foundations in Soft Soils*. Springer is a part of Springer Science+Business Media. Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2006. Printed in The Netherlands [springer.com](http://springer.com)
259. Khodair, Y., Abdel-Mohti, A. (2014): Numerical analysis of pile-soil interaction under axial and lateral loads, *Intern. J of Structures and Materials*, Vol. 8, No. 3, September/014, 239, pp. 239-249.
260. Klar, A., Baker, R., Frzdmán, S. (2004): Seismic soil-pile interaction in liquefiable soil, *Soil Dynamic and EE*, 24, pp. 551-564
261. Konagai K., Nogami T.: Time-domain axial response of dynamically loaded pile groups. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.113. No.3. March, 1987. pp.417-429
262. Konagai K., Yuanbio, Y., Muroi, Y. (2003): Single beam analogy for describing soil – pile group interaction, *Soil Dynamic and EE*, Vol. 23, pp. 213-221
263. Koo K., Chau K., Yang X., Lam S., Wong Y. (2003): Soil–pile–structure interaction under SH wave excitation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32:395–415 (DOI: 10.1002/eqe.230)
264. Kooijman A., Vermeer P. (1988): *Numerical methods in geomechanics*. Insbrukck, Balkema, Rotterdam, pp.1033-1042
265. Kornkasem, W., Foutch, D., Long, J. (2001): *Seismic behaviour of pile/supported bridges*, University of Illinois at Urbana-Champaign
266. Kosa K., Kimura Y., Kitahara H. (1999): Survival of bridge foundations after the Great Hanshin earthquake. *Concrete International*, January, pp.43-46.
267. Kotsoglou A., Pantazopoulou S. (2010): Response simulation and seismic assessment of highway overcrossings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39:991–1013. DOI: 10.1002/eqe.982

- 268.Kouroussis, G., et al. (2013): Three-dimensional finite element modelling of dynamic pile-soil-pile interaction in time domain, COMPDYN 2013-4th ECCOMAS Thematic Cof. on Computational Methods in Structural Dynamics and EE, Kos Island, Greece, 12-14 June/013,
- 269.Kovačević, D., Folić, R. (2007): Some Aspects of FEM Structural Modeling by Link FE, Proc. of the 11th Intern. Conf. On Civil, Structural and Environm. Eng. Computing, September 18- 20, St.Julian`s - Malta, Civil-Comp Press, Paper 131, Proceedings on CD pp. 10.
- 270.Kovačević, D., Folić, R., Lađinović, Đ.: Application of Link FE in Modeling of Specific Boundary/Interface Conditions, Journal of the Serbian Society for Computational Mechanics, Vol. 1, 2007, pp. 99-109.
- 271.Kralik, J., Kralik, J. Jr: Seismic analysis of reinforced concrete frame-wall systems considering ductility effects in accordance to Eurocode, Eng. Structures 31 (009), pp. 2865 – 2872
- 272.Kucukaslan, S., Benerjee, P.K., Bildik, N. (2003): Inelastic analysis of pile soil structure interaction, Engineering Structures, 25, pp. 1231-1239
- 273.Kumar, P. S. Karuppaiah, K.B. Parameswaran, P.(2007): Buckling behaviour of partially embedded reinforced concrete piles in sand, ARPN J of Engin. and Applied Scineces, Vol. 2, No. 4, August, pp. 22-26
- 274.Kwon O., Elnashai A. S.: Probabilistic Seismic Assessment of Structure, Foundation, and Soil Interacting Systems. Mid-America Earthquake Center. EEC-9701785. Urbana, Illinois . September, 2007.
- 275.Kwon O., Elnashai A.: Analytical Seismic Assessment of Highway Bridges with Soil-Structure Interaction. 4<sup>th</sup> International Conference on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan, October 12-13, 2006. Paper No. 142
- 276.Ladhane K.B., Sawant V. (2012): Dynamic Response of 2 Piles in Series and Parallel Arrangement. Engineering Journal Vol.16, No.4.
- 277.Ladjinovic, Dj., Rašeta, A., Folić, R., Prokić, A.: Comparative of Seismic Response of Irregular Multy-Span Continuous Bridges, 15. World Conference od Earthquake Engineering, Lisboa 2012, CDROM p. 8
- 278.Ladjinovic, Dj., Rašeta, A., Radujković, A., Folić, R., Prokić, A.: Comparison of Structural Models for Seismic Analysis of Multy-Storey Frame Buildings, 15. World Conference od Earthquake Engineering, Lisboa 2012, CDROM p. 8
- 279.Lađinović Đ., Folić R. (2003): Non-linear analysis of multi-storey building structures by using equivalent SDOF model. Bulletin for Applied Mathematics, BAM-2080/2003 (CIII), Technical University of Budapest, pp. 495-502. pp. 51-64.
- 280.Lađinović Đ., Folić R. (2003): Seismic analysis of building structures using damage spectra. International Conference in Earthquake Engineering SE 40EEE, Skopje, 26 – 29 August, CD-ROM – Paper Reference 0067, pp. 1-8.
- 281.Lađinović Đ., Folić R. (2004): Analysis of damage potential of Montenegro 1979 earthquake. Conference, Podgorica, 15. April, pp. 10-20.
- 282.Lađinović Đ., Folić R. (2004): Application of improved damage index for designing of earthquake resistant structures. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, 1-6 August, Paper No. 2135, pp. 1-15+CD-ROM
- 283.Lađinović Đ., Folić R.(2005): Dynamic amplification of seismic demands in shear wall buildings. International Conference on Earthquake Engineering EE-21C, Skopje, 27 August – 1 September 2005, CD-ROM – T4-31, pp. 1-8.
- 284.Lađinović Đ., Folić R.: Seismic analysis of building structures using damage spectra. International Conference in Earthquake Eng. SE 40EEE, Skopje, 26 – 29 August 2003, CD-ROM – Paper Reference 0067, pp. 1-8.
- 285.Lađinović, Đ., Folić, R. (2004): Analiza konstrukcija zgrada na dejstvo zemljotresa, Materijali i konstrukcije br. 3-4, Beograd, str. 31-64.
- 286.Lađinović, Đ., Folić, R. (2005): Torsional resistance of asymmetric ductile buildings, MASE – 11 th Internat. Symposium, Ohrid, SI-4, pp. 287-292.
- 287.Lađinović, Đ., Folić, R. (2006): Ductility demands of building structures subjected to ground motions representing design earthquake, First Eur. Conf. on Earth. Eng. & Seism., Geneva, 3-8 Sept./06, P156B. pp. 10.

288. Ladinović, Đ., Folić, R. (2006): Ductility demands of building structures subjected to ground motions representing design earthquake, First European Conf. on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, 3-8 September/06, pp. 10 (prihvaćeno)
289. Ladinović, Đ., Folić, R. (2006): Non-linear analysis of seismic behaviour of asymmetric in plane buildings, First European Conf. on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, 3-8 September/06, P398A, pp. 10.
290. Ladinović, Đ., Folić, R. (2006): Non-linear analysis of seismic behaviour of asymmetric in plane buildings, First European Conf. on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, 3-8 September/06, pp. 10 (prihvaćeno)
291. Ladinović, Đ., Folić, R., Čosić, M. (2009): Target displacement analysis of multistory reinforced concrete frame, 13th International Symposium, MASE, October, 14-17/09, Ohrid, Vol. 1, BK-22, pp. 255-264,
292. Ladinović, Đ., Folić, R., Čosić, M. (2009): Comparative analysis of seismic demands of regular multi-story concrete frame, International Conf. on Earthquake Engineering, October 26-28/09, Proc. Book 3, "Planning, design, construction", pp. 129-143, Banja Luka, R. Srpska
293. Ladinović, Đ., Folić, R.: Savremene metode analize konstrukcija na seizmička dejstva, Zemljotresno inženjerstvo i inženjerska seizmologija, Ed. R. Folić, Sokobanja, 13.16. maj 2008. str. 139-154.
294. Ladinović, Đ., Folić, R.: Savremene metode analize konstrukcija na seizmička dejstva, Zemljotresno inženjerstvo i inženjerska seizmologija, Ed. R. Folić, Sokobanja, 13.16. maj 2008. str. 139-154
295. Ladinović, Đ., Folić, R. (2002.): Analysis of Sensitivity Coefficient for P- $\Delta$  Effects According to EC 8, 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, 09-13 september, London, CD ROM pp. 12
296. Ladinović, Đ., Folić, R.: Analiza uticaja teorije drugog reda kod konstrukcije zgrada pri dejstvu zemljotresa, JUDIMK Materijali i konstrukcije br. 1-2, 2003, str. 5-15.
297. Lee W., Kanamori H., Jennings P., Kisslinger C. Ed.: International Handbook of Earthquake and Engineering Seismology. Part B. International Association of Seismology and Physics of the Earth's Interior (IASPEI). Academic Press. An Imprint of Elsevier Science. Oxford. 2003.
298. Lee, C.J., Bolton, M.D. Al-Tabbaa, A. (2002): Numerical modelling of group effects on the distribution of dragloads in pile foundations, Geotechnique, 52, No.5, pp. 525-535
299. Lenzi M., Gambi A., Olivucci G. (2002): A soil foundation interaction model for the analysis of pile group behaviour. Structural Engineering International, pp. 40-46
300. Li B., Butterworth J., Chou, N. (2012): Seismic design of New Zealand highway bridges under spatially varying ground excitations. December, The University of Auckland, Department of Civil and Environmental Engineering
301. Li J., Spencer B.F., Elnashai A.S., Philips B.M.: Hybrid Simulation with Multiple Support Excitation. 5WCSCM-193
302. Liam Finn W., Wu G., Thavaraj T. (1997): Soil-pile-structure interaction. ASCE, Minesota, Oct.
303. Lilly, D.M. Vibrations of pile foundation, Ch. 13, in Soil structure interaction: Numerical analysis and modelling, Ed. Bull, J.W. Spon, London
304. Liolios, A. Et al. (2005): A numerical approach to the unilateral contact problem of seismic soil-pile interaction, Proc. 1st GJWSDORF, Athens, pp. 427-431.
305. Liu, D. (2003): Structural analysis of combined footing on piles, Practice periodical on structural design and construction, February/03, pp. 22-24
306. Lu D., Cai, C.S. (2010): Development of dynamic impact factor for performance evaluation of existing multi-girder concrete bridges, Engineering Structures, 32: 21-31.
307. Ma Y., Deng N. (2003): Deep foundations. In Bridge Engineering Handbook. CRC press LLC. BR pp. 32,1-32,42
308. Madabhushi G., Knappett J., Haigh S.: Design of pile foundations in liquefiable soils. Imperial College Press. London, 2010
309. Madabhushi, G. (2010): Seismic Design of Pile Foundations. Indian Geotechnical Conference, GEOTrendz December 16-18, 2010. IGS Mumbai Chapter & IIT Bombay
310. Maharaj, D.K., Gandhi, S.R. (2004): Non-linear finite element analysis of piled-raft foundations, Proc. Of the ICE, Geotechnical Engineering, 157, July/04, Issue GE3, pp. 107-113.

311. Maheshwari B.K., et al. (2004): Three-dimensional nonlinear analysis for seismic soil-pile-structure interaction, *Soil Dynamics and Earthq. Eng.* 24, (2004) pp. 343-356
312. Maheshwari B.K., Watanabe H.: Nonlinear dynamic analysis of pile foundation: effect of separation at soil-pile interface. 12WCEE. (2000)0494
313. Maiorano, R.M.S., Aversa, S., Wu, G. (2007): Effects of soil non-linearity on bending moments in piles due to seismic kinematic interaction, 4th Intern. Conf. on Earthq. Geotechn. Eng. June 25-28/07, Paper no. 1574, p. 14.
314. Majkić, D., Folić, R., Folić, B. (2009): Some aspects of conceptual and structural design of concrete integral bridges, 13th International Symposium, MASE, October, 14-17/09, Ohrid, Vol. 1, BK-23, pp. 265-276,
315. Majkić, D., Folić, R.: Recommendations for design and construction of integral bridges, *Tehnika-NG*, br. 4, 2008, str. 1-16
316. Maki T., Maekawa K., Mutsuyoshi H.: RC pile-soil interaction analysis using a 3D-finite element method with fibre theory-based beam elements. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2010.
317. Maksimović M.: *Mehanika tla. Treće izdanje. Građevinska Knjiga. Beograd, 2005.*
318. Matthews R.: Earthquake analysis example – part 2. Earthquake analysis with SAP2000. 2004.
319. Mayer, B.J., Reese, L.C. (1979): Analysis of single piles under lateral loading, Res. St. 3-5-78-244, Texas Sdof Highways PT
320. Maymond P. J. (1998): Shaking table scale model test of nonlinear soil-pile –superstructure interaction in soft clay, University of California, Berkeley. Ph.D.
321. Mayoral J., Flores F., Romo M. (2011): Seismic response evaluation of an urban overpass. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 40:827–845. DOI: 10.1002/eqe.1062
322. McGinnie C. Pile instability during earthquake liquefaction, ALL pile
323. Memari A.M., Harris H.G., Hamid A.A., Scanlon A.: Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Piers in Low to Moderate Seismic Regions. Pp.57-68
324. Illan M.A., Dominiguez J.: Simplified BEM/FEM model for dynamic analysis of structures on piles and pile groups in viscoelastic and poroelastic soils. *Engineering Analysis with Boundary Elements* 33 (2009) 25-34
325. Milović, D., M. Đogo (2003): Ponašanje šipova pri dejstvu horizontalne sile. *Glas SANU CCCXCV, Odeljenje tehničkih nauka*, knj. 34, pp. 1-32
326. Milović, D., M. Đogo.: Ponašanje šipova pri dejstvu horizontalne sile. (19-31)
327. Milović, D.; Đogo. M. (2005): Greške u fundiranju. Monografija. FTN izdavaštvo. Novi Sad
328. Milović, D.; Đogo. M. (2009): Problemi interakcije tlo-temelj-konstrukcija. Srpska akademija nauka i umetnosti ogranak u Novom Sadu. Novi Sad 2009.
329. Mir, A. (1997): Design of foundations in seismic zones. *Concrete International*, Jan.. Pp. 44-48
330. Miyamoto Y.: *Pile Response During Earthquake and Performance Evaluation of Pile Foundation*. 1997.
331. Mohamed E., Brennan J., Forte M. (1983): Dynamic behavior of pile groups. *Journal of Geotechnical Engineering*.. vol. 109. No. 3. March, pp 147-160
332. Morshedy, S., Geravand, B. (2013): Evaluating the accuracy of lateral load patterns in pushover analysis, *Journal of American Science*, 9, (4s), pp. 197-196
333. Mosher R., Dawkins W.: *Theoretical Manual for Pile Foundations*, U.S. Army Corps of Engineers, Report ERDC/ITL TR-00-5, Washington, USA, 2000.
334. Munaf, Y., Prakash, S. (2002): Displacement dependent spring and damping factors of soil pile systems, 12th European Conference EE, Paper No. 763
335. Murano, Y., Nishimara, A. (2000): Evaluation of seismic force of pile foundation induced by inertial kinematic interaction, 12 WCEE, Paper o. 1496
336. Mylonakis G., Gazetas G. (1998): Vertical vibration and additional distress of grouped piles in layered soil, *Soils and Foundations*, Vol. 18, No. 1, 1-14
337. Mylonakis G., Gazetas G. (2000): Seismic soil-structure interaction: Beneficial or detrimental ?, *J of Earthquake Engineering*, Vol. 4, No. 3, pp. 277-301
338. Mylonakis G., Nikolaou A., Gazetas G.: Soil-pile-bridge seismic interaction: kinematic and inertial effects. Part i: soft soil. *Earthquake Engineering And Structural Dynamics*, VOL. 26, 337-359 (1997)

339. Mylonakis G., Syngros C. (2005): Ohba Ohashi pile-supported bridge experiment revisited: Paradoxes and new interpretations, Proc. 1st Greece-Japan Worksho: Seismic Design, Observation, and retrofit of Foundation, Athens, 37-52
340. Mylonakis G., Syngros C., Gazetas G., Tazoh T. (2006): The role of soil in the collapse of 18 piers of Hanshin Expressway in the Kobe earthquake. *Earthquake Eng. and Structural Dynamics*, **35**:547–575. DOI: 10.1002/eqe.543
341. Mylonakis, G., Nikolaou, A. (1997): Soil-Pile-Bridge Seismic Interaction: Kinematic and Inertial Effects. Part I: Soft soil, *Earthquake Eng. and Structural Dynamics*, Vol. 26, pp. 337-359.
342. Mylonakis, G., Nikolaou, A., Gazetas, G. (1997): Soil-pile-bridge seismic interaction: kinematic and inertial effects. Part i: Soft Soil. *Earthquake Engineering And Structural Dynamics*, Vol. 26, pp. 337-359
343. Naeim, F., Bhatia, H., Lobo, R.M (2004): Performance based seismic engineering, Ch. 15, in Seismic Design Handbook, second Ed. By F. Naeim. pp. 757-779
344. Nakai S., Kato H., Ishida R., Mano H., Nagata M.: Load Bearing Mechanism of Piled Raft Foundation during Earthquake. Proceedings Third UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction, March 29-30, 2004, Menlo Park, California, USA. Pp.1-18
345. Nogami, T. Ed.: Dynamic Response of Pile Foundations. Experimental, Analysis and Observation. ASCE. Geotechnical Special Publication. Geotechnical Engineering Division. 1987. No. 11 .
346. Nogami, T., Konagai, K. (1987): Dynamic response of vertically loaded nonlinear pile foundations. ASCE. Journal of Geotechnical Eng. and structural Dynamics. Vol. 113. No. 2. febr. 147-160.
347. Nogami, T., Novak, M. (1976): Soil-pile interaction in vertical vibration. International Journal of Earthquake Engineering and structural Dynamics, vol. 4, pp 277-293.
348. Nogami, T.; Novak, M.: Resistance of soil to a horizontally vibrating pile. Earthquake Engineering And Structural Dynamics, Vol. 5, No 3. July-Sept. 1977. pp 249-261.
349. Nonlinear structural analysis for seismic design-A guide for practicing engineers, Prep. By G. G. Deirlein et al. NIST GCR 10-917-5, U.S. Department of Commerce, October 2010.
350. Nonveiller, E.: Mehanika tla i temeljenje građevina. Školska knjiga, Zagreb, 1979.
351. Novak M., Janes M.: Dynamic and static response of pile groups. Proc. WCSMFE, Rio 1989. pp.1175-1178.
352. Novak, M., Aboul-Ella, F. (1978): Stiffness and damping of piles in layered media. Proceedings on the Speciality Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena California, June, pp 704-719.
353. Novak, M., Sheta M.: Approximate approach to contact effects of piles. Proc. of Session on Dynamic Response of Pile Foundations: Analytical aspects, Geotechnical J. Vol. 13, 1976, pp. 372-385.
354. Novak, M.: Dynamics stiffness and damping of piles. Canadian Geot. Journal, No 11/1974. pp 574-598.
355. Novak, M.: Soil-pile interaction under dynamic loads. Institution of Civil Engineerings. Numerical methods in offshore piling, London, 1980. pp. 59-68
356. Novak, M.: Vertical vibration of floating piles. Journal of Engineering Mechanics Division, February 1977. pp 153-168.
357. Nozoe, H. (1996): Simple method for axial and lateral impedances of pile groups, Proc. Of the 11th WCEE, Acapulco, Mexico, Ref. No. 231, p. 8
358. Numerical methods in geotechnical engineering. Desai C., Christian J. Ed. McGraw Hill Book Company. New York. 1977.
359. O’Neill M., Townsend F. Ed. (2002): Deep Foundations. Geotechnical special publication no.116. vol. 2. Proceedings of the International Deep Foundations Congress. Geo-Institute. ASCE. Orlando Florida of State Highway and Transportation Officials, USA, 296p.
360. Ono, Y., Kiyono, J., Kenzo, T. (2004): Effects of pile-foundation-soil interaction on demanded strength of highway bridge pier, 13<sup>th</sup> WCEE, Vancouver, Canada, August 1-6/04, Paper No. 168
361. Palavi Ravishankar, B., B., Satyam, N. (2014): Dynamic analysis to study soil/pile interaction effects, Int. Conf. on Emerging Trends in CE (ICETCE-2014), January 2014, Hyderabad, India, pp. 1-7.
362. Pando, M. (2013): Analyses of Lateral Loaded Piles with  $P$ - $Y$  Curves - Observations on the Effect of Pile Flexural Stiffness and Cyclic Loading. NCDOT 7th Geo3T2, Raleigh, NC, Thursday, April 04, 2013. Session 3B - Geotechnical II (Room: Pinehurst) - Paper: 3B-1\_A49

363. Panelis, G.G., Kapos, A.J.: Earthquake-Resistant Concrete Structures, SPON, London, 1997.
364. Paoulos H., Davis E.: *Dynamic Load of piles*. University of Sydney. 1980
365. Paulay, T., Priestley, M. J. N.: Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, J. Wiley & Sons inc., N. York, 1992.
366. Pecker A.: Soil structure interaction. Europ. Conf. EE, Paris, 1998, pp. 33-42
367. Pecker A.: Earthquake foundation design. Paris, 1998, pp. 43-61
368. Pecker A.: Enhanced seismic design of shallow foundations: example of the Rion Antirion Bridge. 4th Athenian Lecture on Geotechnical Engineering, 2006
369. Pedro F. Silva, Majid T. Manzari: Seismic Evaluation of Pile Foundation Systems Subjected to Rocking. WCEE LISBOA 2012.
370. Peiris T., Thambiratnam D., Perera N., Gallage C.: Soil-Pile Interaction of Pile Embedded in Deep-Layered Marine Sediment under Seismic Excitation. Structural Engineering International. (IABSE) Vol.24, No.4, November 2014.
371. Peizhen L., Hongmei R., Yueqing C., Xili L., Heping S.: Shaking table testing of hard layered soil-pile-structure interaction system. Higher Education Press and Springer-Verlag 2007. China. Pp. 346-352
372. Pender M.: Earthquake resistant design of foundations. Pacific Conference on EE, Melbourne, November 1995. pp. 155-171.
373. Pender, M.J. (1983): Aseismic pile foundation design analysis, *Bulletin of the New Zealand NS of EE*, Vol. 26, No.1, March, 49-160.
374. Pender, M.J.: Seismic Assessment and Improvement of Building Foundations. Faculty of Engineering, The University of Auckland. New Zealand. 2010.
375. Penzien J. (1970): Soil-pile foundation interaction. Earthquake engineering. Prentice-hall, inc., Englewood Cliffs. N.J. London.
376. Performanse - based seismic design: Concept and implementation, Proc. of Intern. Workshop, Bled, Slovenia (Ed. P. Fajfar and H. Krawinkler), 2004.
377. Petrovski, J., Jurukovski, D.: Statičko i dinamičko ispitivanje šipova na horizontalna dejstva. Savez Jug. Laboratorija za ispitivanje i istraž. Mater. i konstrukcija XV Kongres II Oblast-8. Ohrid. 1975
378. Ptilakis, K., Kitras, E., Rovithis, E. (2005): Is it possible to improve the seismic structural behaviour with intervention to subsoil and foundation conditions? Proc. 1st GJWSDORF, Athens, pp. 185-202
379. Plaxis finite element code for soil and rock analyses. Plaxis Bulletin (2008). Issue 23/March/08, Delft. Netherlands.
380. PoLam, I., Kapuskar, M., Chaudhuri, D. (1998): Modeling of pile footings and drilled shafts for seismic design, Techn. Report MCEER-98-0018
381. Poulos H.G., Davis. E. H.: *Pile foundation analysis and design*. Ch.15. John Wiley. N. York, 1980. pp. 336-353.
382. Prakash, S. : Fundamental of Soil Mechanics. University of Missouri-Rolla. Shamsheer Prakash Foundation. Rolla, MO. USA, 1995
383. Prakash, S. Ed. : Soil under Dynamic Loads. Geotechnical Special Publication. Geotechnical Engineering Division of ASCE. 1992. No. 34
384. Prakash, S., Puri, V. K. Foundation under seismic loads, Proc. Of the 15<sup>th</sup> European Conference on SM and GE (Ed. A. Anagnostopoulos), ISO Press, 2011, pp. 793-798
385. Preventing Earthquake Disasters. A Research Agenda for the Network for Earthquake Engineering Simulation (NEES). Committee to Develop a Long-Term. Board on Infrastructure and the Constructed Environment. Division on Engineering and Physical Sciences The National Academies Press. Washington, DC 2001.
386. Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. (1997): Concepts and procedures for direct displacement-based design and assessment, Seismic Design Method. For next generation of Codes, Ed. Fajfar & Krawinkler, pp. 71-181
387. Qu Z., Shi S.: Dynamic Interaction of Soil-Pile-Structure under Seismic Action. 14<sup>th</sup> WCEE 2000. World Conference on Earthquake Engineering. October 12-17, 2008, Beijing, China.
388. Taherzadeh, R., Clouteau D., Cottreau R.: Simple formulas for the dynamic stiffness of pile groups. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Earthquake Engng Struct. Dyn. 2009;38:1665-1685.



- Published online 26 May 2009 in Wiley InterScience (www.interscience.wiley.com). DOI: 10.1002/eqe.918
389. Radmavathi, V. et al. Behaviour of laterally loaded rigid piles in cohesive solids based on kinematic approach, *Lowland Techn. Intern.*, Vol. 10, No. 1, June 2008, 1-15.
390. Radujković, A., Ladinović, Đ., Folić, R.: Estimation of ductility demands of frame structures by using pushover analysis, *Proceedings of the 4th International Conference Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, Association of Civil Engineering of Serbia, Ed. R. Folić, Borsko jezero, 19-21. May, 2014, pp. 293-298.
391. Radunović D. (2005): *Talasići*. Akademska misao. Beograd.
392. Rahman, M. Investigation of lateral load resistance of laterally loaded pile in sandy soil, in *Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, Ed. by Van Impe, 2003, Rotterdam, 209-215.
393. Rahmani A., Taiebat M., Finn W.D. L., Ventura C. E. (2012): Determination of Dynamic  $p$ - $y$  Curves for Pile Foundations Under Seismic Loading. 15 WCEE Lisboa
394. Rajapakse R.: *Pile Design For Structural And Geotechnical Engineers*,
395. Ramachandran J.: *Analysis of Pile Foundations under Seismic Loading*. CBE Insitute 2005: Final Report.
396. Rašeta, A.: *Analkza i procena seizmičkih performansi grednih armiranobetonskih mostova*, Doktorska dosertacija, FTN, Novi Sad, 2014.
397. Ravara A., Duarte R.T.: *NON-Linear Response and Structural Ductility of Reinforced Concrete Buildings Under Strong Seismic Actions*. Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1973.
398. Ravikumar, R., Ramarao, M.V. (2014): Study on effect of soil inertia contribution on dynamic response of a single pile, *Intern. Conf. On Advances in Eng. And technology (ICAET-2014)*, pp. 6-11.
399. Reese L., Van Impe W.: *Single pile and pile groups under lateral loading*, Balkema, Rotterdam, 2001
400. Rekvava P., Mdivani K.: *Modeling Of Ground Motions For Tbilisi Region With Site Effects*. 2ECCES. *Istanbul, August 2014*.
401. Rekvava P.A.: *Seismic Response of Shear Distortion Type Buildings*. *The Open Construction and Building Technology Journal*, 2009, 3, pp. 113-118. (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/3.0/>)
402. Reul, O., Randolph, M.F. (2004): Design strategies for piled rafts subjected to nonuniform vertical loading, *J of Geotechnical and Geotechn. Eng.*, ASCE, January/04, Vol. 130, No. 1, pp. 1-13
403. Ricardo R., Abdoun T., Dobry R. (2000): Effect of lateral stiffness of structure on bending moments of pile foundation due to liquefaction-induced lateral spreading. *12WCEE World Conference on Earthquake Engineering*. 0902.
404. Richardson G. N., Kavazanjian Jr. E., Matasovi N : RCRA Subtitled( 258) *Seismic Design Guidance For Municipal Solid Waste Landfill Facilities*.. U.S. Environmental Protection Agency. Cincinnati, Ohio 45268. ContractNo.68-C3-0315
405. Richart F., Woods R., Hall J.: *Vibrations of soils and foundations*, Prentice-Hall, Inc Englewood Cliffs, NY.
406. Romo M., Mendoza M., Garcia S.: Geothnical factors in seismic design of foundations state-of-the-art report. *Proc. 12WCEE*, 2000. pp. 2832-1-24
407. Rovithis E., Pitilakis K., Mylonakis G. (2009): Seismic analysis of coupled soil-pile-structure systems leading to the definition of a pseudo-natural SSI frequency. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 29, pp 1005–1015. journal homepage: [www.elsevier.com/locate/soildyn](http://www.elsevier.com/locate/soildyn)
408. Sa'don, N.M. et al. (2014): Pile head cyclic lateral loading of single pile, *Geotech Geol Eng*, 32, pp. 1053-1064
409. Saitoh, M. (2005): Minimizing of fixed-head pile bending at optimal pile radius, *Proc. 1<sup>st</sup> G.J W*, Athens, pp. 61-67
410. Savidis, S.A. et al. (2005): Non-linear constitutive equations for sand under cyclic loading and application to geotechnical earthquake engineering, *Proc. 1<sup>st</sup> GJWSDOR*, Athens, pp. 367-373
411. Scarlat, A.: *Approximate methods in structural seismic design*, Spon, London, 1996.
412. Schneider J. A., Mayne P. W.: *Soil Liquefaction Response in Mid-America Evaluated by Seismic Piezocone Tests*. Mid-America Earthquake Center. Report MAE-GT-3A. Geosystems Program Civil & Environmental Engineering. Georgia Institute of Technology. Atlanta, GA 30332. October 1999
413. Scot, R. F. (1981): *Foundation Analysis*, Prentence Hall, Englewood Cliffs, NJ

414. Seed B., Chaney R., Pamukcu S.: Earthquake effects on soil-foundation systems. In *Foundation Engineering Handbook*. Pp. 594-623, part II 623-672.
415. Seismic bridge design and retrofit-structural solutions. *FIB*. May 2007.
416. Seismic design methodologies for the next generation of codes. Fajfar P., Krawinkler H. Ed. Proceedings of the international workshop on seismic design methodologies for the next generation of codes. Slovenia, Bled, Jun 1997.
417. Semblat, J.: Modeling seismic wave propagation and amplification in 1D/2D/3D linear and nonlinear unbounded media. *Int. J. of Geomechanics (ASCE)*, doi:10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000023.
418. Sen R., Davies T., Banerjee P. (1985): Dynamic analysis of pile groups embedded in homogeneous soils. *Earthquake engineering and structural dynamics*. vol. 13. John Wiley & Sons, Ltd.
419. Serdaroglu M. (2010): "Nonlinear analysis of pile driving and ground vibrations in saturated cohesive soils using the finite element method." PhD diss., University of Iowa, <http://ir.uiowa.edu/etd/882>
420. Sextos A. G., Kappos A. J., Ptilakis K. D.: Seismic Response of Long R/C Bridges: Effect of Coupled Ground Motion Variability and Soil-Foundation Interaction. *FIB Symposium on Concrete Structures in Seismic Regions*, Athens, May 2003.
421. Sextos A. G., Ptilakis K. D., Kappos A. J. (2003): Inelastic dynamic analysis of RC bridges accounting for spatial variability of ground motion, site effects and soil-structure interaction phenomena. Part 1: Methodology and analytical tools. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. **32**:607–627 (DOI: 10.1002/eqe.241)
422. Sheta M., Novak M. (1980): Vertical vibration of pile groups. *Journal of Geotechnical Eng. Division ASCE*. London, April
423. Shoichi Nakai, Hiroyuki Kato, Riei Ishida, Hideyuki Mano, Makoto Nagata (2004): Load Bearing Mechanism of Piled Raft Foundation during Earthquake. *Proceedings Third UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction*, March 29-30, Menlo Park, California, USA
424. Sieffert J.-G., Schmid G., Tosecky A.: Soil And Foundation Dynamics. Soil-Structure Interaction Foundations Vibrations. Ruhr University Bochum. Department of Civil Engineering. Januar 2004.
425. Sieffert, J.-G., Schmid, G., Tosecky A.: SOIL-STRUCTURE INTERACTION FOUNDATIONS VIBRATIONS. Ruhr University Bochum, Department of Civil Engineering. Lecture for the Master Course Computational Engineering. Januar 2004.
426. Singhai, P.K., AliKahn, A., Pathak, K.K. (2013): Pile geometry on soil-structure interaction-An analytical survey, *AISECT University J Vol. II&Issue IV Sept.&013*, pp. 1-9.
427. Soil under dynamic loads. Prakash, S. Ed, *Geotechnical Special Publication. Geotechn. Eng. Division ASCE*, 1992. No. 34
428. Sokolov V., Bonjer K.P., Wenzel F.: Accounting for site effect in probabilistic assessment of seismic hazard for Romania and Bucharest: a case of deep seismicity in Vrancea zone. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 24 (2004) 929–947. [www.elsevier.com/locate/soildyn](http://www.elsevier.com/locate/soildyn)
429. Song S. T., Chai Y.H., Budek A. M. (2006): Methodology for preliminary seismic design of extended pile-shafts for bridge structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. **35**:1721–1738. DOI: 10.1002/eqe.599.
430. Song S. T., Chai Y.H., Hale, T.H. (2004): Limit state analysis of fixed-head concrete piles under lateral loads, 13th WCEE, Vancouver, Canada, August 1-6, Pap. No. 971
431. Stevanović S.: *Fundiranje, sveska III*. Fakultet Tehničkih Nauka, Novi Sad, 1976 .
432. Stewart J., Seed R., Fenves G.: Empirical Evaluation of Inertial Soil-Structure Interaction Effects, Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley. nov. 1998.
433. Stewart J., Seed R., Fenves G.: Empirical Evaluation of Inertial Soil-Structure Interaction Effects, Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley. nov. 1998.
434. Suarez V. (2005): Implementation of Direct Displacement Based Design for Pile and Drilled Shaft Bents. A Thesis submitted to the Graduate Faculty of North Carolina State University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science in Civil Engineering. Raleigh, North Carolina. October
435. Sugita, H., Tanimoto, S.: Seismic Performance of Bridge Foundation with Hinge at Pile Head. [www.pwri.go.jp/eng/activity/pdf/reports/sugita.0610.22.pdf](http://www.pwri.go.jp/eng/activity/pdf/reports/sugita.0610.22.pdf)
436. Taherzadeh, R., Clouteau D., Cottureau R. (2009): Simple formulas for the dynamic stiffness of pile groups. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. **38**:1665–1685. DOI: 10.1002/eqe.918

437. Tahghighi H., Konagai K. (2006): Impedance-based winkler spring method for soil-pile group interaction analysis. *JSCE Journal of Earthquake Engineering*.
438. Tahghighi H., Konagai K.: Numerical study of soil-pile group interaction in sand. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006. Paper Number: 1333.
439. Takahashi, A. (2002): Soil-pile interaction in liquefaction-induced lateral spreading of soils, dissertation doctor of Engineering, Tokio Institute of Technology
440. Tamori, S., Iiba M., Kitagawa, Y. (2004): A Simplified Method for Dynamic Response Analysis of Soil-Pile-Building Interaction System in Large Strain Levels of Soils – Analysis for Building with Embedment and Pile. *Proceedings Third UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction*, March 29-30, Menlo Park, California, USA
441. Tamura S.; Suzuki Y., Tsuchiya T., Fujii S., Kagawa T.: Dynamic response and failure mechanisms of a pile foundation during soil liquefaction by shaking table test with a large-scale laminar shear box. (0903). 12WCEE. 2000. Auckland. New Zealand.
442. Tamura, K. (2004): Seismic Design of Highway Bridge Foundations for Liquefaction-Induced Ground Flow. *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering*, Vol.4, No.3 (Special Issue),
443. Tazoh T. et al. (2000): Analysis of the damage to the pile foundation of a highway bridge caused by soil liquefaction and its lateral spread due to the 1995 Great Hanshin earthquake. (1978). 12WCEE. Auckland. New Zealand.
444. Tazoh T., Ohtsuki A., Fuchimoto M.: Damage Analysis of a Pile Foundation and Seismic Issues Revealed By the 1995 Great Hanshin Earthquake.  
<https://www.pwri.go.jp/eng/ujnr/tc/a/wsssi/pdf/b11.pdf>
445. Tazoh, T. et al. (2009): Kinematic response of batter pile foundation: Centrifuge tests, Proc. 3rd Greece-Japan W: Seismic Design, Observation and Retrofit of Foundations, Santorini, pp. 20-35.
446. Teguh M., Duffield C.F., Mendis P.A., Hutchinson G.L.: Seismic performance of pile-to-pile cap connections: An investigation of design issues. *EJSE*, 6 (2006)
447. Theoretical Manual for Pile Foundations. ERDC/ITL TR-00-5. November 2000. Vulcanhamer.net (18.09.2013).
448. Ting. J. (1987): Full-scale cyclic dynamic lateral pile responses. *Journal of Geotechnical Engineering*, January, pp. 30-45.
449. Titi H., Abu-Farsakh M.: Evaluation of bearing capacity of piles from cone penetration test data. LTRC Project No. 98-3GT. November 1999.
450. Todorovska M.; Trifunac M. (2006) : Impulse response analysis of the van nuys 7-story hotel during 11 Earthquake (1971-1994): One -dimensional wave propagation and inferences on global and local reduction of stiffness due to earthquake damage .Report CE 06-01. July, 2006. University of Southern California.
451. Tokimatsu, K., Suzuki, H., Sato, M. (2005): Effects of inertial and kinematic interaction on seismic behaviour of pile with embedded foundation, *Soil Dynamics and Earthq. Eng.* **25**, pp. 253/762
452. Tomanović, Z. (2011): Ispitivanje dozvoljene nosivosti vertikalnih šipova na horizontalna statička opterećenja na dokovima marine za mega jahte porto montenegro Tivat, Crna Gora. *Građevinski Materijali I Konstrukcije* **54**, Beograd, No. 3, str. 65-81.
453. Tombarry, A., Dezi, F., El Naggar, M.H. (2012): Soil-pile structure interaction under seismic loads: Influence of ground motion intensity, duration and non linearity,, 15 WCEE, Lisboa
454. Topalović, M., Zenunović, D., Folić, R.: Seismic response analysis of multi-span concrete girder bridges,: Proceedings of the 4th International Conference Earthquake Engineering and Engineering Seismology,, Association of Civil Engineering of Serbia, Ed. R. Folić, Borsko jezero, 19-21. May, 2014, pp. 203-210.
455. Topalović, M., Zenunović, M., Folić, R.: Experimentally obtained energy balance point of RC beam plastic hinges, International Conf. SE-EEE, 1963-2013; Rad br. 543, p. 8; IZIS, 30-31 may, 2013, Skopje, p.
456. Tran T., Kimura M. , Boonyatee T. (2012): 3D FE Analysis of Effect of Ground Subsidence and Piled Spacing on Ultimate Bearing Capacity of Piled Raft and Axial Force of Piles in Piled Raft. *Open Journal of Civil Engineering*, December, 2, 206-213. <http://www.SciRP.org/journal/ojce>

457. Trifunac M. (2013): Soil-Structure interaction, Wave passage effects and assymetry in nonlinear soil response. Civil Eng. Department University of Southern California, Los Angeles, CA. URL: [www.usc.edu/dept/civil\\_eng/Earthquake\\_eng/](http://www.usc.edu/dept/civil_eng/Earthquake_eng/) (05.12.2013. 06.02h)
458. Trifunac M., Ivanović S. (2003): Todorovska M.: Wave propagation in a seven-story reinforced concrete building: damage detection via changes in wave numbers. *Soil Dynamics and Earthq. Eng.* **23**. pp 65-75.
459. Trochanis., A.M., Bielak, J., Christiano, P.P. (1985): Hysteretic dissipation of piles under cyclic axial load. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113. No. 4. April. Pp 335-349.
460. Tseng W., Penzien J.: Soil foundation structure interaction, Ch. 42 in Bridge Engineering Handbook, Ed. Waih-Fah Chen and Li Duan, CRC Press, B. Racon, 2000.
461. Tseng WS., Penzien J.: Soil foundation structure interaction. In *Bridge Engineering Handbook*. CRC Press LLC. 2003. 42; 1-52
462. Turner, J. Ed, : Performance of deep foundations under seismic loading. *Geotechnical Special Publication. Geotechnical Engineering Division of ASCE*, 1995. No. 51
463. Uno, K., et al. (2008): Analytical method, modeling and boundary condition for the response analysis with nonlinear soil-structure interaction, 14th World Conf. On EE, October 12-17/08, Beijing, China, p.12
464. Valsamis, A., Bouckovalas, G., Drakopoulos, E. (2009): Design charts for single piles under lateral spreading of liquefied soil, Proc. 3rd Greece-Japan Workshop: Seismic Design, Observ. and Retrofit of Foundations, Santorini, pp. 104-113
465. Van Nuys Hotel Building Testbed Report: Exercising Seismic Performance Assessment. H. Krawinkler Ed. Department of Civil and Environmental Engineering. Stanford University. PEER Report 2005/11. October 2005.
466. Wang H., Chang T.P., Wang J.J.: Response analysis of concrete piles subjected to lateral impact. *Journal of Marine Science and Technology*, vol.18, No.6, pp.848-859.
467. Wang Z., Dueñas-Osorio L., Padgett J. E. (2013): Seismic response of a bridge-soil-foundation system under the combined effect of vertical and horizontal ground motions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. **42**:545-564. DOI: 10.1002/eqe.2226
468. Wang, Jingtao (2003): Wavelet analyses for stress wave detection of piles. *Science In China (Series E)* Vol. 46 No. 2. April
469. Wass, G., Hartmann, H.G. (1971): Seismic analysis of pile foundation including pile-soil-pile interaction, pp. 55/62
470. Wendichasky D. A., Vélez E. M., Chen S. S., Mander J. B.: Simplified vs Detailed Bridge Models: A Time and Costs Decision. Fourth LACCEI International Latin American and Caribbean Conference for Engineering and Technology (LACCET'2006) . "Breaking Frontiers and Barriers in Engineering: Education, Research and Practice" 21-23 June 2006, Mayagüez, Puerto Rico.
471. Whittaker, A., Constantinou, M., Tsopelas, P. (1998): Displacement estimates for performance-based seismic design, ASCE J of Structural Engineering, August/98, pp. 905-912.
472. Wilson, D.W.: Soil-pile-superstructure interaction in liquefying sand and soft clay, Ph. d. dissertation. Report No UCD/CGM-98/04. Department of Civil & Environmental Engineering College of Engineering University of California at Davis. September 1998.
473. Wilson, J. and Tan, B. (1990). "Bridge Abutments: Assessing Their Influence on Earthquake Response of Meloland Road Overpass." *J. Eng. Mech.*, 116(8), 1838-1856.
474. Woods, R., & Sharma, V. (2004). Dynamic effects of pile installations on adjacent structures. London, UK: A.A. Balkema
475. Williams, M.E. (2000): Using neural networks to position live loads on ridge piers, Dissertation, University of Florida
476. Yang Y., Yuan J. (2011): An iterative interacting method for dynamic analysis of maglev train-guideway /foundation-soil system, *Engineering Structures* **33**, 1013-1024. Elsevier Ltd. [www.sciencedirect.com](http://www.sciencedirect.com); journal homepage: [www.elsevier.com/locate/engstruct](http://www.elsevier.com/locate/engstruct)
477. Yoshida, N., Ohaya, Y. (2005): Damage to pile in liquefied ground and applicability of analysis, Proc. 1<sup>st</sup> GJWSDORF, Athens, pp. 107-117.
478. Zeevaert L.: Foundation problems in earthquake regions. pp. 673-678

- 
479. Zhang J., Makris N. (2002): Seismic response analysis of highway overcrossings including soil–structure interaction. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. **31**:1967–1991 (DOI: 10.1002/eqe.197)
480. Zhang, L., Silva, F., Grismala, R. (2005): Ultimate lateral resistance to piles in cohesionless soils, *J of Geotechn. And Geoenviron. Eng. ASCE*, January, pp. 78-83
481. Zhou M., Yuan W., Zhang Y.: Analysis of pile equivalent anchorage length for elevated pile caps under lateral load. 14th WCEE 2000. World Conference on Earthquake Engineering. October 12-17, 2008, Beijing, China.
482. Антонов В., Леденев В., Скрылев В. (2002): Проектирование зданий в особых условиях строительства и эксплуатации. Тамбов. Издательство ТГТУ
483. Антонов В.М., Леденев В.В., Скрылев В.И.: Проектирование зданий в особых условиях строительства и эксплуатации. Министерство образования Российской Федерации. Издательство ТГТУ. Тамбов, 2002. ISBN 5-230-0011-5
484. Ильчев, В., Монголов Ю., Шаевич.: Свайные фундаменты в сейсмических районах, Москва, 1983.
485. Перельмутер А.В.: Расчеты на сейсмические воздействия в свете принятия новых нормативных документов России и Украины., SCAD Office в сейсмических расчетах. ООО SCAD Soft
486. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры. К ЦП 52-101-2003.  
<http://www.gosthelp.ru/text/PosobieKSNiP2030184Posobi2.html>
487. Свайные фундаменты. СНиП 2.02.03-85. МИНИСТЕРСТВО РЕГИОНАЛЬНОГО РАЗВИТИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ. Издание официальное. СП 24.13330.2011. Москва 2011.



---

## **ДОДАЦИ - ПРИЛОЗИ**





## **ДОДАТАК-ПРИЛОГ А**

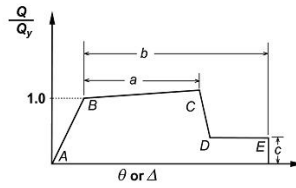
Карактеристике модела материјала и пласичних зглобова.



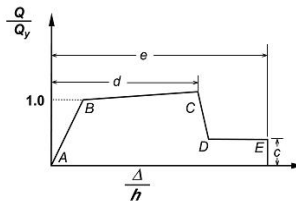
ПРИЛОГ А. Карактеристике модела материјала и пластичних зглобова.

А. ПРИКАЗ НЕЛИНЕАРНИХ СВОЈСТАВА ПЛАСТИЧНИХ ЗГЛОБОВА И МАТЕРИЈАЛА

Слика А1. Криве зависности сила-померање или моменат-кривина, пластичног зглоба за пушвер анализе и анализе временске историје.



(a) Deformation Деформација



(b) Deformation ratio Однос деформација

Опште реализације  
сила померање за  
бетонске елементе

**Generalized Force-Deformation  
Relations for Concrete Elements or  
Components**

Праве од којих се састоји идеализована крива Пластичног зглоба: АВ, ВС, CD, DE, EF

Карактеристичне тачке на кривој пластичног зглоба

A – почетно

B – граница течења

IO – тренутна уселјивост (Immediate Occupancy)

LS – заштита живота (Live Safety)

CP – заштита од рушења (Collapse Prevention)

C – гранични капацитет (Ultimate Capacity) рад криве

D – преостала отпорност (Residual Strength)

E – тотални колапс (Total Failure)

F – крајње стање (Final State) крајња деформација или ротација

**Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures— Reinforced Concrete Beams**

Conditions	Modeling Parameters <sup>3</sup>			Acceptance Criteria <sup>3</sup>						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	Component Type									
	Primary			Secondary						
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
<b>i. Beams controlled by flexure<sup>1</sup></b>										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
<b>ii. Beams controlled by shear<sup>1</sup></b>										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
<b>iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span<sup>1</sup></b>										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
<b>iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint<sup>1</sup></b>										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.  
 2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V<sub>s</sub>) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.  
 3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

C и NC се односе на попречном арматуром утегнут и неутегнут АБ пресек.

Табела А.1. FEMA 356. (табела 6.7.) АБ греде. DOF: P - M3. Параметри за моделовање и нумерички критеријуми прихватљивости за нелинеарне процедуре – АБ греде

**Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures— Reinforced Concrete Columns**

Conditions	Modeling Parameters <sup>4</sup>			Acceptance Criteria <sup>4</sup>						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
LS					CP	LS	CP			
<b>i. Columns controlled by flexure<sup>1</sup></b>										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
<b>ii. Columns controlled by shear<sup>1,3</sup></b>										
All cases <sup>5</sup>			—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
<b>iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height<sup>1,3</sup></b>										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
<b>iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P<sub>o</sub><sup>1,3</sup></b>										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

- When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
- “C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V<sub>s</sub>) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
- To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
- Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
- For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

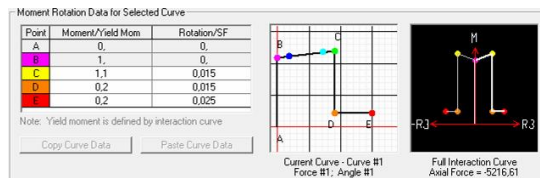
С и NC се односе на попречном арматуром утегнут и неутегнут АБ пресек.  
 Табела А.2. FEMA 356. табела 6.8. АБ стубови. DOF P-M3 угао пластичне ротације. Параметри за моделовање и примену нумеричких критеријума за нелинеарне процедуре – АБ стубови.

**Table 6-9 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures— Reinforced Concrete Beam-Column Joints**

Conditions	Modeling Parameters <sup>4</sup>					Acceptance Criteria <sup>4</sup>				
	Plastic Shear Angle, radians			Residual Strength Ratio	c	IO	Plastic Rotation Angle, radians			
	a	b	c				Performance Level			
				Component Type						
	Primary		Secondary							
LS	CP	LS	CP							
<b>i. Interior joints<sup>2,3</sup></b>										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf.	$\frac{V}{V_n}$								
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.015	0.03	0.2	0.0	0.0	0.0	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.015	0.03	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.015	0.025	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.025
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.015	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
<b>ii. Other joints<sup>2,3</sup></b>										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. <sup>1</sup>	$\frac{V}{V_n}$								
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0075	0.01
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0075	0.01
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.0	0.0	–	0.0	0.0	0.0	0.005	0.0075
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.0	0.0	–	0.0	0.0	0.0	0.005	0.0075

1. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A joint is conforming if hoops are spaced at  $\leq h/3$  within the joint. Otherwise, the component is considered nonconforming.
2.  $P$  is the design axial force on the column above the joint and  $A_g$  is the gross cross-sectional area of the joint.
3.  $V$  is the design shear force and  $V_n$  is the shear strength for the joint. The design shear force and shear strength shall be calculated according to Section 6.5.2.3.
4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

Табела А.3. FEMA 356. табела 6.9. АБ чворови. Пластично смицање угао пластичне ротације. Параметри за моделовање и примену нумеричких критеријума за нелинеарне процедуре – АБ чворови спој греда-стубови.

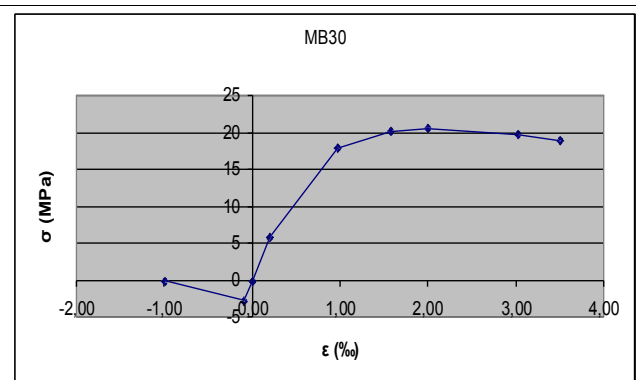


Слика А.2. Пластични зглоб АБ стуба средњег рама (Р-М3 ознака 1Н1). Карактеристична линија пластичног зглоба је дата преко нормализованих зависности момента кривина, за  $P = 5216,61 \text{ kN}$ .

Пластични зглоб стуба (ознака 1Н1)		Момент / М течења	Ротација / фактор с.
почетно	A	0	0
граница течења	B	1	0
тренутна уселљивост	IO	1,02	0,003
заштита живота	LS	1,08	0,012
заштита од рушења	CP	1,1	0,015
гранични капацитет	C	1,1	0,015
преостала отпорност	D	1,2	0,015
тотални колапс	E	0,2	0,025
крајње стање	F	0	0,025

Табела А.4. У овој САП датотеци за прорачун: заштита од рушења = гранични капацитет,  $CP = C$

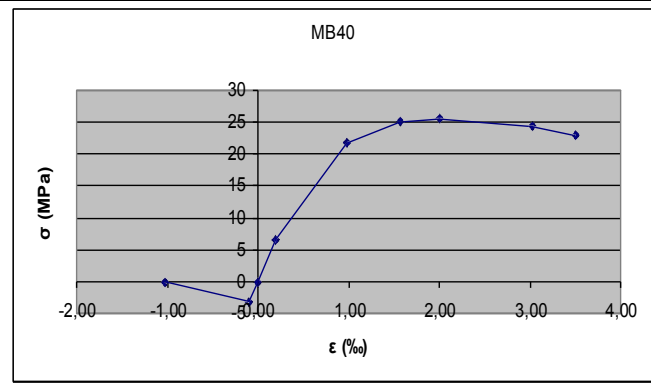
MB30		
20,5	$f_c'$ (MPa)	
31,5	$E_c$ (GPa)	
$\epsilon$ (%)	$\sigma$ (MPa)	
3,50	18,85	-E
3,02	19,74	
2,00	20,50	-C
1,57	20,20	
0,98	17,92	
0,20	5,90	
0,00	0,00	A
-0,09	-2,82	B
-0,98	0,00	E



Слика А3. MB30 према БАБ'87 Нелинеарна зависност напон/дилатација. Коришћен је Такеда хистерезисни модел и Мандер тип бетона неутегнут. Иако је основни модел бетона према Мандеру неутегнут код пластичног зглоба селектован је утегнут бетон.

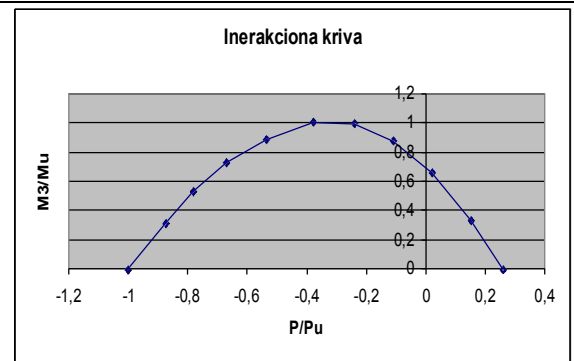
Својства материјала за зграде иако су сличне са материјалима који је коришћен за мостове се значајно разликују због коришћења различитих прописа. Материјали за зграде су према Еврокоду 2 и 8, ово се односи и за бетон и за арматуру, док је код мостова коришћен БАБ'87. Значајна разлика је у томе што је код Еврокода за бетон искључена зона затезања (у нумеричком смислу), а гранична дилатација арматуре је код Еврокода десет пута већа, ако се користи равна грана. Такође за БАБ'87 коришћена је арматура RA400/500 (према EC2:S400), док је код Еврокода употребљена арматура B500 i S400.

MB40		
25,5	fc' (MPa)	
33	Ec (GPa)	
ε(‰)	σ (MPa)	
3,50	22,94	-E
3,02	24,31	
2,00	25,50	-C
1,57	25,04	
0,98	21,71	
0,20	6,53	
0,00	0,00	A
-0,09	-3,14	B
-1,02	0	E

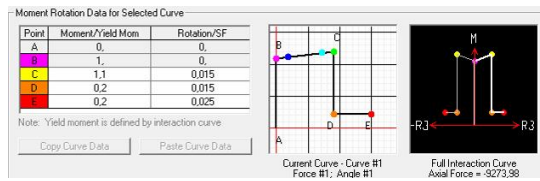


Слика А4. МБ40 према БАБ'87; Нелинеарна зависност напон/дилатација. Коришћен је Такеда хистерезисни модел и Мандер тип бетона неутегнут. Иако је основни модел бетона према Мандеру неутегнут код својстава пластичног зглоба селектован је утегнут бетон (што је стварно стање пресека). На овом дијаграму је сила притиска позитивна, што за интеракционе криве није случај.

	P/Pu	M3
1	-1	0
2	-0,8639	0,3221
3	-0,7678	0,5330
4	-0,6521	0,7210
5	-0,5111	0,8777
6	-0,3433	1
7	-0,2001	0,9910
8	-0,0664	0,8649
9	0,0725	0,6299
10	0,2184	0,2737
11	0,3119	0



Слика А5. Пластични зглоб АБ стуба Ø90 средњег рама (ознака 1Н1) Интеракциона крива: Моменат савијања  $M_u = 2001,74 \text{ kNm}$  Аксијална сила  $P_u = 15798,63 \text{ kN}$ . Интеракциона крива ја симетрична и испучена у односу на осу за силе, што значи да моменат може имати алтернативно дејство.



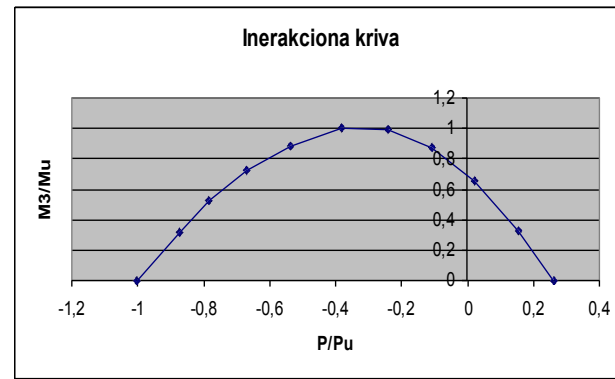
Слика А 6. Пластични зглоб АБ шипа средњег рама (P - M3 ознака 70Н1). Карактеристична линија пластичног зглоба је дата преко нормализованих зависности момента кривина.  $P = 9273,98 \text{ kN}$ .

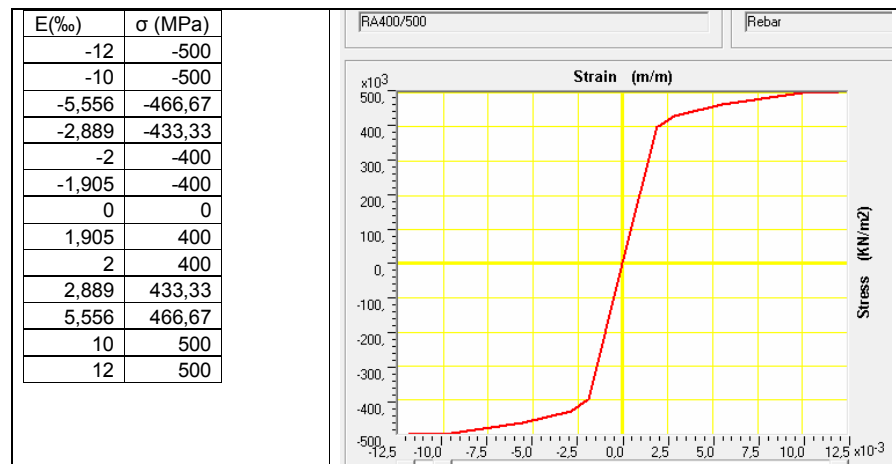


Пластични зглоб АБ стуба (ознака 70Н1)		Момент / Момент течења	Ротација / фактор сигурности
почетно	A	0	0
граница течења	B	1	0
тренутна уселљивост	Ю	1,02	0,003
заштита живота	LS	1,08	0,012
заштита од рушења	CP	1,1	0,015
гранични капацитет	C	1,1	0,015
преостала отпорност	D	1,2	0,015
тотални колапс	E	0,2	0,025
крајње стање	F	0	0,025

Табела А 5. У овој САП датотеци за прорачун: заштита од рушења = гранични капацитет, CP = C

	P	M3
1	-1	0
2	-0,8736	0,3142
3	-0,7835	0,5291
4	-0,67	0,7238
5	-0,5358	0,883
6	-0,3798	1
7	-0,2402	0,9925
8	-0,1086	0,8716
9	0,0188	0,6563
10	0,1513	0,3301
11	0,2595	0

Слика А.7. Пластични зглоб АБ шипа Ø120 средњег рама (ознака 70Н1); Интеракциона крива: Моменат савијања  $M_u = 4368,17$  kNm Аксијална сила  $P_u = 26214,81$  kN. Интеракциона крива ја симетрична и испупчена у односу на осу за силе, што значи да моменат може имати алтернативно дејство.



Слика А.8. RA400/500 према БАБ'87; Нелинеарна зависност напон/дилатација. Коришћен је кинематички хистерезисни модел (мада је боље због тумачења резултата употребити исти модел за бетон и арматуру, а то је у ово случају Такеда хистерезисни модел). $\epsilon_y=2\text{‰}$ ;  $\epsilon_u=10\text{‰}$ , иако је гранична дилатација  $10\text{‰}$ , крива је аутоматски (програМСки) продужена до  $12,5\text{‰}$

Утегнут бетон према ЕЦ2 (т.3.1.9.)

Утезањем бетона мења се ефективни однос напон-дилатација, бетон при оптерећењу до лома достиже веће чврстоће и веће критичне дилатације. Код прорачуна може се сматрати да утезање нема утицај на остала основна својства материјала.

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1.000 + 5.0 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) \quad \sigma_2 \leq 0.05 f_{ck}$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1.125 + 2.50 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) \quad \sigma_2 > 0.05 f_{ck}$$

$$\epsilon_{c2,c} = \epsilon_{c2} (f_{ck,c} / f_{ck})^2$$

$$\epsilon_{cu2,c} = \epsilon_{cu2} + 0.2 \sigma_2 / f_{ck}$$

$\sigma_2 = \sigma_3$  ефективни бочни напон притиска у ГСН услед утезања

Нпр.

$$\epsilon_{c2,c} = 2\text{‰} (30 / 25)^2 = 2.88\text{‰}$$

## **ДОДАТАК-ПРИЛОГ Б**

Спектри одговора. Параметри за ТН анализу Вранчеа, Имперіјал Валеј  
и  
Ел Центро акцелерограма.



**ПРИЛОГ Б.** Спектри одговора. параметри за ТН анализу Вранчеа, Империјал Валеј и Ел Центро акцелерограма

За ТН анализу користе се акцелерограми: ElCentro, 1\_VR77INC, 4\_VR86CVD и 5\_VR86FOC. За одређивање спектра одговора коришћен је програм: Seismo Spect.

	PGA (m/s <sup>2</sup> )	city	station	Σt (sec)	t step	n step	amax/g	Normalizovano PGA							
								0,2 g	0,25 g	0,30 g	0,35	0,4	0,45	0,5	
1a VR77INC_NS	1,949	Bucharest	INCERC	Σt	t step	n step	0,198675	1,0067	1,2583	1,5100	1,7617	2,0133	2,2650	2,5167	
16 VR77INC_EW	1,623	Bucharest	INCERC	40,14	0,02	2007	0,165443	1,2089	1,5111	1,8133	2,1155	2,4177	2,7200	3,0222	
2a VR86INC_NS	0,970	Bucharest	INCERC	Σt	t step	n step	0,098879	2,0227	2,5284	3,0340	3,5397	4,0454	4,5510	5,0567	
2b VR86INC_EW	1,091	Bucharest	INCERC	47,96	0,005	9592	0,111213	1,7984	2,2479	2,6975	3,1471	3,5967	4,0463	4,4959	
3a VR86TIT_NS	0,838	Bucharest	Titulescu	Σt	t step	n step	0,085423	2,3413	2,9266	3,5119	4,0973	4,6826	5,2679	5,8532	
3b VR86TIT_EW	0,875	Bucharest	Titulescu	48,87	0,005	9773	0,089195	2,2423	2,8029	3,3634	3,9240	4,4846	5,0451	5,6057	
4a VR86CVD_NS	0,429	Cernavoda	City Hall	Σt	t step	n step	0,043731	4,5734	5,7168	6,8601	8,0035	9,1469	10,2902	11,4336	
4b VR86CVD_EW	0,543	Cernavoda	City Hall	70,17	0,005	14034	0,055352	3,6133	4,5166	5,4199	6,3232	7,2265	8,1298	9,0331	
5a VR86FOC_NS	1,988	Focsani	Vr. Hotel	Σt	t step	n step	0,20265	0,9869	1,2337	1,4804	1,7271	1,9738	2,2206	2,4673	
5b VR86FOC_EW	2,878	Focsani	Vrancea Hotel	72,63	0,005	14526	0,293374	0,6817	0,8522	1,0226	1,1930	1,3634	1,5338	1,7043	
6a VR86OTP_NS	1,236	Otopeni	Airport	Σt	t step	n step	0,125994	1,5874	1,9842	2,3811	2,7779	3,1748	3,5716	3,9684	
6b VR86OTP_EW	2,198	Otopeni	Airport	58,65	0,005	11729	0,224057	0,8926	1,1158	1,3389	1,5621	1,7853	2,0084	2,2316	
7a VR86RMS_NS	1,403	Rm. Sarat	City Hall	Σt	t step	n step	0,143017	1,3984	1,7480	2,0976	2,4473	2,7969	3,1465	3,4961	
7b VR86RMS_EW	1,051	Rm. Sarat	City Hall	66,6	0,005	13320	0,107136	1,8668	2,3335	2,8002	3,2669	3,7336	4,2003	4,6670	
8a VR86VLM_NS	1,869	Valenii de I	City Hall	Σt	t step	n step	0,19052	1,0498	1,3122	1,5746	1,8371	2,0995	2,3620	2,6244	
8b VR86VLM_EW	1,624	ii de Munte	City Hall	62,30	0,005	12459	0,165545	1,2081	1,5102	1,8122	2,1142	2,4163	2,7183	3,0203	
9a VR90BIR_NS	1,519	Barlad	ALA Shelter	Σt	t step	n step	0,154842	1,2916	1,6145	1,9375	2,2604	2,5833	2,9062	3,2291	
9b VR90BIR_EW	1,437	Barlad	ALA Shelter	58,65	0,005	11729	0,146483	1,3653	1,7067	2,0480	2,3894	2,7307	3,0720	3,4134	
10a VR90DRS_NS	0,979	Bucharest	Drumul Sarii	Σt	t step	n step	0,095796	2,0041	2,5051	3,0061	3,5072	4,0082	4,5092	5,0102	
10b VR90DRS_EW	1,125	Bucharest	Drumul Sarii	59,15	0,005	11829	0,114679	1,7440	2,1800	2,6160	3,0520	3,4880	3,9240	4,3600	

**Табела В.1.** Вредности вршних убрзања акцелерограма Вранчеа, град и назив мерне станице записа. Дужина трајања, временски корак и укупан број корака. Фактори скалирања нормализованог PGA од 0,20 до 0,50g. Неки акцелерограми нису заиста у правцу Север-југ и исток-запад.

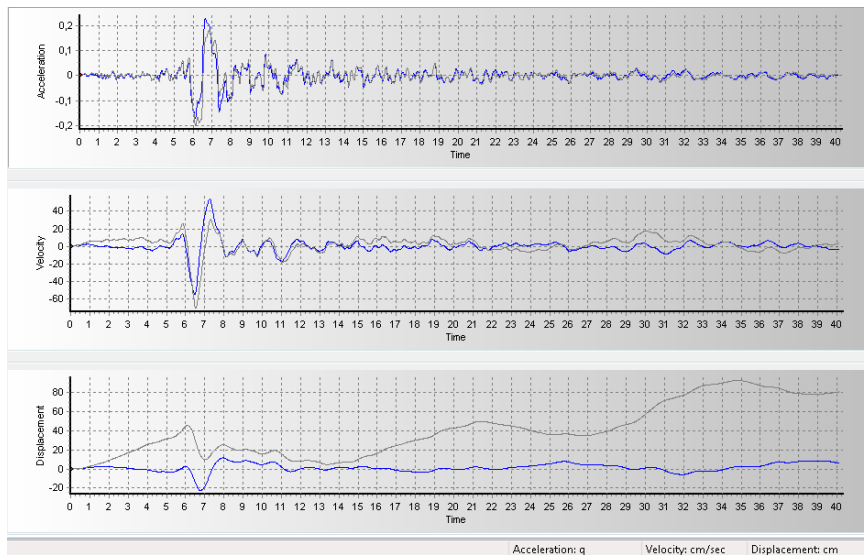
Σt (sec)	a <sub>max</sub> = -0,2952 g	PGA (g)	0,20	0,25	0,30
12,113	a <sub>min</sub> = -0,3194 g	F.S.*	-6,143	-7,678	-9,214

**Табела В.2.a)** ElCentro акцелерограм дужина трајања 12,113 сек вршна вредност убрзања a<sub>min</sub> = -0,3194 g; a<sub>max</sub> = -0,2952 g и фактори скалирања на нормализовану вредност PGA. Временски корак променљив током дејства, број корака 222.

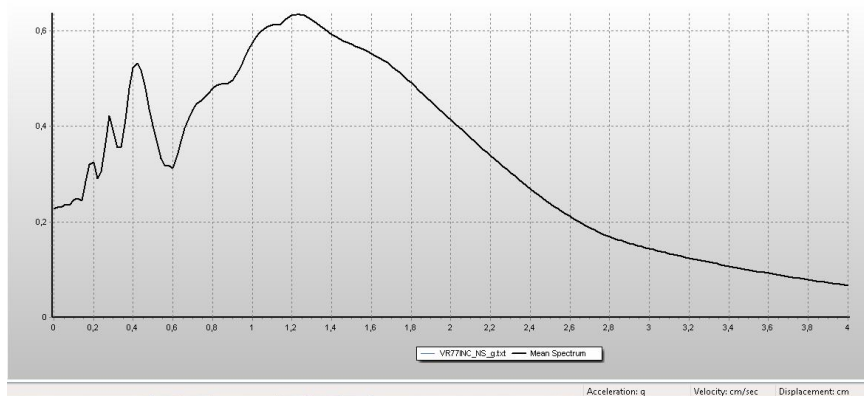
Σt (sec)	a <sub>max</sub> = -0,2682 g	PGA (g)	0,20	0,25	0,30
12,113	a <sub>min</sub> = -0,3487 g	F.S.*	5,626	7,033	8,439

**Табела В.2.b)** ElCentro коригован акцелерограм дужина трајања 53,74 сек вршна вредност убрзања a<sub>min</sub> = -0,3487 g; a<sub>max</sub> = -0,2682 g и фактори скалирања на нормализовану вредност PGA. Временски корак 0,02 сек, број корака 2688. F.S: \* за јединице у kN,m,C, tј a(m/sec<sup>2</sup>)

## В.1. АКЦЕЛЕРОГРАМ ВРАНЧЕА 77

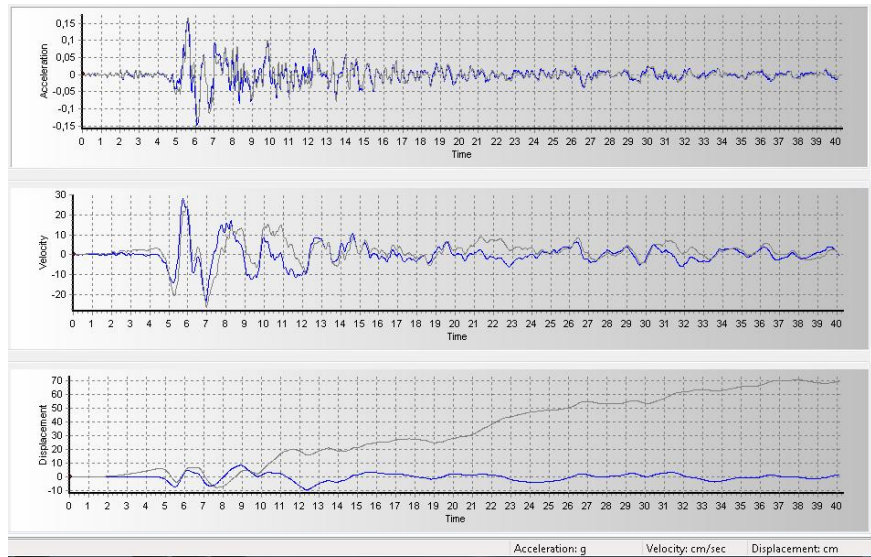


Слика В.1 Коригован и некоригован запис убрзања, брзине и померања. Вранчеа 77: VR77NS

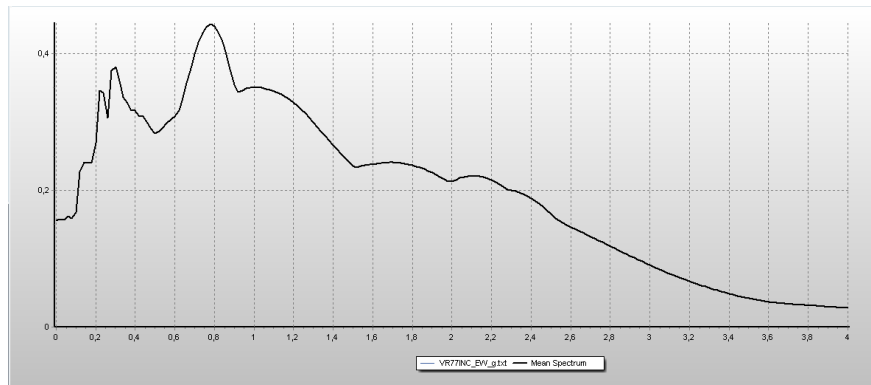


Слика В.2 Еластични спектар одговора 5% пригушење Вранчеа 77: VR77NS. Почетна вредност 0,199 g. (Користи се почетна коригована вредност од 0,228 g јер је већа од некориговане)

За земљотрес VR77NS и конструкције са периодом 0,90 sec вредност увећања спектра износи нешто више од 2 цела (тачније  $0,497/0,228=2,18$ ), и до периода 1,1 sec расте на 2,7 ( $0,62/0,228=2,72$ ). Вршно увећање је за период од 1,22 до 1,24 и износи 0,634 g. ( $0,634/0,228=2,78$ ). Практично за овај правац дејства земљотреса мања оштећења конструкције са почетним периодом од 0,90 до 1sec, уводе конструкцију у резонанцију и још већа оштећења.

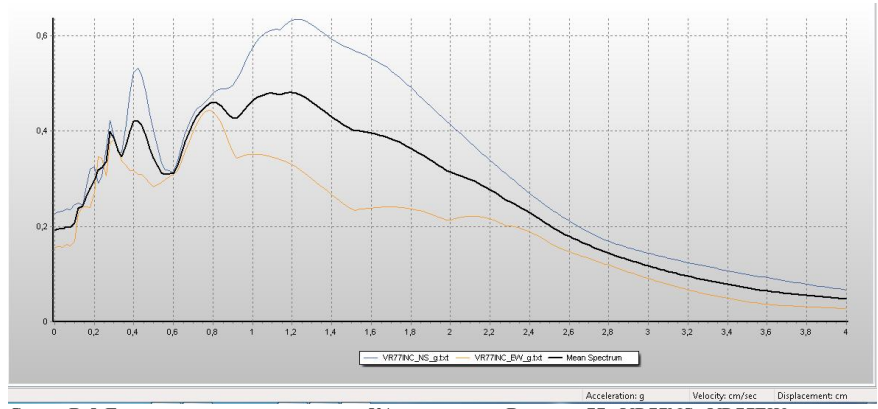


Слика В.3 Коригован и некоригован запис убрзања, брзине и померања. Вранчеа 77: VR77EW

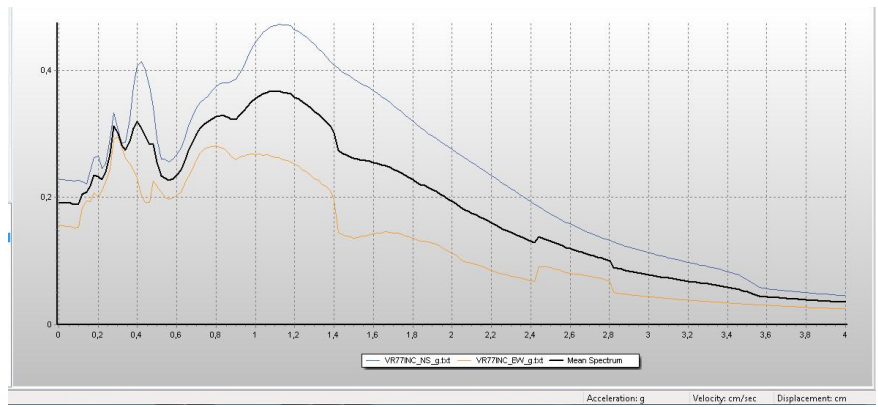


Слика В.4 Еластични спектар одговора 5% пригушење Вранчеа 77: VR77EW. Почетна вредност 0,165 g.

За земљотрес VR77EW и конструкције са периодом 0,80 сек вредност увећања спектра је највећа и износи 2,70 (тачније  $0,444/0,165 = 2,70$ ), након чега опада. За овај правац дејства земљотреса мања оштећења конструкције са почетним периодом од 0,90 до 1 сек, не уводе конструкцију у резонанцију те је дејство повољније од истог земљотреса за правац NS.



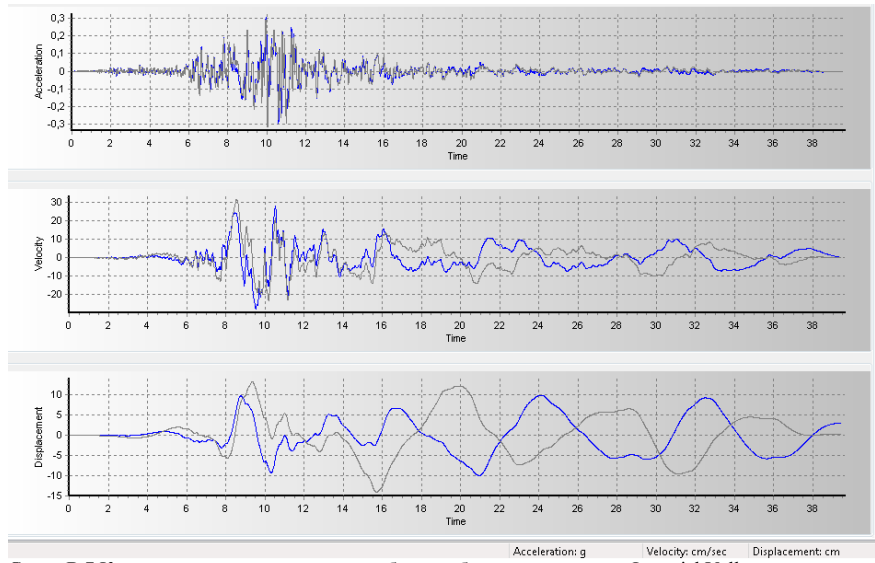
Слика В.5 Еластични спектар одговора 5% пригушење Вранчеа 77: VR77NS, VR77EW и средња вредност



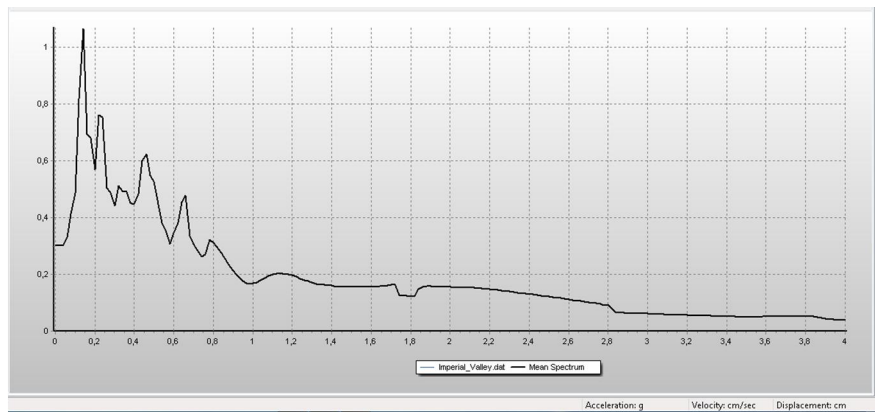
Слика В.6 Нееластични спектар одговора 5% пригушење Вранчеа 77: VR77NS, VR77EW и средња вредност. Фактор дуктилности 1,5.



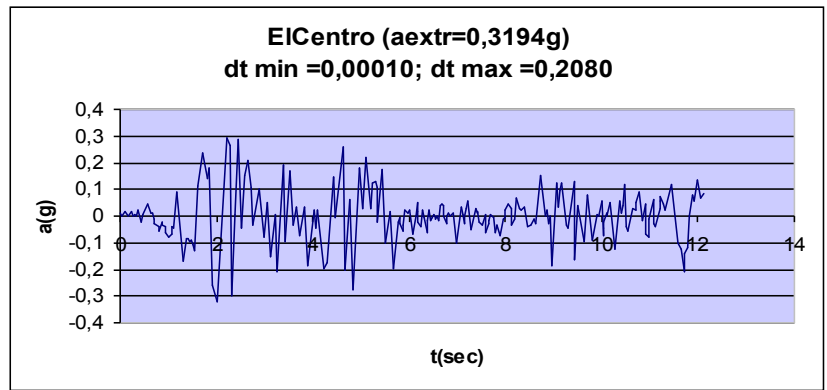
**В.2. АКЦЕЛЕРОГРАМ IMPERIAL VALLEY**



Слика В.7 Коригован и некоригован запис убрзања, брзине и померања. Imperial Valley

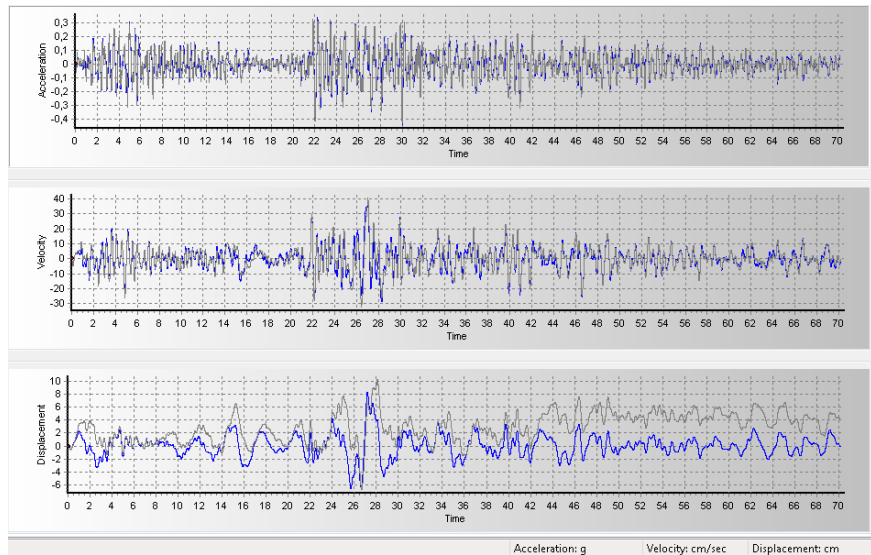


Слика В.8 Еластични спектар одговора 5% пригушење Imperial Valley. Почетна вредност 0,3g.

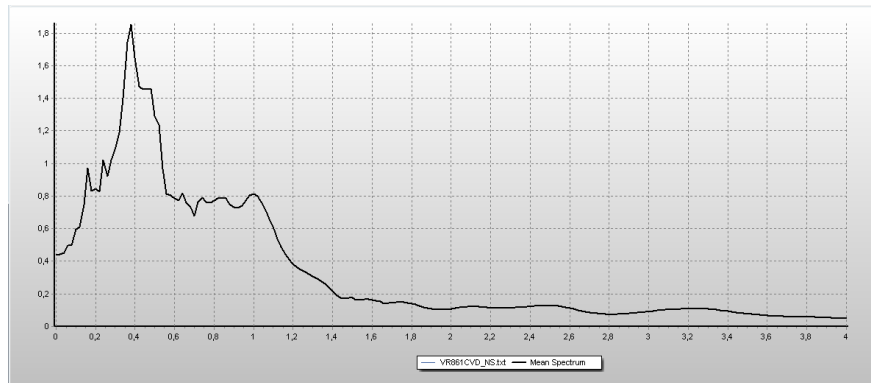


Слика В.9 EICentro акцелерограм дужина трајања 12,113 sec  $a_{\min} = -0,3194$  g (мада се могу наћи дужи записи (40 или 53 sec) и веће вредности убрзања за компоненту 180 (NS) од 0,34 g или 0,35 g обављена је нормализација PGA у односу на улазни фајл из библиотеке SAP а.

## В.3. АКЦЕЛЕРОГРАМ ВРАНЧЕА 86CVD ЧЕРНАВОДА

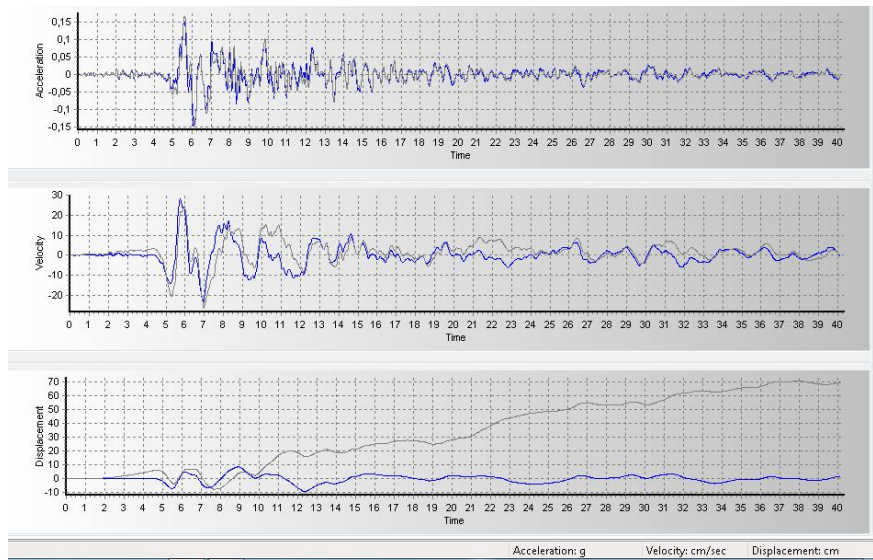


Слика В.10 Коригован и некоригован запис убрзања, брзине и померања. Вранчеа: VR86CvdNS

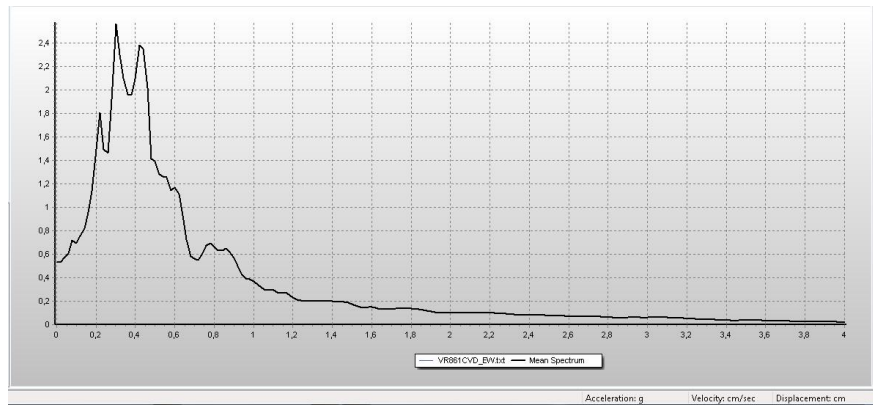


Слика В.11 Еластични спектар одговора 5% пригушење VR86CvdNS. Почетна вредност 0,429g.

На еластичном спектру одговора земљотреса VR86CvdNS постоји значајно појачавање (амплификација) за конструкције са својственим периодом од 0,15 sec до 0,55 sec. У интервалу од 0,55 sec до 1 sec уочава се плато од 0.80 g. Од 1,00 sec па на даље долази до константног слабљења спектра одговора. Вршна вредност спектра одговора овог земљотресног правца је за конструкције са периодом 0,38 sec (појачање износи  $1,853/0,429=4,32$ ).

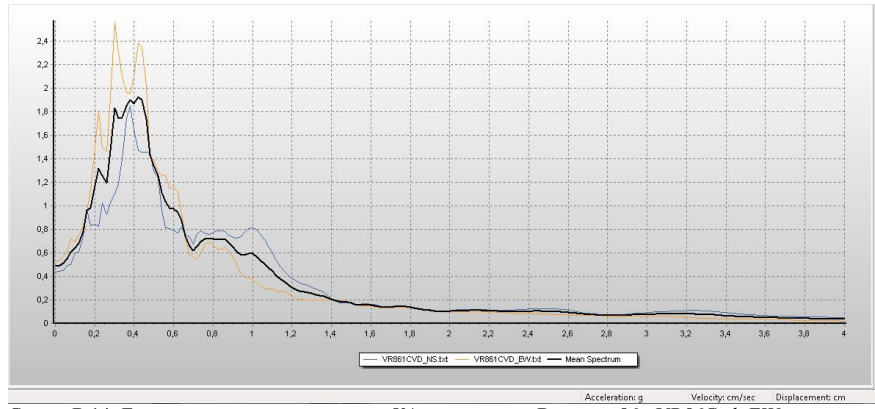


Слика В.12 Коригован и некоригован запис убрзања, брзине и померања. Вранчеа: VR86CvdEW

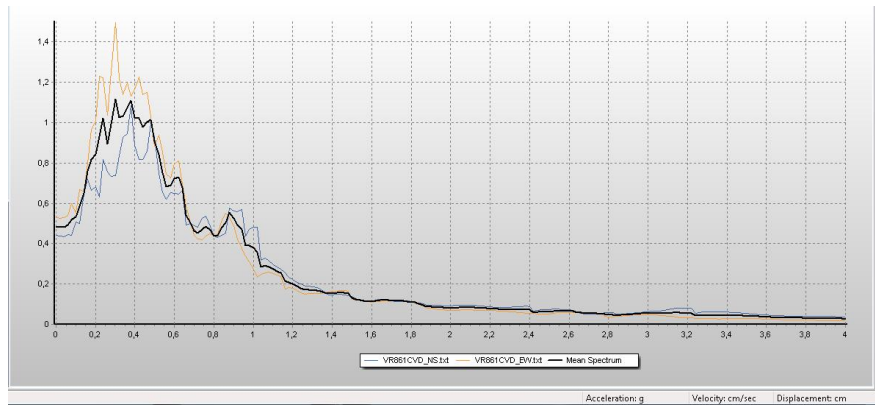


Слика В.13 Еластични спектар одговора 5% пригушење VR86CvdEW. Почетна вредност 0,532g.

На еластичном спектру одговора земљотреса VR86CvdEW постоји значајно појачање (амплификација) за конструкције са својственим периодом од 0,15 sec до 0,70 sec. У интервалу од 0,90 sec па на даље долази до константног слабљења спектра одговора. Вршна вредност спектра одговора овог земљотресног правца је за конструкције са периодом 0,38 sec (износи  $2,56/0,532=4,81$ ). За конструкције са својственим периодом од 1 sec овај запис је готово безопасан. Опасност потиче од тонова који би били вредности око 0,20 sec или више. Код попречног правца то није случај, други попречни тон је око 0,15 sec.

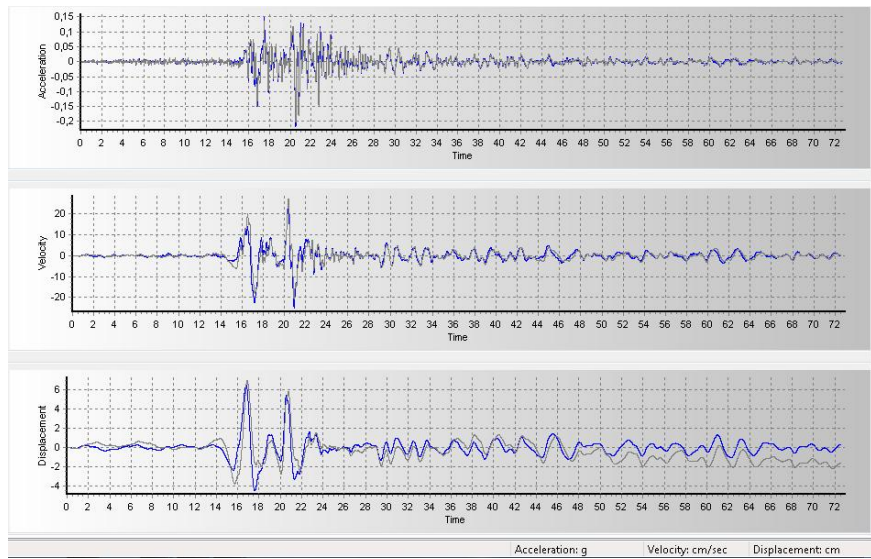


Слика В.14 Еластични спектар одговора 5% пригушење Вранчеа 86: VR86Cvd EW и средња вредност.

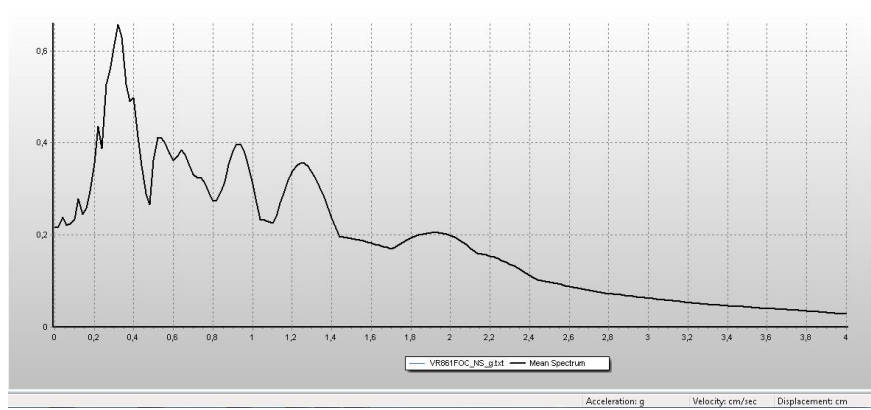


Слика В.15 Нееластични спектар одговора 5% пригушење Вранчеа 86: VR86Cvd NS, VR86Cvd EW и средња вредност. Фактор дуктилности 1,5

## В.4. АКЦЕЛЕРОГРАМ ВРАНЧЕА 86FOC

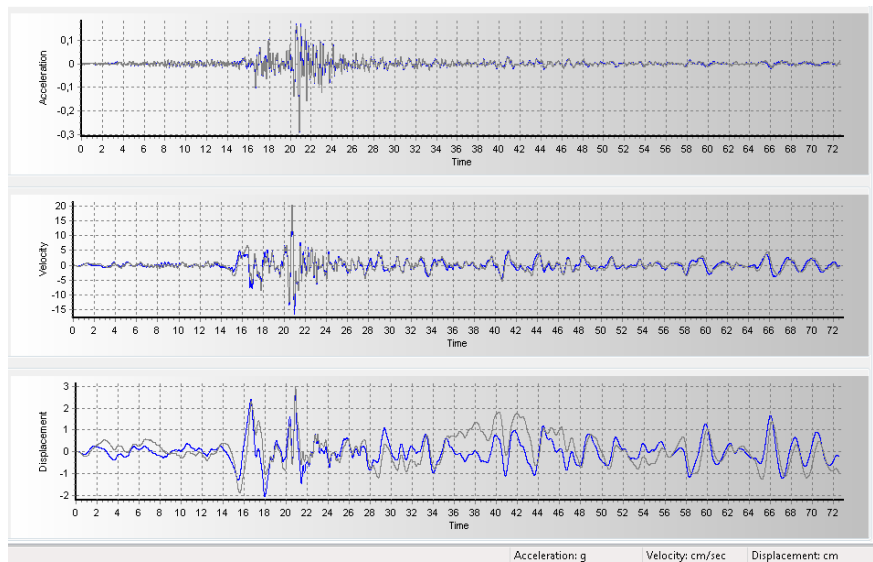


Слика В.16 Коригован и некоригован запис убрзања, брзине и померања. Вранчеа: VR86FocNS

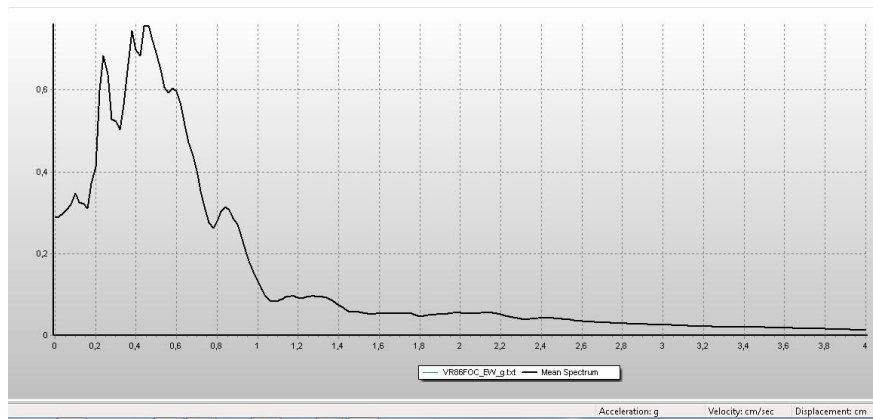


Слика В.17 Еластични спектар одговора 5% пригушење VR86FocNS. Почетна вредност 0,203g (коригован 0,217 g)

Вршна вредност се добија за период од 0,32 sec ( $0,657/0,217=3,03$ ). Овај спектар је доста неугодан због локалних пикова, један се налази на периоду од 0,9 sec, и представља повећање од скоро 2 цела у односу на почетну вредност. Следећи пик је на периоду од око 1,25 sec.

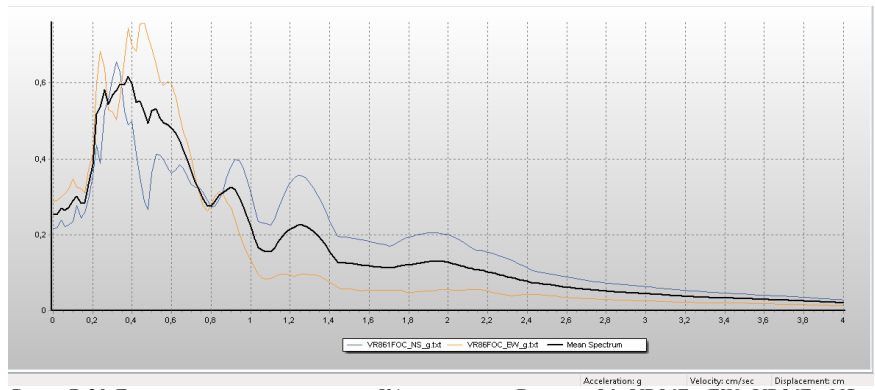


Слика В.18 Коригован и некоригован запис убрзања, брзине и померања. Вранчеа: VR86FocEW

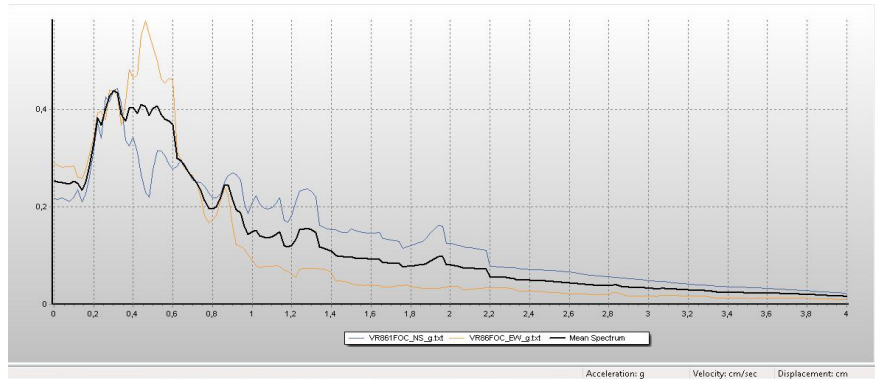


Слика В.19 Еластични спектар одговора 5% пригушење VR86FocEW. Почетна вредност 0,294g (коригован 0,289 g)

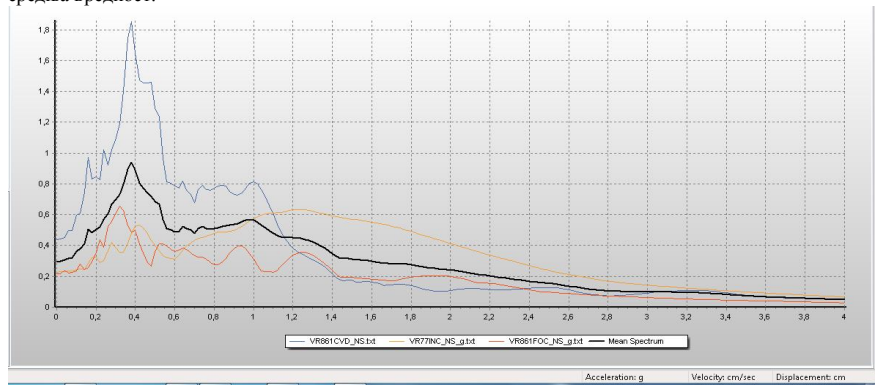
Вршна вредност се добија за период од 0,46 sec и износи 0,758g (појачање износи  $0,758/0,289=2,62$ ). Након овог периода од 0,46 sec спектар одговора значајно опада до периода 1,05 sec, када постаје мањи од 0,10 g (опада 3 пута у односу на почетну вредност).



Слика В.20 Еластични спектар одговора 5% пригушење Вранчеа 86: VR86FocEW, VR86FocNS и средња вредност.



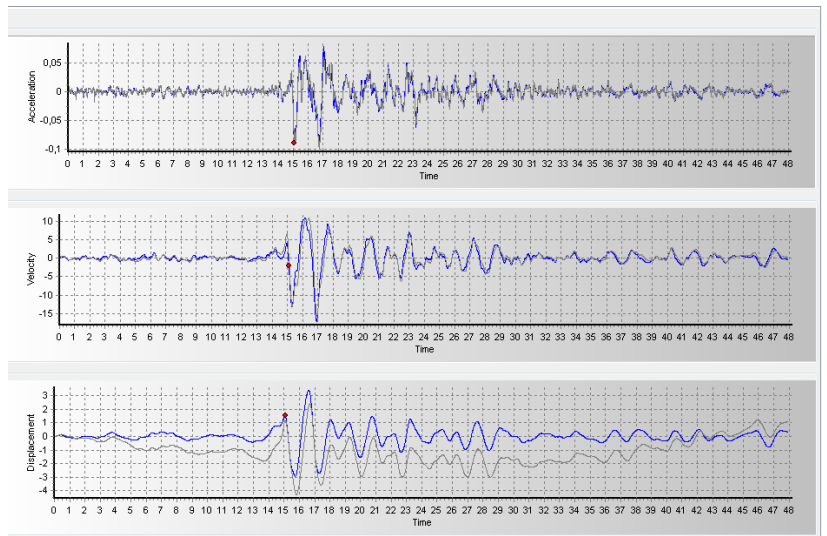
Слика В.21 Нееластични спектар одговора 5% пригушење Вранчеа 86: VR86FocEW, VR86FocNS и средња вредност.



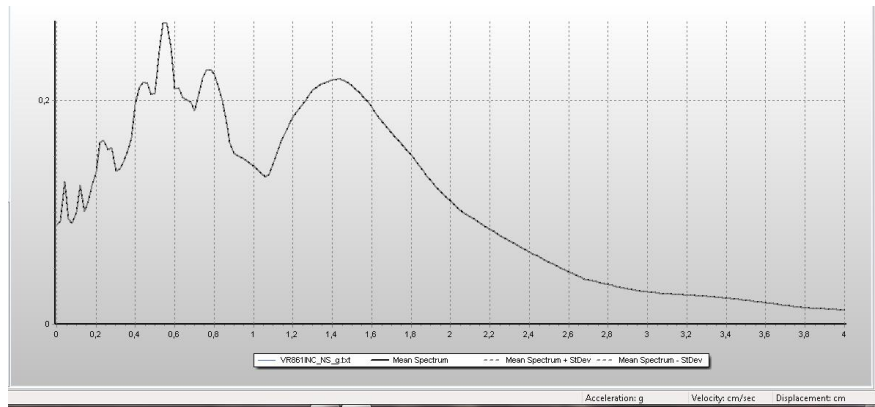
Слика В.22 Еластични спектар одговора 5% пригушење Вранчеа 86: VR86CvdNS, VR77NS, VR86FocNS и средња вредност.



**В.5. АКЦЕЛЕРОГРАМ ВРАНЧЕА 86INC**



Слика В.23 Коригован и некоригован запис убрзања, брзине и померања. Вранчеа: VR86IncNS



Слика В.24 Еластични спектар одговора 5% пригушење VR86IncNS. Почетна вредност -0,0989g (коригован 0,217 g)



## ДОДАТАК-ПРИЛОГ Ц

*P*-у криве за потопљен и сув песак.  
Интеракција шипова у групи



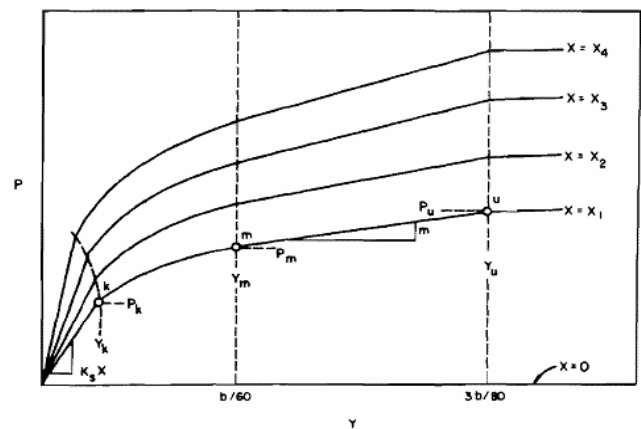
ПРИЛОГ Ц.  $P$ -у криве за потопљен и сув песак.

Овде се излаже теорија која је оригинално била изведена од стране: Reese, Cox, Коор (1974), за хоризонтално оптерећене шипове у песку. Такође је приказана и процедура према АПИ (1987), које су врло сличне.

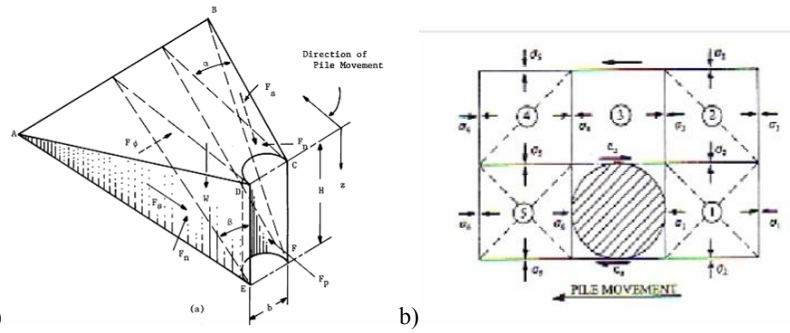
Сложеност модела мора да зависи не само од значаја објекта, расположивог времена за прорачун већ и од прецизности одређивања параметара тла и осетљивости резултата модела на улазне параметре.

Тло је моделовано преко елемената везе тзв. линк елемената, према  $p$ -у моделу за песак који је развио Рис и др. (Reese, Cox, Коор (1974) Reese, Sullivan (1980)). Према Мејмонду (Meymond) вероватно први модел  $p$ -у кривих увели су McClelland and Focht (1958) препоручујући процедуру за корелацију података триаксијалног напонско-деформацијског опита са кривама сила-померање шипа за одређене дубине, преко очекиваног модула реакције подтла, за сваки слој тла. Рис је први приказао његов концепт слома тла облика клина (1958), који се јавља близу површине тла.

Риз, Кокс и Куп уводе критичну дубину  $p$ -у кривих, која представља дубину на којој се мења облик слома тла око шипа, наиме то је дубина на којој се клин лома мења у дубок слом, блок облика, према слици (ток) Ц2а и Ц2б.



Слика Ц1. Конструкција карактеристичног облика пе-ипсилон криве (Према: Рису, Коксу, Купу 1974)



Слика Ц2 Два типа слома тла: а) клинасти облика лома, б) блок облик лома (према Рису)

ОДРЕЂИВАЊЕ ПАРАМЕТАРА ТЛА

Пе-и-пси-лон крива се према оригиналној методи Риса и осталих се састоји из четири дела (слика Ц1), а то су:

Први део, где постоји линеарна зависност померања и напона, од тачке 0 до тачке  $y_k / p_k$  (може се наћи и друга ознака  $y_a / p_a$ ),

Други део, где постоји параболична зависност напона и померања од тачке  $y_k / p_k$  до тачке  $y_m / p_m$  (параметри параболе су коефицијенти  $C$  и  $n$ ).

Трећи део криве, је коса права од тачке  $y_m / p_m$  до тачке  $y_u / p_u$ .

Четврти део, након достизања померања  $y_u$  нема даље прираста напона, тј порастом померања након ове тачке напон задржава константну вредност  $p_u$ .

Тачке  $y_m$  и  $y_u$  имају фиксну вредност,  $b/60$  и  $3b/80$  респективно, док се вредност деформације на граници линеарности  $y_k$  одређује прорачуном.

Прорачун карактеристичних тачака криве  $y_k / p_k$ ,  $y_m / p_m$  и  $y_u / p_u$ , врши се у низ корака. Прво се одређују коефицијенти  $C_1, C_2$  и  $C_3$  који зависе искључиво од угла унутрашњег трења и сопствене тежине тла, те се уз коришћење истих добијају величине хоризонталне отпорности тла, по јединици дужине шипа.

Одређивање нагиба  $k_0$  почетног дела  $0k$  ( $0a$ ), врши се према формули:

$$k_0 = k \cdot z \tag{1}$$

а коефицијент  $k$  се одређује према табели 1 (или према АПИ слика)

б) израчунавање граничне хоризонталне отпорности, као мање вредности:

$$p_{sl} = (C_1 z + C_2 b) \gamma' z \tag{2}$$

$$p_{sd} = C_3 b \gamma' z \tag{3}$$

$$C_1 = \frac{K \tan \varphi \sin \beta}{\tan(\beta - \varphi) \cos(\varphi / 2)} + \frac{\tan^2 \beta \sin(\varphi / 2)}{\tan(\beta - \varphi)} + K \tan \beta (\tan \varphi \sin \beta - \tan(\varphi / 2)) \tag{4}$$

$$C_2 = \frac{K \tan \beta}{\tan(\beta - \varphi)} - \tan^2(45 - \varphi / 2) \tag{5}$$

$$C_3 = K \tan \varphi \tan^4 \beta + \tan^2(45 - \varphi / 2) (\tan^8 \beta - 1) \tag{6}$$

Где је:

$\gamma$  - ефективна јединична тежина песка

$z$  - дубина у односу на површину тла

$K$  – коефицијент хоризонталног притиска земље, изабрана вредност 0.4 да одрази случај када модел лома није равански

$\varphi$  - угао унутрашњег трења

$$\beta = 45 + \varphi/2$$

$b$  - ширина шипа управно на правац дејства оптерећења

$z_{cr}$  - критична дубина на којој клин лома (једначина 2) прелази у блок лома (једначина 3)

ц) Срачунавање хоризонталне отпорности за прелазне тачке (трећи део пе-ипсилон криве, слика 1)  $y_m$  и  $y_u$  (ц и б) на кривој пе-ипсилон (слика 2) према:

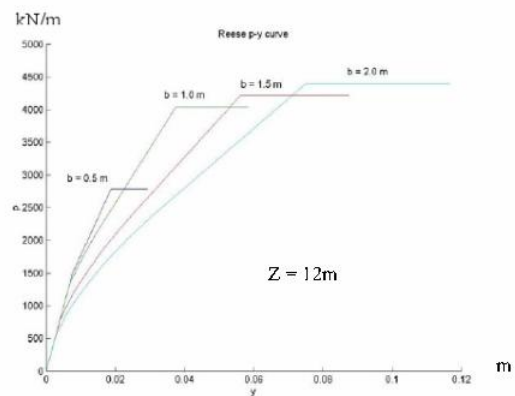
Након одређивања коефицијената  $C_1$ ,  $C_2$  и  $C_3$ , и граничне отпорност тла, за одређене дубине шипа, (обично на сваки метар дубине)

$$y_u = 3 \cdot b / 80, \quad p_u = A \cdot p_c \quad \text{ово је код (Mosher) означено са } p_c$$

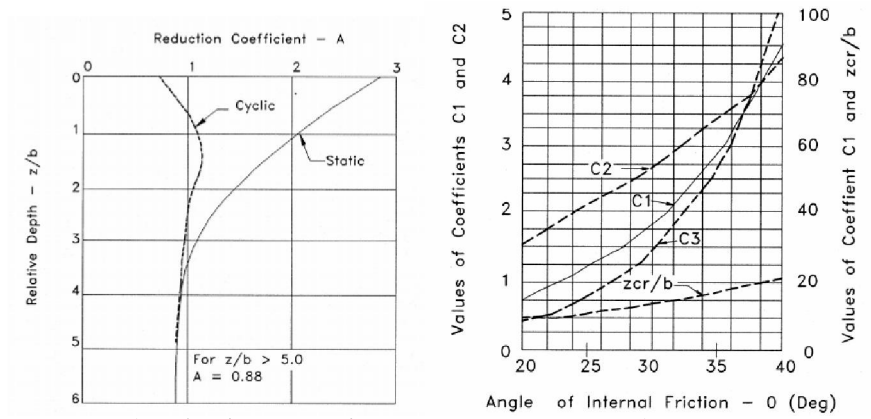
$$y_m = b / 60, \quad p_m = B \cdot p_c \quad \text{ово је код (Mosher) означено са } p_b$$

Где су А и В коефицијенти редукције према слици 25 и 26. којима се уважава циклична и статичка врста оптерећења.

Према (Mosher, 2000) у теорији Риза након достизања граничне вредности крива је на даље константна, без наведеног ограничења. Могу се међутим наћи радови где је иста лимитирана на максималну дужину. Код ликвифакције се могу користити скалиране криве, скраћене криве, такође и криве померене од координатног почетка, слично ефекту гап елемента слике Ц7, 8 и 9.

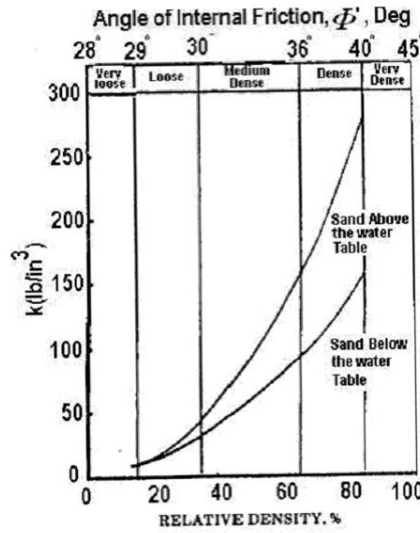


Слика Ц3. Облици p-y кривих за различите пречнике шипа, а за дубину од 12м.

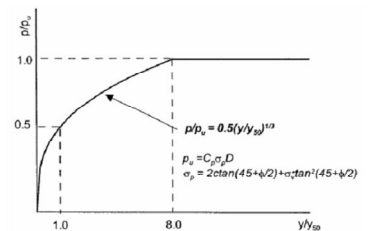


Слика Ц4 лево) Коefицијенти редуkије отпорности А и В. Слика десно). Фактори за срачунавање граничне отпорности тла за хоризонтално оптерећен шип у песку  $C_1, C_2, C_3$  и  $z_{cr}$ , у зависности од угла унутрашњег трења.

Коefицијенти редуkије А и Б зависе од врсте оптерећења, за динамичку анализу користе се криве цикличног оптерећења. Коefицијенти А и Б су дати на дијаграму у интервалу од 0 до 5  $z/b$ . Након вредности од пет дубина шипа, криве А и Б коefицијената имају константну вредност.



Слика Ц5. Почетни модул хоризонталне реакције тла у зависности од збијености и угла унутрашњег трења (АПИ, 1987). АПИ (American Petroleum Institute - амерички институт за нафту)



Слика Ц6. Карактеристична крива за песак са учешћем кохезивне компоненте. Рис и др. (Rees et al, 1974).

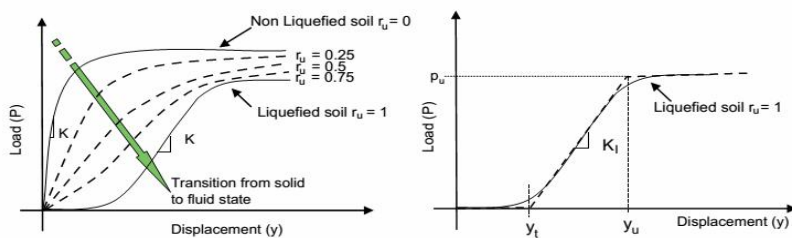


Табела Ц1. Коэффициент горизонталне реакције тла за песак. Почетни нагиб пе-ипсилон криве, у функцији релативне збијености и нивоа подземне воде (потопљен и сув).

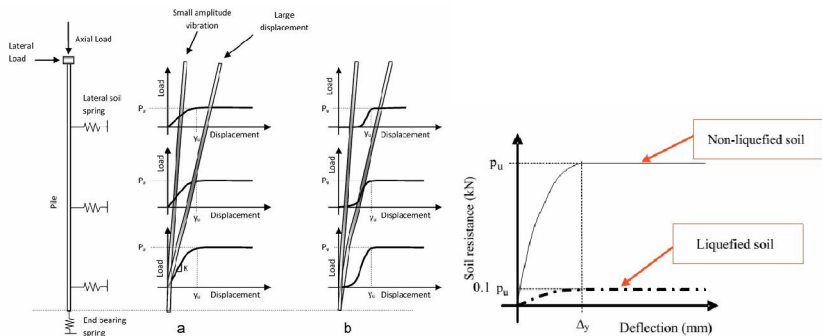
	Модул тла	параметар k за песак	
Релативна збијеност	Растресит	Средње збијен	Крут-збијен
Потопљен песак	5,430 kPa/m	16,300 kPa/m	33,900 kPa/m
Песак изнад НПВ	6,790 kPa/m	24,430 kPa/m	61,000 kPa/m

*p*-*y* криве су изведене за статичко и циклично оптерећење, тако да када користимо цикличне криве за динамичко оптерећење, ипак још увек користимо релативно мирно оптерећење где се могу ухватити само ефекти понављања оптерећења, али не и сасвим комплетни динамички утицаји.

Када се уводи ефекат кохезије код песковитих тла, морају се увести корекције Према Баландера за експеримент Исмаила 1990, са групом и појединачним бушеним АБ шиповима у песковитом тлу. Тако да су развијени различити поступци (процедуре) за учешће кохезивне компоненте. У овом раду у прорачунима нису коришћени.



Слика Ц7. Крива за неликвефилни и ликвефилни песак, у зависности од прекорачења порног притиска.



Слика Ц8. Крива за неликвефилни и ликвефилни песак

Слика Ц9. Крива за неликвефилни и ликвефилни песак



У овом делу прилога Ц обрађена је прерасподела сила услед хоризонталне и вертикалне интеракције шипова у групи, у складу са поглављем 3. Ова интеракција је изведена за оптерећења статичког типа. Распоред шипова је 3x3.

Увод у овом делу се односи и на хоризонталну и на вертикалну интеракцију, тако да се по потреби обе могу применити спрегнуто (истовремено). Предложена је метода интеракције шипова у групи преко сила и преко крутости.

Код интеракције групе шипова услед дејства **вертикалних сила** могуће је увођење замењујућег „интеракционог равнотежног система вертикалних сила“, које се наносе на главе шипова. Овај систем представља прерасподелу у односу на средњу вредност нормалне силе (или на неко друго почетно стање). Вертикална крутост тла подуж шипа или у бази (опруге или *p*-у криве) може остати непромењена, тада овај везани систем „интеракционог равнотежног система вертикалних сила“ омогућује увид у стање нормализоване аксијалне силе шипа, током земљотреса. Уколико се мења сет вертикалних крутости тла, тада се исти мења у складу са прерасподелом вертикалних сила. Наиме из нумеричких истраживања видљиво је да се прерасподела вертикалних сила услед интеракције шип-тло-шип на веома крутој наглавној греди одвија углавном тако да се унутрашње силе у групи смањују, на рачун повећања сила на периферији. За један пример прерасподеле 4 шипа у групи распоређених у једном реду (4x1) ова прерасподела сила не износи више од 11% (поглавље 3). А услед флексибилности горње греде-плоче смањује се на око 5%. У овом случају везани систем вертикалних сила може се унети као посебно оптерећење, и као такав може се користити и код временске ТН и код квазистатичке анализе Pushover. Овај систем се не мења током времена, и то олакшава примену истог.

Систем везаних **хоризонталних сила** не може се користити код временске ТН анализе, за разлику од Pushover анализе. Код пушвер анализе везани систем се користи у корацима, као адаптивни систем пропорционалан сили у основи, односно одговарајућој хоризонталној сили на наглавну греду разматране групе. Како расте интензитет силе у основи, која се прераспоређује на групе шипова, тако расте и систем везаних хоризонталних сила на споју шипова и наглавне греде. Однос ових везаних хоризонталних сила остаје непромењен. Овај метод није лак за примену те су у таблицама дате не само хоризонталне силе и ефикасност сила, већ и хоризонталне крутости и ефикасност хоризонталне крутости.

Уколико се жели применити хоризонтална интеракција, тада је боље (и лакше) кориговати хоризонталне крутости опруга или *p*-у кривих, у складу са хоризонталном прерасподелом. Ова корекција се обавља на дубини активне дужине шипа или бар 5 до 10 пречника.

Ефикасност хоризонталне крутости нам даје податак за колико треба смањити укупну хоризонталну крутост дате групе. Однос хоризонталних сила нам даје однос међусобних хоризонталних крутости појединачних шипова у групи, с тим да укупна крутост такве групе одговара ефикасности срачунате преко крутости. Овакав принцип примене хоризонталне интеракције омогућава примену и на

временску анализу, и лакшу примену на пушOVER анализу. Такође се може применити и на еластичне опруге као и на  $p$ - $y$  криве.

Коефицијенти интеракције су различити за различите углове дејства хоризонталне сила. Коефицијенти који су изведени у поглављу 3 и овом додатку односе се на силу која делује у равни рама. У наставку су дати коефицијенти за распоред групе шипова 3x3 у песку и глини.

Пречник шипа  $D=60$  cm

Модул тла, Модул шипа, Поасонов број.

$E_s(\text{MPa})=25$

$E_p(\text{MPa})=25000$

$\nu=0,5$

ХОРИЗОНТАЛНА ИНТЕРАКЦИЈА. Укљештени шипови.

На наглавну греду делује сила  $H=1000$  kN

Врста тла: **ГЛИНА**

Пречник шипа  $D=60$  cm

Међусовински размак 3Д			ГЛИНА	Нормализована прерасподела у односу на максималну силу		
Прерасподела сила			$E_s(\text{MPa})=25$			
157,54	76,07	157,54		1	0,483	1
104,45	8,81	104,45		0,663	0,056	0,663
157,54	76,07	157,54		1	0,483	1
Ефикасност групе преко сила 0,7053				Коефицијент корекције крутости		
Померање групе шипова је	5,71	(mm)		0,4245	0,2050	0,4245
Крутоћ групе шипова је	175,2	(kN/mm)		0,2815	0,0237	0,2815
Ефикасност групе крутости	29,94	%		0,4245	0,2050	0,4245
				контрола 0,2994		
Међусовински размак 3.5Д			ГЛИНА	Нормализована прерасподела у односу на максималну силу		
Прерасподела сила			$E_s(\text{MPa})=25$			
156,75	62,54	156,75		1	0,399	1
117,08	13,73	117,08		0,747	0,088	0,747
156,75	62,54	156,75		1	0,399	1
Ефикасност групе преко сила 0,7088				Коефицијент корекције крутости		
Померање групе шипова је	5,29	(mm)		0,4562	0,1820	0,4562
Крутоћ групе шипова је	189,2	(kN/mm)		0,3408	0,0400	0,3408
Ефикасност групе крутости	32,34	%		0,4562	0,1820	0,4562
				контрола 0,3234		
Међусовински размак 4Д			ГЛИНА	Нормализована прерасподела у односу на максималну силу		
Прерасподела сила			$E_s(\text{MPa})=25$			
151,34	66,13	151,34		1	0,437	1
118,04	26,32	118,04		0,78	0,174	0,78
151,34	66,13	151,34		1	0,437	1

Ефикасност групе преко сила 0,7342			Коефици. корекције крутости		
Померање групе шипова је	4,92	(mm)	0,4728	0,2066	0,4728
Крутоћ групе шипова је	203,12	(kN/mm)	0,3687	0,0822	0,3687
Ефикасност групе крутости	34,71	%	0,4728	0,2066	0,4728
			контрола 0,3471		
Међусовински размак 5Д			ГЛИНА		
Прерасподела сила			Es(MPa)=25		
138,09	85,83	138,09	1	0,622	1
110,95	54,08	110,95	0,803	0,392	0,803
138,09	85,83	138,09	1	0,622	1
			Нормализована прерасподела у односу на максималну силу		
Ефикасност групе преко сила 0,8046			Коефици. корекције крутости		
Померање групе шипова је	4,32	(mm)	0,4922	0,3059	0,4922
Крутоћ групе шипова је	231,72	(kN/mm)	0,3954	0,1927	0,3954
Ефикасност групе крутости	39,6	%	0,4922	0,3059	0,4922
			контрола 0,3960		

Модул тла, Модул шипа, Поасонов број.

$E_s(\text{MPa})=25$ :  $E_s=m \cdot D=41,67 \text{ MPa/m} \cdot 0,60 \text{ m} =25$ . Песак је сув, по линеар. модулу за  $p$ -у криве је на средини између средње збијеног и збијеног (крутог) песка.

Код **песка** се **модул линеарно мења са дубином** пропорционално коефицијенту пораста ( $m$ ), те је ово модул на дубини пречника ( $D$ ). Дакле за шипова различитих пречника, за исти модул тла ( $E_s$ ), код песка, не ради се о тлу истих карактеристика.

$E_p(\text{MPa})=25000$

$\nu=0,5$

ХОРИЗОНТАЛНА ИНТЕРАКЦИЈА. Укљештени шипови.

На наглавну греду делује сила  $H=1000 \text{ kN}$ .

Врста тла: **ПЕСАК**

Међусовински размак 3Д			ПЕСАК		
Прерасподела сила			$m=41,67 \text{ MPa/m}$		
131,65	94,03	131,65	1	0,714	1
108,93	67,5	108,93	0,827	0,513	0,827
131,65	94,03	131,65	1	0,714	1
			Нормализована прерасподела у односу на максималну силу		
Ефикасност групе преко сила 0,8440			Коефици. корекције крутости		
Померање групе шипова је	3,81	(mm)	0,5198	0,3713	0,5198
Крутоћ групе шипова је	262,64	(kN/mm)	0,4301	0,2665	0,4301
Ефикасност групе крутости	43,87	%	0,5198	0,3713	0,5198
			контрола 0,4387		

Међуосовински размак 3,5Д

Прерасподела сила

127,76	98,4	127,76
108,26	75,61	108,26
127,76	98,4	127,76

Нормализована прерасподела  
у односу на максималну силу

1	0,77	1
0,847	0,592	0,847
1	0,77	1

Ефикасност групе преко сила 0,8697

Померање групе шипова је 3,51 (mm)  
Крутоћ групе шипова је 284,94 (kN/mm)  
Ефикасност групе крутоћи 47,60 %

Коефиц. корекције крутоћи

0,5473	0,4215	0,5473
0,4638	0,3239	0,4638
0,5473	0,4215	0,5473

контрола 0,4760

Међуосовински размак 4,0 Д

Прерасподела сила

125,15	101,08	125,15
108,07	81,1	108,07
125,15	101,08	125,15

Нормализована прерасподела  
у односу на максималну силу

1	0,8080	1
0,8635	0,6480	0,8640
1	0,8080	1

Ефикасност групе преко сила 0,8878

Померање групе шипова је 3,28 (mm)  
Крутоћ групе шипова је 304,52 (kN/mm)  
Ефикасност групе крутоћи 50,87 %

Коефиц. корекције крутоћи

0,5730	0,4628	0,5730
0,4948	0,3713	0,4948
0,5730	0,4628	0,5730

контрола 0,5087

Међуосовински размак 5,0 Д

Прерасподела сила

121,82	104,15	121,82
108,16	88,11	108,16
121,82	104,15	121,82

Нормализована прерасподела  
у односу на максималну силу

1	0,855	1
0,888	0,723	0,888
1	0,855	1

Ефикасност групе преко сила 0,9121

Померање групе шипова је 2,97 (mm)  
Крутоћ групе шипова је 337,21 (kN/mm)  
Ефикасност групе крутоћи 56,33 %

Коефиц. корекције крутоћи

0,6176	0,5280	0,6176
0,5483	0,4467	0,5483
0,6176	0,5280	0,6176

контрола 0,5633

ПЕСАК.  $E_s(\text{MPa})=25$ ;  $E_s=m \cdot D=41,67 \text{ MPa/m}$ ;  $0,60 \text{ m}=25 \text{ MPa}$ ,  $D=0,60 \text{ m}$ .

	3	3,5	4	5	10
Max $H_i$	131,65	127,76	125,15	121,82	116,05
min $H_i$	67,50	75,61	81,10	88,11	100,41
D extr $H_i$	64,14	52,15	44,05	33,71	15,64
ugib (mm)	2,28	2,11	1,97	1,78	1,39
Kh (kN/mm)	437,76	474,94	507,56	562,04	717,87
Efik. K	43,87	47,60	50,87	56,33	71,95
Efik. Hmax	84,40	86,97	88,79	91,21	95,75

---

## **ДОДАТАК-ПРИЛОГ Д**

Програм за срачунавање вертикалане интеракције шипова у групи.  
Програмски језик BASIC.





ПРИЛОГ Д. Програм за срачунавање вертикалне интеракције шипова у групи.  
Програмски језик BASIC.

Претпоставља се да су сви шипови истих својстава (материјала, дужине и пречника).  
У првој итерацији се такође претпоставља равномерна расподела сила, али корисник има могућност да је изменим, тако што задаје три силе: у унутрашњем, шипу на ивици стране и силу у угаоном шипу (мах поредак 3x3).

Предвиђен је распоред шипова у правоугаоној форми, али и специјални случајеви као што је распоред у једном реду, или квадратној форми.

Програм кроз итерације срачунава прерасподелу сила на наглавној греди или плочи.  
Претпоставка је да су и плоча и греда веома крути.

Резултати итерације записују се у посебном фајлу: „VeIntP1.out“.

Предвиђена су 4 врсте тла: 1 Константан модул "VeIntKo.out". 2 Линеарна промена "VeIntLi.out". и 3. Параболична промена, модула по дубини "VeIntPa.out". 4 Стојећи шип "VeIntSs.out", двослојно тло. Код стојећег шипа потребан је опрез, када је тло у бази знатне крутости нема смисла рачунати прерасподелу. Врсте тла се уносе преко односа модул на дубини  $L/2$  и  $L$ .

У програму је садржана и процедура за еквивалентни модул шупљег шипа.

---

```

OPEN "VeIntP1.out" FOR OUTPUT AS #1
INPUT " Duzina sipa (m) L="; L!
INPUT " Precnik sipa (m) D="; D!
INPUT " Modul sipa (Jangov) Ep (MPa) ="; Ep!
PRINT
PRINT
PRINT " da li zelite proracun ekvivalentnog modula"
PRINT " iz supljeg-cevastog preseka "
INPUT " za aksijalno opterecenje da ili ne"; AS$
IF AS$ = "d" OR AS$ = "da" THEN GOTO 5 ELSE GOTO 7
5
INPUT " spoljni presek D (m)= "; D
INPUT " unutrašnji precnik Du (m)="; du
REM input "debljina zida (cm)";dz: du=D-dz/100
Eppocetno = Ep
Ep = Ep((D ^ 2 - du ^ 2) / D ^ 2)
PRINT
GOTO 7

REM PRINT " ZA NELINERANU ANALIZU SIP-TLO"
REM INPUT " Nedrenirana smicuca cvrstoca tla Su (kPa) ="; Su!
REM PRINT

PRINT #1, " Duzina sipa (m) L="; L!
PRINT #1, " Precnik sipa (m) D="; D!
PRINT #1, " Modul sipa (Jangov) Ep (MPa) ="; Ep!

REM 22 L = 20: D = 0.75: EsD = 25: Ep = 25000: M = 100: H = 150
REM EsD=31.4

```

7

REM 7 e = M / H

REM f = e / D

PRINT

PRINT " Lebdeci sip Konstantna krutost tla =1,"

PRINT " Lebdeci sip Linearna krutost tla =2,"

PRINT " Lebdeci sip Parabolicna krutost tla =3 "

PRINT " Stojeci sip Konstantna krutost tla =4,"

10 PRINT " odaberite 1, 2 , 3 ili 4"

INPUT pkt

15

17 IF pkt = 1 THEN 100

IF pkt = 2 THEN 200

IF pkt = 3 THEN 300

IF pkt = 4 THEN 400 ELSE GOTO 10

100 ro = 1: CLOSE: OPEN "VeIntKo.out" FOR OUTPUT AS #1

PRINT

PRINT " ZA KONSTANTNO I PARABOLICNO TLO"

INPUT " Modul tla na dubini 1 precnika sipa EsD (MPa) ="; EsD!

PRINT " Konstantan modul TLA"

PRINT " Primena za prekonsolidovane gline"

PRINT " Lebdeci sip, Gazetas (1991)"

k! = Ep / EsD

PRINT #1, " Vertikalna krutost"

PRINT #1, " KONSTANTAN modul tla"

PRINT #1, " Primena za prekonsolidovane gline"

PRINT #1, " Lebdeci sip, Gazetas (1991)"

PRINT #1, ""

PRINT #1, " L= "; L

PRINT #1, " D= "; D

J = L / D: PRINT #1, " J= "; J

bv = J / k: PRINT #1, " bv= "; bv

Kv = 1.9 \* EsD \* D \* J ^ 0.67 \* k ^ (-bv)

PRINT #1, " Kv= "; Kv; "[kN/mm]"

GOTO 3890

200 ro = 0.5: CLOSE: OPEN "VeIntLi.out" FOR OUTPUT AS #1

PRINT #1, " Vertikalna krutost"

PRINT #1, " LINEARAN modul tla"

PRINT #1, " Primena za normalno konsolidovane gline"

PRINT #1, " i peskove umerenog nivo dilatacija"

REM PRINT #1, " Davies i Budhu (1987 i 1988)"

REM EsL - modul tla u bazi sipa EsL=m\*L

IF A\$ = "d" OR A\$ = "da" THEN 230 ELSE GOTO 240

230 PRINT #1, " Koristi se Ekvivalentni modul supljeg preseka"

PRINT #1, " spoljni presek D"; D

PRINT #1, " debljina zida "

PRINT #1, " unutrasnji precnik Du"; du

Ep = Ep((D ^ 2 - du ^ 2) / D ^ 2)

PRINT #1, "Pocetni modul je"; Eppocetno; "[MPa]"

PRINT #1, "Ekvivalnetni modul je"; Ep; "[MPa]"

PRINT #1, "Proracun se nastavlja sa ekvivalentnim modulom sipa"

```

240 INPUT "Linearni prirast modula tla po dubini [MPa/m] "; mEs
EsDI = mEs * D
k = Ep / EsDI
Lal = 1.30 * D * k ^ 0.222
J = L / D: PRINT #1, " J= "; J
EsLp = mEs * L: ksL = Ep / EsLp
PRINT #1, ""
PRINT #1, " L= "; L
PRINT #1, " D= "; D
bv = J / ksL: PRINT #1, " bv= "; bv
PRINT #1, "EsL="; EsLp: PRINT #1, "ksL="; ksL
Kv = 1.8 * EsLp * D * J ^ 0.55 * ksL ^ (-bv)
PRINT #1, "Kv="; Kv; "[kN/mm]"
GOTO 3890

```

```

300 ro = 0.707: CLOSE: OPEN "VeIntPa.out" FOR OUTPUT AS #1
PRINT #1, "Parabolicna promena modula TLA"
PRINT #1, " Primena kod nekoherentnog tla"
PRINT #1, " za male niveoe dilatacija (pesak)"
REM PRINT #1, " (Gazetash 1990)"

```

```

IF A$ = "d" OR A$ = "da" THEN 330 ELSE GOTO 340
330 PRINT #1, " Koristi se Ekvivalentni modul supljeg preseka"
PRINT #1, " spoljni presek D"; D
PRINT #1, " debljina zida "
PRINT #1, " unutrasnji precnik Du"; du
Ep = Ep((D ^ 2 - du ^ 2) / D ^ 2)
PRINT #1, "Pocetni modul je"; Eppocetno; "[MPa]"
PRINT #1, "Ekvivalnetni modul je"; Ep; "[MPa]"
PRINT #1, "Proracun se nastavlja sa ekvivalentnim modulom sipa"
340
k! = Ep / EsD
PRINT #1, " Vertikalna krutost"
PRINT #1, " PARABOLICAN modul tla"
REM EsL - modul tla u bazi sipa EsL=m*L
PRINT #1, ""
PRINT #1, " L= "; L
PRINT #1, " D= "; D
J = L / D: PRINT #1, " J=L/D= "; J
EsLp = EsD * (L / D) ^ .5: ksL = Ep / EsLp
PRINT #1, "EsL="; EsLp: PRINT #1, "ksL="; ksL
bv = J / ksL: PRINT #1, " bv= "; bv
Kv = 1.9 * EsLp * D * J ^ 0.60 * ksL ^ (-bv)
PRINT #1, "Kv= "; Kv; "[kN/mm]"
GOTO 3890

```

```

400 CLOSE: OPEN "VeIntSs.out" FOR OUTPUT AS #1
REM Stojeci sipa, za dvoslojno tlo sa konsantnom krutoscu
PRINT #1, "Stojeci sipa, za dvoslojno tlo sa konsantnom krutoscu"
PRINT " ZA KONSTANTNO TLO"
INPUT " Modul tla na dubini 1 precnika sipa EsD (MPa) ="; EsD!
PRINT " ZA STOJECI SIP i"
INPUT " Modul tla za osnovnu stenu ili sloj u kojem je baza sipa Eb (MPa) ="; Eb!
INPUT " Poasonov modul tla za gornji sloj v (MPa) ="; vss
INPUT " Poasonov modul tla za donji sloj u kojem je baza sipa vb (MPa) ="; vb

```

```
PRINT ';
```

```
IF A$ = "d" OR A$ = "da" THEN 430 ELSE GOTO 440
430 PRINT #1, " Koristi se Ekvivalentni modul supljeg preseka"
PRINT #1, " spoljni presek D"; D
PRINT #1, " debljina zida se racuna preko razlike precnika"
PRINT #1, " unutrasnji precnik Du"; du
Ep = Ep((D ^ 2 - du ^ 2) / D ^ 2)
PRINT #1, "Pocetni modul sipa je"; Eppocetno; "[MPa]"
PRINT #1, "Ekvivalnetni modul je"; Ep; "[MPa]"
PRINT #1, "Proracun se nastavlja sa ekvivalentnim modulom sipa"
```

```
440 REM vss=v
ksiv = Eb / EsD:
omega = ksiv((1 + vss) / (1 - vb ^ 2)):
zeta = LOG(5 * (1 - vss) * J):
Tv = 2 * J * (zeta * (1 + vss) * k) ^ 0.5
Sigma = tanh(Tv) / Tv
Kvs = ((Es * D) / (1 + vss)) * (omega + (J * Sigma / zeta)) / (1 + (4 * omega * J * Sigma) / (pi * k * (1 + vss)))
ro = EsD / Eb
PRINT #1, " ro ="; ro
GOTO 3890
```

```
3890 PRINT ""
PRINT "      Broj kolona nx "
PRINT ""
PRINT " sDx sDx sDx sDx sDx "
PRINT " -/-----/-----/-----/-----/-----/"
PRINT #1, ""
PRINT " O O O O O O x "
PRINT "          I sDy "
PRINT " O O O O O O x Broj vrsta ny "
PRINT "          I sDy "
PRINT " O O O O O O x"
PRINT ""
```

```
REM Ubaciti i prstenaste rasporede
REM sa crtežom preko komande circle
REM ili provera preseka sipova
REM prstenovi mogu biti radijalni ili
REM naizmenicno smaknuti u simetralama uglova
```

```
3900 PRINT #1, " Interakcija vertikalne nosivosti sipova"
PRINT #1, " Randolf and Wroth (1979)"
pi = 3.141592654#
```

```
INPUT "Da li zelite da promenite odnos ro=(E(L/2) / E(L)) i v "; B$
IF B$ = "d" OR B$ = "da" OR B$ = "D" OR B$ = "Da" OR B$ = "DA" THEN GOTO 3910 ELSE
GOTO 3940
```

```
3910 PRINT
INPUT "Unesi Poasonov broj ="; v!
IF v = 0 THEN GOTO 3920 ELSE GOTO 3930
```

```

3920 PRINT " 0 < v <=0.5 ": GOTO 3910
3930 IF v > 0.5 THEN GOTO 3920 ELSE GOTO 3940

3940 PRINT " za 3 i 5 sipova predvidjena je simetricna forma rasporeda"
PRINT " za ostale slucajeve je predvidjena pravougaona forma"
PRINT " bez smicanja rasporeda i bez praznih mesta"
PRINT
PRINT #1, " Poasonov broj ="; v
INPUT "Unesi broj sipova u grupi= "; n
IF n = 2 OR n = 3 GOTO 4500
IF n = 5 GOTO 5600
3945 INPUT "Unesi broj KOLONA sipova u Y pravcu nx="; nx
PRINT " medjusobno rastojenje je izrazeno u precnicima sipova"
3950 INPUT " medjusobno rastojenje kolona sDx="; sDx
IF sDx < 1 THEN GOTO 3960 ELSE GOTO 3970
3960 PRINT " medjusobno rastojenje je izrazeno u precnicima sipova"
PRINT " mora biti sDx > 1 "
PRINT "Cak i ako je broj kolona =1 unesi sDx > 1": GOTO 3950
3970 INPUT "Unesi broj VRSTA sipova u X pravcu ny="; ny
PRINT " medjusobno rastojenje je izrazeno u precnicima sipova"
3980 INPUT " medjusobno rastojenje vrsta sDy="; sDy
IF sDy < 1 THEN GOTO 3990 ELSE GOTO 4000
3990 PRINT " medjusobno rastojenje je izrazeno u precnicima sipova"
PRINT " mora biti sDy > 1 ":
PRINT "Cak i ako je broj vrsta =1 unesi sDy > 1": GOTO 3980
4000 IF nx * ny <> n THEN GOTO 4020 ELSE GOTO 4030
4020 PRINT "Ukupan broj sipova n nije = nx * ny": GOTO 3940
4030 IF n = 2 OR n = 3 THEN GOTO 4500 ELSE GOTO 4050
IF nx = 1 OR ny = 1 THEN GOTO 4040 ELSE GOTO 4050
4040 INPUT "radi se o gredi, svi sipovi leze na 1 osi da/ne"; c$
IF c$ = "da" OR c$ = "d" OR c$ = "Da" OR c$ = "DA" OR c$ = "D" THEN GOTO 4050 ELSE
GOTO 3945
REM napraviti i proceduru za raspodelu od dejstva rezultante M,T,V na sipove
4050 INPUT "Ukupna vertikalna sila na grupu sipova [kN] = ?"; vs
IF vs = 0 THEN 4050

sPx = sDx * D
sPy = sDy * D

PRINT #1, ""
PRINT #1, ""
PRINT #1, " Shema rasporeda pravougone forme sipova u grupi"
PRINT #1, ""

PRINT #1, "      Broj kolona nx "
PRINT #1, ""
PRINT #1, " sDx sDx sDx sDx sDx "
PRINT #1, " -/-----/-----/-----/-----/-----/"
PRINT #1,
PRINT #1, " O O O O O O x "
PRINT #1, " I sDy "
PRINT #1, " O O O O O O x Broj vrsta ny "
PRINT #1, " I sDy "
PRINT #1, " O O O O O O x"
PRINT #1,

```

```

PRINT #1, " Ukupan broj sipova = "; n
PRINT #1, " broj KOLONA sipova u Y pravcu nx="; nx
PRINT #1, " broj VRSTA sipova u X pravcu ny="; ny
PRINT #1, "Osni razmak sipova u X pravcu sDx = "; sDx; "* D"
PRINT #1, "Osni razmak sipova u X pravcu sPx = "; sPx; " [m]"
PRINT #1, "Osni razmak sipova u Y pravcu sDy = "; sDy; "* D"
PRINT #1, "Osni razmak sipova u X pravcu sPy = "; sPy; " [m]"
PRINT #1, " Poasonov broj v="; v
J = L / D

PRINT #1, " ro = EsL/2 / EsL "
PRINT " ro = EsL/2 / EsL odnos modula tla na polovini duzine i u bazi sipa"
REM      ? " NE PREPORUCUJE SE ro < 0.005"
PRINT " ro=1.0  za Linearni modul tla"
PRINT " ro=0.5  za Linearni modul tla"
PRINT " ro=0.707 za Parabolicni modul tla"
PRINT " ro=Es/Eb="; ro; " Za stojeci sip "

IF B$ = "d" OR B$ = "da" THEN GOTO 4055 ELSE GOTO 4060
4055 INPUT "Unesi ro= "; ro
4060 rm = 2.5 * (1 - v) * L:
REM rm - vrednost udaljenosti nakon koje prestaje medjusobni uticaj sipova
Y = LOG(2 * rm / D)
Yg = LOG(2 * rm ^ 2 / (D * s)) REM mora biti unutar petlje jer se s menja unutar iste
PRINT #1, " ro = "; ro
PRINT #1, " rm = "; rm
PRINT #1, " Y = "; Y

PRINT #1, " Odredjivanje koordinata sipova u osnovi"
DIM pile(n, 2)
REM u specifinom slucaju se moze i bez ove 2 petlje
FOR iy = 1 TO ny
  pileY = (iy - 1) * sPy
  PRINT ""
  FOR ix = 1 TO nx
    snp = ix + (iy - 1) * nx
    pileX = (ix - 1) * sPx
    pile(snp, 1) = pileX
    pile(snp, 2) = pileY
    PRINT "snp ="; snp; "ix ="; ix; "iy ="; iy;
    PRINT "pile x ="; pileX; "pile y ="; pileY
    PRINT #1, "Sip br. "; snp; " ( x , y) =( "; pileX; ", "; pileY; ")"
  NEXT ix
NEXT iy

REM pk = 0
REM 4070 GOTO 4100: INPUT "unesi redni broj sipa za koji se racuna koef. interakcije"; pk
REM IF pk <= 0 OR pk > n THEN GOTO 4080 ELSE GOTO 4090
REM 4080 PRINT " broj sipa mora biti >0 i <"; n: GOTO 4070
REM 4090 PRINT #1, "pk="; INT(pk): pk = INT(pk)

4100 PRINT #1, "Odredjivanje koeficijenata interakcije sipova"

```

DIM alfav(n, n)

FOR pileNmb = 1 TO n

FOR iy = 1 TO ny

REM pileY = (iy - 1) \* sPy

PRINT #1, REM iy; " - vrsta "

FOR ix = 1 TO nx REM

REM pileX = (ix - 1) \* sPx

snp = ix + (iy - 1) \* nx

REM pile(snp, 1) = pileX

REM pile(snp, 2) = pileY

IF snp = pileNmb THEN GOTO 4110 ELSE GOTO 4120

4110 REM alfav(pileNmb,snp)=1 goto 4130

4120 s1 = ((pile(snp, 1) - pile(pileNmb, 1))) ^ 2

s2 = ((pile(snp, 2) - pile(pileNmb, 2)) ^ 2)

s = (s1 + s2) ^ .5

REM PRINT #1, " s=";s

Yg = LOG(2 \* rm ^ 2 / (D \* s))

alf1 = (1 - (s / (D / pi + s)))

alf2 = pi \* (1 - v) \* ro \* J \* ((1 / Y) - (1 / Yg))

alf3 = (1 + pi \* (1 - v) \* ro \* J / Y)

alfav(pileNmb, snp) = (alf1 + alf2) / alf3

4130 REM PRINT #1, "Pile("; snp; ",1)="; pileX; "Pile("; snp; ",2)="; pileY

REM PRINT #1, "s="; s; " Gama = "; Yg;

PRINT #1, " alfa v("; pileNmb; ";"; snp; ")="; alfav(pileNmb, snp);

NEXT ix

NEXT iy

NEXT pileNmb

PRINT #1,

DIM Vs(n)

PRINT " Upis vektora vertikalnog opterecenja"

PRINT #1, " Upis vektora vertikalnog opterecenja"

PRINT #1, " Procedura od 3 grupe opterenja gde su jednake"

PRINT #1, " 4 sile u cosku,"

PRINT #1, " sile duz ivica, i"

PRINT #1, " sile u untrasnjem delu"

PRINT "Vs(1)=V("; nx; ")=Vs("; nx \* (ny - 1) + 1; ")=Vs("; n; ")"

PRINT " SILE SU U [ kN ] "

PRINT " minimalna vrednost sile ne sme biti 0"

PRINT " ukoliko je sila 0 bice promenjena u vrednost 0.01 kN"

PRINT " kod proracuna iteracija za krutu naglavnu gredu"

INPUT "unesi silu na cosku naglavne grede"; Vs(1)

IF Vs(1) = 0 THEN Vs(1) = 0.01

INPUT "Unesi ivicnu silu na stranici naglavne grede"; Vs(2)

IF Vs(2) = 0 THEN Vs(2) = 0.01

untrasnjisip = nx + 2: REM za n>9 potrebno je i ovde razviti petlju

INPUT "unesi silu u untrasnjosti naglavne grede"; Vs(unsip)

IF Vs(unsip) = 0 THEN Vs(unsip) = 0.01

PRINT #1: PRINT #1, "sile na cosku naglavne grede"

Vs(nx) = Vs(1): Vs(nx \* (ny - 1) + 1) = Vs(1): Vs(n) = Vs(1)

```

PRINT #1, "Vs(1)="; Vs(1); "; Vs("; nx; ")="; Vs(nx); "; Vs("; nx * (ny - 1) + 1; ")="; Vs(nx * (ny - 1)
+ 1); "; Vs("; n; ")="; Vs(n)
PRINT #1,
PRINT #1, "Sile na stranici naglavne grede"

PRINT #1, "Prva vrsta"
FOR ix = 2 TO nx - 1: Vs(ix) = Vs(2):
PRINT #1, "Vs("; ix; ")="; Vs(ix): NEXT
PRINT #1, "Zadnja vrsta"
FOR iy = nx * (ny - 1) + 2 TO n - 1: Vs(iy) = Vs(2):
PRINT #1, "Vs("; iy; ")="; Vs(iy): NEXT
PRINT #1, "Leva kolona"
FOR iy = nx + 1 TO n - nx STEP nx: Vs(iy) = Vs(2):
PRINT #1, "Vs("; iy; ")="; Vs(iy): NEXT
PRINT #1, "Desna kolona"
FOR iy = 2 * nx TO n - nx STEP nx: Vs(iy) = Vs(2): PRINT #1, "Vs("; iy; ")="; Vs(iy): NEXT

PRINT #1, " unutrasnji sipovi naglavne grede"
FOR ix = 2 TO nx - 1:
  FOR iy = 2 TO ny - 1
    vsnb = ix + (iy - 1) * ny: PRINT #1, "ix"; ix; "iy"; iy; " vsnb"; vsnb
    Vs(vsnb) = Vs(unsip)
    PRINT #1, "Vs("; vsnb; ")="; Vs(vsnb)
  NEXT
NEXT
SumVs = 0: FOR ix = 1 TO n: SumVs = SumVs + Vs(ix): NEXT
PRINT #1, " Suma pocetnog vektora vertikalnih sila je "; SumVs

DIM Vsp(n): REM duplikat vektora spoljnih sila, koji se koristi u iteracijama"
DIM Vsp(n, ny): REM duplikat matrice spoljnih sila, koji se koristi u iteracijama

FOR ix = 1 TO nx
  FOR iy = 1 TO ny
    Vsp(ix, iy) = Vs(ix + (iy - 1) * nx)
    PRINT #1, "Vsp(ix="; ix; ",iy="; iy; ")="; Vsp(ix, iy); "Vs(ix+(iy-1) * ny)"; (ix + (iy - 1) * ny);
    "="; Vs(ix + (iy - 1) * ny)
  NEXT
NEXT

dvsp = 0: minVsp = 0: minVspIX = 0
FOR ix = 1 TO n: Vsp(ix) = Vs(ix): NEXT
minVsp = ABS(Vsp(1)): minVspIX = 1
FOR ix = 1 TO n - 1: dvsp = ABS(Vsp(ix)) - ABS(Vsp(ix + 1))
  IF dvsp < 0 THEN minVsp = Vsp(ix) AND minVspIX = ix ELSE GOTO 4140
  4140
NEXT
PRINT #1, " ABS min Vs ="; minVsp; "je sila na sipu br.:"; minVspIX

REM FOR iz = 1 TO n: IF Vsp(iz) = 0 THEN 4150 ELSE GOTO 4160
REM 4150 PRINT #1, "Sila br"; iz; "=0":
REM 4160 NEXT

DIM w(n): REM ugibi
DIM DVS(n): REM vektor korekcije spoljnih sila

```



DIM DwsPosto(n): REM % razlika wi od srednjeg ugiba

PRINT " Da li zelite iteativno sracunavanje preraspodele sila"

INPUT " na veoma krutoj naglavnoj gredi za grupu sipova da ili ne"; iter\$

IF iter\$ = "d" OR iter\$ = "da" OR iter\$ = "DA" OR iter\$ = "D" OR iter\$ = "Da" THEN GOTO 4180

ELSE GOTO 4170

4170 PRINT "sile su sracunate za potpuno fleksibilnu naglavnu gredu"

PRINT #1, "sile su sracunate za potpuno fleksibilnu naglavnu gredu"

STOP

4180

iteracija = 0

4190 iteracija = iteracija + 1

REM Sracunavanje tezista sila

PRINT #1, " Suma vertikalnih sila"

PRINT #1, " i polozaj rezultante"

SumVsp = 0: sumVsXp = 0: sumVsYp = 0

FOR ix = 1 TO n:

SumVsp = SumVsp + Vsp(ix):

sumVsXp = sumVsXp + Vsp(ix) \* pile(ix, 1)

NEXT

PRINT #1, " Suma vertikalnih sila je "; SumVsp

xT = sumVsXp / SumVsp

FOR iy = 1 TO n: sumVsYp = sumVsYp + Vsp(iy) \* pile(iy, 2): NEXT

yT = sumVsYp / SumVsp

PRINT #1, "Teziste sila u odnosu na sip broj 1 je: XT="; xT; " ; YT="; yT

PRINT #1, "Sip br.1 ima koordinata x=0 i y=0"

PRINT "Ukoliko se ne poklapa teziste sila i krutosti dolazi do ekscentricne raspodele"

PRINT " i pojave reaktivnog momenta cak i usled simetricnog raspodle sila"

PRINT #1, "Odredjivanje ugiba sipova"

sumw = 0

FOR iy = 1 TO n

sumalfa = 0

FOR ix = 1 TO n

sumalfa = sumalfa + alfav(iy, ix) \* Vsp(ix)

REM sumalfa = sumalfa + alfav(iy, ix): samo ako su sve sile =

NEXT

w(iy) = sumalfa / Kv: REM kada Kv zavisi od polozaja sipa onda je Dim KV(n)

PRINT #1, " w("; iy; ")= "; w(iy); " (mm)"

sumw = sumw + w(iy)

NEXT

4200 REM

PRINT #1, "Srednji ugib grupe sipova"

srw = sumw / n

PRINT #1, " srw ="; srw

plusDvs = 0: minusDvs = 0

PRINT #1, " % razlika ugiba po sipu u odnosu na srednju vrednost"

PRINT #1, "Primenjuje se iterativno kod krute naglane grede, samo za V"

```

PRINT #1, " sve dok razlika ugiba ne bude manja od 0.01% tj. 10E-4"
SUMDwsPosto = 0: SsumDwsNa2 = 0
FOR ix = 1 TO n:
  Dws = (srw * 100 - w(ix) * 100)
  DwsPosto(ix) = Dws / (srw): REM Ubaci zlatni presek ili 1/fi ili "peglanje"
  PRINT #1, "w %("; ix; ")="; DwsPosto(ix)
  SUMDwsPosto = SUMDwsPosto + DwsPosto(ix)
  DVS(ix) = Vsp(ix) * DwsPosto(ix) / 100: REM / 1.618
  PRINT #1, "DVS("; ix; ")="; DVS(ix)
  IF DVS(ix) < 0 THEN 4230 ELSE GOTO 4220
  4220 plusDvs = plusDvs + DVS(ix): GOTO 4240
  4230 minusDvs = minusDvs + DVS(ix): GOTO 4240
4240 NEXT
popravka = plusDvs + minusDvs: popravkaVs = popravka / n
REM popravkaVs treba da je = 0 kako bi pocetna suma vertikalnih sila ostala ocuvana
REM u numerickom smislu bolje je da se korekcija vertikalnih sila uradi nakon popravke
REM odnos = (plusDvs + minusDvs) / ABS(plusDvs + minusDvs): REM ODNOS = +1 OR -1
REM peglanje = (plusDvs / minusDvs) * odnos
PRINT #1, "plusDvs = "; plusDvs
PRINT #1, "minusDvs = "; minusDvs
PRINT #1, " popravka="; popravka
PRINT #1, " popravka/n="; popravkaVs

IF ABS(popravka) > 0.00001 THEN GOTO 4250 ELSE GOTO 4255
4250 sumpop = 0
PRINT #1, " Popravka vektora spoljasnjih sila da bi se ocuvala ista vrednost"
PRINT #1, " rezultante vertikalnih sila nakon preraspodle"
FOR ix = 1 TO n
  DVS(ix) = DVS(ix) - popravkaVs
  sumpop = sumpop + DVS(ix)
  PRINT #1, "DVS("; ix; ")="; DVS(ix)
NEXT
PRINT #1, " Suma popravke sila ="; sumpop

4255

PRINT #1, "ITERACIJA"; iteracija; " popravka="; popravka; " popravka/n="; popravkaVs

PRINT #1, "Suma razlike ugiba u % od srednjeg ugiba SUMdWSpOSTO ="; SUMDwsPosto
REM 0 se prakticno ne broji, a ne divergira jer se ubraja u sumu"
REM "= w"
PRINT #1, "Odredjivanje max % razlike od srednjeg ugiba"
maxDwsPosto = ABS(DwsPosto(1))
FOR ix = 1 TO n - 1
  DmaxDwsPosto = (ABS(DwsPosto(ix) - ABS(DwsPosto(ix + 1))))
  IF DmaxDwsPosto < 0 THEN GOTO 4260 ELSE GOTO 4270
  4260 maxDwsPosto = ABS(DwsPosto(ix + 1))
  4270
NEXT
PRINT #1, " max % razlike od srednjeg ugiba"; maxDwsPosto
IF maxDwsPosto > 0.0001 THEN GOTO 4280 ELSE GOTO 4290
PRINT #1, ""

4280 popravka = 0: sumpop = 0: SumVsp = 0
PRINT #1, "Korekcija rapodele sila po sipovima na krutoj naglavnoj gredi"

```

```

PRINT #1,: PRINT #1, "Iteracija broj"; iteracija: PRINT #1,

FOR ix = 1 TO n
  Vsp(ix) = Vsp(ix) + DwsPosto(ix): REM Vsp(ix) = (DVS(ix) / 100) * (1 + peglanje)
  REM Vsp(ix) = Vsp(ix) * (1 + DwsPosto(ix) / 100)
  PRINT #1, "Vsp("; ix; ")="; Vsp(ix); "DwsPosto("; ix; ")="; DwsPosto(ix); "(1+DwsPosto("; ix;
  ")="; (1 + DwsPosto(ix))
  popravka = (Vsp(ix) / (1 + DwsPosto(ix) / 100)) - Vsp(ix)
  sumpop = sumpop + popravka: SumVsp = SumVsp + Vsp(ix)
  PRINT #1, "vSP("; ix; ")=", Vsp(ix)
NEXT ix
PRINT #1, " Suma korigovanih sila u "; iteraciji; " iteraciji je"; SumVsp
PRINT #1, " Suma popravke sila u "; iteraciji; " iteraciji je"; sumpop
REM "ako se teziste sila poklapa sa popravkom onda je rezultanta popravke OK"
PRINT #1,
GOTO 4190
4290 REM ? #1, "Stampaj rezultate"

STOP

4400 DIM R(n)
R = 0: Rx = 0: Ry = 0: SumRx = 0: SumRy = 0
PRINT 1#, " RAD SILE SIPA NA VERTIKALNOM UGIBU SIPA"
PRINT 1#, "      sila x put"

FOR ix = 1 TO n
  R = Vs(ix) * w(ix)
  Rx = R * pile(ix, 1): Ry = R * pile(ix, 2)
  SumR = SumR + R: SumRx = SumRx + Rx: SumRy = SumRy + Ry
NEXT
R = SumR / n: RTx = SumRx / R: RTy = SumRy / R
PRINT #1, "R="; R; "RTx="; RTx; "RTy="; RTy

4300
CLOSE
STOP

4500 PRINT "  Procedura za broj sipova 2 ili 3"
4510 PRINT " mora biti sD > 1 ": GOTO 4500
4520 PRINT #1, "Osni razmak sipova sD = "; sD; "*" D"
4530 INPUT "Unesi ro= "; ro

5600 PRINT " Procedura za 5 sipova u grupi"

```