

Univerza  
v Ljubljani  
Fakulteta  
*za gradbeništvo  
in geodezijo*

*Janova 2  
1000 Ljubljana, Slovenija  
telefon (01) 47 68 500  
faks (01) 42 50 681  
fgg@fgg.uni-lj.si*



Univerzitetni program Gradbeništvo,  
Konstrukcijska smer

Kandidat:

**Blaž Zoubek**

# **Projektiranje in nelinearni odziv ab montažne stavbe pri potresnem vplivu**

**Diplomska naloga št.: 3188**

**Mentor:**

izr. prof. dr. Tatjana Isaković

**Somentor:**

prof. dr. Matej Fischinger

Ljubljana, 13. 9. 2011

## **IZJAVE**

Podpisani Blaž Zoubek izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom »Projektiranje in nelinearni odziv večetažne montažne stavbe pri potresnem vplivu«.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 3.9.2011

Blaž Zoubek

**BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

<b>UDK:</b>	<b>62-112.6:550.34(043.2)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Blaž Zoubek</b>
<b>Mentor:</b>	<b>izr. prof. dr. Tatjana Isaković</b>
<b>Somentor:</b>	<b>prof. dr. Matej Fischinger</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>Projektiranje in nelinearni odziv AB montažne stavbe pri potresnem vplivu</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>150 str., 51 pregl., 151 sl., 65 en., 1 pril.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>večetažni AB montažni sistemi, projektiranje, SIST EN:1998-1-1:2005, psevdodinamični preizkus, nelinearna analiza, stiki</b>

**Povzetek**

To diplomsko delo je vpeto v evropske raziskave v okviru projekta SAFECAST na področju večetažnih armiranobetonskih montažnih stavb. Obravnava konstrukcijski sistem konzolnih stebrov in monolitiziran sistem. Izhodišče naloge je psevdodinamična preiskava velike trietažne stavbe v naravnem merilu, ki se izvaja v evropskem laboratoriju za preizkušanje konstrukcij ELSA v Ispri v Italiji. Delo je razdeljeno na dva tematska sklopa. V prvem je prikazano projektiranje večetažne montažne stavbe po Evrokodu 8 v obeh omenjenih konstrukcijskih izvedbah. Predstavljeni in komentirani so principi in postopki navedeni v standardu. Podane so tudi določene ugotovitve, ki bi bile lahko vključene v prihodnje različice standarda. Drugi del je posvečen modeliranju obravnavane stavbe. Rezultati računske analize so primerjani z meritvami na preizkušancu. Predlagane in razložene so izboljšave modela. Glede na rezultate analize nelinearnega odziva je podan komentar projektiranja iz prvega dela.

## **BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT**

<b>UDC:</b>	<b>62-112.6:550.34(043.2)</b>
<b>Author:</b>	<b>Blaž Zoubek</b>
<b>Supervisor:</b>	<b>Assoc. Prof. Tatjana Isaković, Ph.D.</b>
<b>Cosupervisor:</b>	<b>Prof. Matej Fischinger, Ph.D.</b>
<b>Title:</b>	<b>Projektiranje in nelinearni odziv AB montažne stavbe pri potresnem vplivu</b>
<b>Scope and tools:</b>	<b>150 p., 51 tab., 151 fig., 65 eq., 1 ann.</b>
<b>Keywords:</b>	<b>multistorey RC precast systems, design, SIST EN:1998-1-1: 2005, pseudo dynamic testing, nonlinear analysis, connections</b>

### **Abstract:**

This undergraduate thesis is incorporated in european research project (SAFECAST) in the field of multistorey precast reinforced concrete structures. Thesis deals with structural systems of cantilever columns with hinged beams and frames with fully fixed connections. The work is based on a pseudo dynamic testing of a tree-storey non-scaled building, performed in The European Laboratory for Structural Assessment (ELSA) in Ispra in Italy. It is divided into two parts. First one deals with the design of both structural systems mentioned above, as demanded by Eurocode 8. Some methods and procedures given by the standard are presented and commented. Afterwards also some findings, which could be incorporated in future editions of regulations, are given. The second part deals with modelling of described structures. The results of analysis are compared to recorded measurnigs during tests. Some changes in modelling are then proposed. Considering the results of nonlinear analysis, comments of design from the first part are given.

## **ZAHVALA**

Za pomoč in podporo pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorici izr. prof. dr. Tatjani Isaković in somentorju prof. dr. Mateju Fischingerju. Prav tako se za nesebično strokovno pomoč zahvaljujem asist. dr. Mihi Kramarju.

## KAZALO VSEBINE

<b>UVOD</b> .....	<b>1</b>
<b>DEL I: Projektiranje večetažne montažne stavbe po Evrokodu 8</b> .....	<b>8</b>
<b>1 UVOD</b> .....	<b>8</b>
<b>2 ZASNOVA</b> .....	<b>10</b>
<b>3 MATERIALI</b> .....	<b>17</b>
<b>4 VPLIVI</b> .....	<b>18</b>
4.1 Gravitacijski vplivi.....	18
4.2 Seizmični vplivi.....	20
4.3 Faktor obnašanja .....	20
<b>5 ANALIZA</b> .....	<b>23</b>
5.1 Sistem členkasto povezanih konzolnih stebrov.....	23
5.1.1 Rezultati modalne analize .....	24
5.1.2 Dimenzioniranje stebrov .....	28
5.1.3 Povzetek .....	44
5.2 Momentni okvir.....	45
5.2.1 Rezultati modalne analize .....	47
5.2.2 Dimenzioniranje gred .....	49
5.2.3 Dimenzioniranje stebrov .....	55
5.2.4 Povzetek .....	63
<b>6 ZAKLJUČEK</b> .....	<b>65</b>
<b>DEL II: Modeliranje neeleastičnega odziva</b> .....	<b>67</b>
<b>1 UVOD</b> .....	<b>67</b>
<b>2 NUMERIČNI MODELI, KI SO UPORABLJENI ZA NELINEARNO DINAMIČNO ANALIZO OBRAVNAVANIH STAVB</b> .....	<b>69</b>
2.1 Modeli stebrov in gred .....	69
2.1.1 Ovojnice histereznihih zank .....	71
2.1.2 Geometrijske karakteristike prerezov in osne sile.....	75
2.1.3 Materiali .....	78
2.2 Numerični model stikov stebrov in gred.....	81

<b>3</b>	<b>POTRESNI ODZIV TRIETAŽNE MONTAŽNE STAVBE Z MOZNIČNIMI STIKI .....</b>	<b>84</b>
3.1	Obtežba .....	84
3.2	Nelinearna dinamična analiza izhodiščnega modela .....	85
3.2.1	Pomiki .....	85
3.2.2	Histereze (moment-ukrivljenost) .....	87
3.3	Nelinearna dinamična analiza korigiranega modela .....	90
3.3.1	Pomiki .....	90
3.3.2	Histereze (relativni pomik etaže, sila na dnu etaže) .....	91
	Slika II-3.21: Primerjava poteka sile ob vpetju .....	93
3.3.3	Histereze (moment-ukrivljenost) .....	93
<b>4</b>	<b>POTRESNI ODZIV TRIETAŽNE MONTAŽNE STAVBE Z INOVATIVNIMI STIKI....</b>	<b>96</b>
4.1	Obtežba .....	96
4.2	Nelinearna dinamična analiza izhodiščnega modela .....	96
4.2.1	Pomiki (PGA=0,30g) .....	96
4.2.2	Histereze (relativni pomik etaže-sila na dnu etaže, PGA=0,30g) .....	97
4.2.3	Histereze (moment-ukrivljenost, PGA=0,30g) .....	99
4.2.4	Pomiki (PGA=0,45g) .....	101
4.2.5	Histereze (relativni pomik etaže-sila na dnu etaže, PGA=0,45g) .....	102
4.2.6	Histereze (moment-ukrivljenost, PGA=0,45g) .....	103
4.3	Nelinearna dinamična analiza korigiranega modela .....	105
4.3.1	Pomiki (PGA=0,30g) .....	105
4.3.2	Histereze (relativni pomik etaže-sila na dnu etaže, PGA=0,30g) .....	106
4.3.3	Histereze (moment-ukrivljenost, PGA=0,30g) .....	108
4.3.4	Pomiki (PGA=0,45g) .....	110
4.3.5	Histereze (relativni pomik etaže- sila na dnu etaže, PGA=0,45g) .....	111
4.3.6	Histereze (moment-ukrivljenost, PGA=0,45g) .....	112
4.4	Ciklična analiza .....	114
<b>5</b>	<b>ZAKLJUČEK .....</b>	<b>115</b>
	<b>ZAKLJUČEK .....</b>	<b>117</b>
	<b>VIRI .....</b>	<b>120</b>

## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica I-5.1: Deleži sodelujočih mas.....	24
Preglednica I-5.2: Skupna sila in moment ob vpetju.....	25
Preglednica I-5.2: Vpliv teorije drugega reda .....	26
Preglednica I-5.3: Kontrola etažnih pomikov za omejitev poškodb.....	27
Preglednica I-5.4: Kontrola etažnih pomikov za omejitev poškodb (izbrani stebri 60x60cm) .....	28
Preglednica I-5.5: Obremenitve stebrov ob vpetju povečane za vpliv TDR .....	29
Preglednica I-5.6: Deleži sodelujočih mas .....	32
Preglednica I-5.7: Deleži sodelujočih mas pri nesimetričnem izmiku mas iz masnega središča .....	33
Preglednica I-5.8: Skupni sili in momenti ob vpetju .....	33
Preglednica I-5.9: Obremenitve stebrov ob vpetju povečane za vpliv TDR (upoštevani je vpliv slučajne ekscentričnosti).....	34
Preglednica I-5.10: Obremenitve stebrov ob vpetju povečane za vpliv TDR (vpliv slučajne ekscentričnosti ni upoštevan). .....	34
Preglednica I-5.11: Strižna obremenitev stebra po višini iz analize .....	39
Preglednica I-5.12: Izbrana strižna armatura.....	40
Preglednica I-5.13: Kontrola mehanskega deleža stremen za objetje .....	42
Preglednica I-5.14: Izračunana armatura in dejanska izbrana armatura .....	44
Preglednica I-5.15: Deleži sodelujočih mas .....	47
Preglednica I-5.16: Skupna sila in moment ob vpetju .....	48
Preglednica I-5.17: Vpliv TDR.....	48
Preglednica I-5.18: Kontrola etažnih pomikov za omejitev poškodb .....	49
Preglednica I-5.19(a): Obremenitev, izbrana vzdolžna armatura, stopnja armiranja ter nosilnost gred.....	53
Preglednica I-5.19(b): Obremenitev, izbrana vzdolžna armatura, stopnja armiranja ter nosilnost gred (brez upoštevanja pogoja o minimalni vzdolžni armaturi ob vozliščih gred).....	54
Preglednica I-5.20: Strižna obremenitev v gredi.....	54
Preglednica I-5.21: Strižna nosilnost betona in izbrana strižna armatura.....	54
Preglednica I-5.22: Obremenitev stebrov po metodi nosilnosti in iz ovojnice vseh obtežnih kombinacij ter izbira potrebnega strižnega armiranja.....	62
Preglednica I-5.23: Kontrola mehanskega deleža stremen za objetje .....	63
Preglednica I-5.24: Izbrana armatura stebrov .....	63



Preglednica I-5.25: Izbrana armatura grede T001.....	64
Preglednica II-2.1: Karakteristične točke za ovojnice stebrov 1. etaže .....	71
Preglednica II-2.2: Karakteristične točke za ovojnice stebrov 2. etaže .....	72
Preglednica II-2.3: Karakteristične točke za ovojnice stebrov 3. etaže .....	73
Preglednica II-2.4: Karakteristične točke za ovojnice stebrov 1. etaže .....	74
Preglednica II-2.5: Karakteristične točke za ovojnice gred pri pozitivni obremenitvi.....	75
Preglednica II-2.6: Karakteristične točke za ovojnice gred pri negativni obremenitvi.....	75
Preglednica II-2.7: Armatura v stebrih.....	76
Preglednica: II-2.8: Osne sile v stebrih.....	76
Preglednica II-2.11: Armatura v gredah .....	78
Preglednica II-2.12: Karakteristike objetega betona.....	81
Preglednica A.1.1: Primerjava rezultatov "peš" računa in rezultatov iz programa SAP2000.....	4
Preglednica A.2.1: Deleži sodelujočih mas (varianta 1).....	5
Preglednica A.2.2: Skupna sila in moment ob vpetju (varianta 1).....	6
Preglednica A.2.3: Nihajne oblike (varianta 1).....	6
Preglednica A.2.4: Deleži sodelujočih mas (varianta 2).....	7
Preglednica A.2.5: Skupna sila in moment ob vpetju (varianta 2).....	8
Preglednica A.2.6: Nihajne oblike (varianta 2).....	8
Preglednica A.2.7: Deleži sodelujočih mas (varianta 3).....	9
Preglednica A.2.8: Skupna sila in moment ob vpetju (varianta 3).....	10
Preglednica A.2.9: Nihajne oblike (varianta 3).....	10
Preglednica A.2.10: Deleži sodelujočih mas (varianta 4).....	11
Preglednica A.2.11: Skupna sila in moment ob vpetju (varianta 4).....	12
Preglednica A.2.12: Nihajne oblike (varianta 4).....	12

## KAZALO SLIK

Slika 1: Dober montažni konstrukcijski sistem.....	1
Slika 1: Gradbišče trgovskega centra in podzemnih garaž v Stožicah .....	2
Slika 2: Preizkušana trietažna montažna stavba .....	4
Slika 3: Shema konstrukcijskega sistema obravnavane trietažne montažne stavbe.....	5
Slika 4: Sistem za povezavo armature grede in stebra pri montažnih objektih .....	7
Slika I-2.1: Horizontalni prerez stebrov na višini 0,5m .....	11
Slika I-2.2: Prerez A.....	11
Slika I-2.3: Prerez B.....	12
Slika I-2.4: Vzдолžni in prečni prerez stebra .....	12
Slika I-2.5: Prečni prerez nosilca.....	13
Slika I-2.6: Tloris nosilca.....	13
Slika I-2.7: Prečni prerez plošče v 1. in 3. nadstropju.....	14
Slika I-2.8: Prerez robne plošče v 1. in 3. nadstropju.....	14
Slika I-2.9: Tloris plošče v 1. in 3. nadstropju .....	14
Slika I-2.10: Prečni prerez $\pi$ plošče v 2. nadstropju.....	15
Slika I-2.11: Prečni prerez robne $\pi$ plošče v 2. nadstropju .....	15
Slika I-2.12: Tloris $\pi$ plošče .....	16
Slika I-4.1: Projektni in elastični spekter po EC 8 ( $q=3,0$ ; tip tal B; $a_g=0,25g$ ) .....	21
Slika I-4.2: Projektni in elastični spekter po EC8 ( $q=3,9$ ; tip tal B; $a_g=0,25g$ ) .....	22
Slika I-5.1: Model stebra v programu SAP 2000 .....	23
Slika I-5.2: Pozicije stebrov .....	28
Slika I-5.3: Izbrani prerez.....	29
Slika I-5.4: Interakcijski diagram za dane obremenitve z upoštevanjem kombinacije pravokotnih vodoravnih komponent potresnega vpliva predlaganih v EC8 pri izbrani armaturi $8\Phi 20$ .....	30
Slika I-5.6: Prostorski model z izmikom mas .....	31
Slika I-5.7: Interakcijski diagrami za izbrano armaturo v stebru $8\Phi 20$ .....	35
Slika I-5.8: Vpliv višjih nihajnih oblik na prečne sile .....	37
Slika I-5.9: Predpostavljen potek momentov pri računu $V_{CD,1}$ (a), $V_{CD,2}$ (b), $V_{CD,3}$ (c).....	38
Slika I-5.10: Končni izbrani prerez.....	43
Slika I-5.11: Pozicije stebrov .....	46
Slika I-5.12: Prerez okvirja A .....	46
Slika I-5.13: Model obravnavanega okvirja v programu SAP2000.....	47
Slika I-5.14: Obremenitev grede T001 .....	49

Slika I-5.15: Obremenitev grede T002 .....	49
Slika I-5.16: Obremenitev grede T003 .....	49
Slika I-5.17: Geometrija prereza grede.....	50
Slika I-5.18: Izbran prerez v polju grede T001 .....	50
Slika I-5.19: Kontrola upogibne nosilnosti za dano obremenitev v polju grede T001 .....	51
Slika I-5-21: Kontrola upogibne nosilnosti za dano obremenitev grede ob vozliščih T001.....	51
Slika I-5.20: Izbrani prerez grede T001 .....	51
Slika I-5.22: Nosilnost grede T001 ob vozliščih.....	51
Slika I-5.23: Izbrani prerez stebra.....	56
Slika I-5.24: Interakcijski diagram z obremenitvijo za zunanji steber (P1002).....	56
Slika I-5.25: Notranje sile ob plastifikaciji vseh elementov v vozlišču za smer potresa +X .....	58
Slika I-5.26: Notranje sile ob plastifikaciji vseh elementov v vozlišču za smer potresa -X.....	58
Slika I-5.27: Notranje sile ob plastifikaciji vseh elementov v vozlišču za smer potresa -X.....	59
Slika I-5.28: Notranje sile ob plastifikaciji vseh elementov v vozlišču za smer potresa -X in za armaturo 8Φ25 .....	59
Slika I-5.25(b): Notranje sile ob plastifikaciji vseh elementov v vozlišču za smer potresa X .....	60
Slika I-5.26(b): Notranje sile ob plastifikaciji vseh elementov v vozlišču za smer potresa -X.....	60
Slika I-5.27(b): Notranje sile ob plastifikaciji vseh elementov v vozlišču za smer potresa -X.....	61
Slika I-5.29:Končni izbrani prerez.....	64
Slika II-2.1: Razdelitev betonskega prereza na lamele-vlakna.....	69
Slika II-2.3: Tipična zveza moment ukrivljenost.....	69
Slika II-2.4: Idealizacija diagrama moment ukrivljenost .....	70
Slika II-2.5: Idealiziran diagram moment-ukrivljenost za 1. etažo.....	71
Slika II-2.6: Idealiziran diagram moment-ukrivljenost za 2. etažo.....	72
Slika II-2.7: Idealiziran diagram moment-ukrivljenost za 3. etažo.....	73
Slika II-2.8: Idealiziran diagram moment-ukrivljenost za 1. etažo.....	74
Slika II-2.9: Idealiziran diagram moment-ukrivljenost za grede v vseh treh etažah .....	75
Slika II-2.10: Pozicije stebrov v prvi etaži .....	77
Slika II-2.11: Pozicije stebrov v drugi etaži .....	77

Slika II-2.12: Pozicije stebrov v tretji etaži.....	78
Slika II-2.13: Uporabljen diagram napetost deformacija.....	79
Slika II-2.14: Objeto betonsko jedro-opis oznak.....	80
Slika II-2.15: Odnos moment-ukrivljenost v stikih med gredami in stebri.....	81
Slika II-2.16: Diagram moment-ukrivljenost, ki pripada vozliščem gred v 1. etaži.....	82
Slika II-2.17: Diagram moment-ukrivljenost, ki pripada vozliščem gred v 2. etaži.....	82
Slika II-2.18: Diagram moment-ukrivljenost, ki pripada vozliščem gred v 3.etaži.....	83
Slika II-3.1: Modificiran (in normiran na maksimalni pospešek tal 1,0g) akcelerogram potresa Tolmezzo (1978).....	84
Slika II-3.2: Elastični spekter po EC8 ter spekter uporabljenega akcelerograma.....	84
Slika II-3.3: Primerjava pomikov v 1. etaži.....	85
Slika II-3.4: Primerjava pomikov v 2. etaži.....	85
Slika II-3.5: Primerjava pomikov v 3. etaži.....	85
Slika II-3.6: Primerjava histerez (relativni pomik prve etaže-sila ob vpetju) .....	86
Slika II-3.7: Primerjava histerez (relativni pomik-sila na dnu druge etaže).....	86
Slika II-3.8: Primerjava histerez (relativni pomik-sila na dnu vrhnje etaže).....	87
Slika II-3.9: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1001.....	87
Slika II-3.10: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1003.....	88
Slika II-3.11: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1011.....	88
Slika II-3.12: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1013.....	88
Slika II-3.13: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1021.....	89
Slika II-3.14: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1023 .....	89
Slika II-3.15: Primerjava pomikov v 1. etaži.....	90
Slika II-3.16: Primerjava pomikov v 2. etaži.....	90
Slika II-3.17: Primerjava pomikov v 3. etaži.....	90
Slika II-3.18: Upogibni moment v stiku nad vogalnimi stebri v 1. etaži (P1003) .....	91
Slika II-3.19: Primerjava histerez (relativni pomik prve etaže-sila ob vpetju).....	91
Slika II-3.20: Primerjava histerez (relativni pomik-sila na dnu druge etaže) .....	92
Slika II-3.21: Primerjava histerez (relativni pomik-sila na dnu vrhnje etaže).....	92
Slika II-3.22: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1001.....	93
Slika II-3.23: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1003.....	94
Slika II-3.24: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1011.....	94
Slika II-3.25: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1013.....	94
Slika II-3.26: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1021.....	95
Slika II-3.27: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1023.....	95
Slika II-4.1: Primerjava pomikov v 1. etaži.....	96

Slika II-4.4: Primerjava pomikov v 1. etaži .....	96
Slika II-4.3: Primerjava pomikov v 1. etaži .....	97
Slika II-4.4: Primerjava histerez (relativni pomik prve etaže-sila ob vpetju).....	97
Slika II-4.5: Primerjava histerez (relativni pomik-sila na dnu druge etaže) .....	98
Slika II-4.6: Primerjava histerez (relativni pomik-sila na dnu vrhnje etaže).....	98
Slika II-4.7: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1001.....	99
Slika II-4.8: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1003.....	99
Slika II-4.9: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1011.....	99
Slika II-4.11: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1013.....	100
Slika II-4.12: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1021.....	100
Slika II-4.13: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1023.....	100
Slika II-4.14: Primerjava pomikov v 1. etaži .....	101
Slika II-4.15: Primerjava pomikov v 2. etaži .....	101
Slika II-4.16:Primerjava pomikov v 3. etaži .....	101
Slika II-4.17: Primerjava histerez (relativni pomik prve etaže-sila ob vpetju).....	102
Slika II-4.18: Primerjava histerez (relativni pomik-sila na dnu druge etaže).....	102
Slika II-4.19: Primerjava histerez(relativni pomik-sila na dnu vrhnje etaže) .....	103
Slika II-4.20: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1001.....	103
Slika II-4.21: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1003.....	103
Slika II-4.22: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1011.....	104
Slika II-4.23: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1013.....	104
Slika II-4.24: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1021.....	104
Slika II-4.25: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1023.....	105
Slika II-4.26: Primerjava pomikov v 1. etaži .....	105
Slika II-4.27: Primerjava pomikov v 2. etaži .....	105
Slika II-4.28: Primerjava pomikov v 3. etaži .....	106
Slika II-4.29: Primerjava histerez (relativni pomik prve etaže-sila ob vpetju).....	106
Slika II-4.30: Primerjava histerez (relativni pomik-sila na dnu druge etaže).....	106
Slika II-4.31: Primerjava histerez(relativni pomik-sila na dnu vrhnje etaže) .....	107
Slika II-4.32: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1001.....	108
Slika II-4.33: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1003.....	108
Slika II-4.34: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1011.....	108
Slika II-4.35: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1013.....	109
Slika II-4.36: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1021.....	109
Slika II-4.37: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1023.....	109
Slika II-4.38: Primerjava pomikov v 1. etaži .....	110

Slika II-4.39: Primerjava pomikov v 2. etaži.....	110
Slika II-4.40: Primerjava pomikov v 3. etaži.....	110
Slika II-4.41: Primerjava histerez (relativni pomik prve etaže-sila ob vpetju).....	111
Slika II-4.42: Primerjava histerez (relativni pomik-sila na dnu druge etaže) .....	111
Slika II-4.43: Primerjava histerez(relativni pomik-sila na dnu vrhnje etaže).....	111
Slika II-4.44: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1001.....	112
Slika II-4.45: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1003.....	112
Slika II-4.46: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1011.....	112
Slika II-4.47: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1013.....	113
Slika II-4.48: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1021.....	113
Slika II-4.49: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1023.....	113
Slika II-4.50: Histereza sila-pomik na nivoju 1. etaže (predpostavljeni togi stiki).....	114
Slika II-4.51: Histereza sila-pomik na nivoju 1. etaže (uporaba brezdim. elementa) .....	114
Slika A.2.1: Model z dejansko razporeditvijo mas.....	5
Slika A.2.2: Model z enakimi masami v vseh treh etažah .....	7
Slika A.2.3: Model z bolj porazdeljeno maso po višini konstrukcije .....	9
Slika A.2.4: Model z bolj porazdeljeno maso po višini konstrukcije .....	11

**SEZNAM PRILOG**

<b>PRILOGA A: Kontrola rezultatov modalne analize in primerjava z rezultati metode z ekvivalentnimi vodoravnimi silami.....</b>	<b>A1</b>
A.1 Kontrola rezultatov modalne analize.....	A1
A.2 Primerjava rezultatov modalne analize in metode z ekvivalentnimi vodoravnimi silami .....	A5

## UVOD

V Evropi zgradimo okoli 50 milijonov kvadratnih metrov montažnih industrijskih objektov (Slika 1) na leto.



**Slika 1: Dober montažni konstrukcijski sistem gradbenega podjetja Primorje, ki je bil uporabljen na gradbišču v Stožicah v Ljubljani**

V takšnih zgradbah tako deluje velik del industrije, proizvodnje in storitvenih dejavnosti. V zadnjem času pa se takšni montažni objekti vse več uporabljajo tudi za stavbe, kjer se zbira veliko število ljudi – npr. za trgovske centre (Slika 1 in 2). V primeru morebitne neustrezne gradnje, bi zato lahko močan potres povzročil številne žrtve ter veliko neposredno in posredno gospodarsko škodo.





**Slika 1: Gradbišče trgovskega centra in podzemnih garaž v Stožičah**  
(za sliko se zahvaljujemo gradbenemu podjetju Primorje iz Ajdovščine)

Kljub pomembnosti problematike pa je bil odziv takšnih sistemov na močno potresno obtežbo še do nedavnega precej neraziskan. Ta odziv je namreč zelo zapleten. Vzrok za to je predvsem v kompleksnem nelinearnem obnašanju stikov med montažnimi elementi, ki ga določajo numerično težko obvladljivi pojavi, kot so drobljenje betona okoli veznih elementov, zdrs sidr in trenje. Še samo obnašanje značilnih elementov sistema, kot so na primer visoki in vitki (večetažni) konzolni stebri ni dovolj raziskano. Tako kljub pogostosti tega konstrukcijskega sistema zanj nimamo zanesljivih ocen potresnega tveganja. Celotni postopki projektiranja, ki bi dovolj popolno upoštevali posebnosti tega sistema še vedno niso razviti, predpisi-celo najnovejši kot je Evrokod (SIST EN-1998-1-1:5.11)-pa so nejasni in izhajajo predvsem iz principov, ki so bili razviti za monolitne stavbe. Tako so projektanti prisiljeni projektirati na podlagi inženirskega občutka in splošnih principov za monolitne stavbe. Pričakuje se, da so te rešitve vseeno pogosto dobre, vendar pa nimajo potrebne verifikacije in podpore v predpisih.

Zavedanje o pomankljivem znanju in nekatere slabe izkušnje iz preteklosti (npr. v Armeniji, kjer so se stotine večetažnih montažnih stavb dobesedno sesule (Fardis, 1995) pa so v preteklosti pogosto vodile do (pretirano) konzervativnih rešitev. Primer takšnega pristopa najdemo v predstandardu Evrokod 8 (SIST, 2000), ki je značilne industrijske armiranobetonske objekte uvrstil v sistem obrnjenega nihala (z minimalno dovoljeno redukcijo potresnih sil do največ 2). Neustrezna raziskanost tematike je bila vidna tudi iz tega, da je bilo projektiranje montažnih armiranobetonskih objektov (nepopolno)

obravnavano le v neobveznem dodatku. Pa še ta je bil zelo splošen in ni posebej obravnaval sistema konzolnih stebrov, ki je zelo značilen za montažne industrijske objekte.

Takšno stanje je močno ogrozilo konkurenčnost in obstoj velikega segmenta gradbene industrije v Evropi. Zato je v zadnjem desetletju vzpodbudilo intenzivne raziskave potresne odpornosti in varnosti takšnih montažnih sistemov (Kramar, 2008). V projektih ECOLEADER (European Consortium of Laboratories of Earthquake Dynamic Experimental Research) in PRECAST – Seismic Behaviour of Precast Concrete structures with Respect to Eurocode 8-Conormative Reserch (Obnašanje montažnih betonskih konstrukcij pri potresnem vplivu-raziskave v podporo Evrokodu 8) je sodelovala tudi raziskovalna skupina iz Ljubljane, v okviru katere je nastalo tudi to diplomsko delo. Kljub obsežnosti in velikosti eksperimentalnih in numeričnih raziskav brez primere v preteklosti, pa so bile te še vedno omejene z vrsto predpostavk. Obravnavan je bil le sistem konzolnih stebrov, ki jih povezujejo z mozniki členkasto pritrjene grede in vezi. Za spoj z moznikom je bilo predpostavljeno, da je dovolj močan, da lahko brez večjih poškodb prenese največje možne obremenitve, ki izhajajo iz polno izkoriščene dejanske nosilnosti stikujočih se elementov. Poleg te ključne predpostavke so bile raziskave omejene pretežno le na enoetažne objekte. Ob teh predpostavkah je bilo pokazano, da sistem omogoča solidno sipanje potresne energije in da je potresno tveganje sprejemljivo. Nerešeni pa so ostali trije ključni problemi:

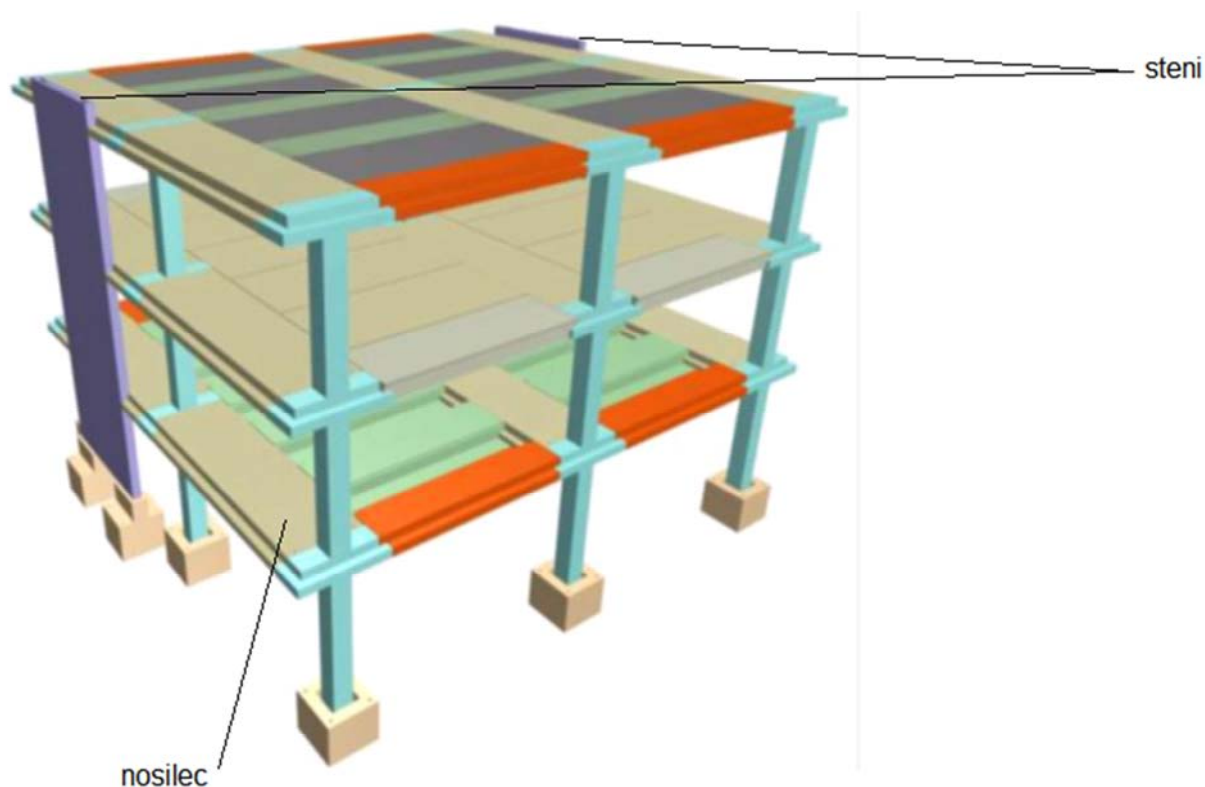
- Predpostavka o dovolj (neomejeno) močnih stikih gotovo ni vedno izpoljena, predvsem pa je odvisna od konkretnega sistema in konkretnih tehnoloških rešitev.
- Trg vsepogosteje zahteva gradnjo večetažnih objektov. Problematika potresnega odziva in celo vsakdanjega projektiranja zelo visokih večetažnih vitkih stebrov pa še ni dovolj raziskana in rešena.
- Že pri enoetažnih konzolnih stebrih se je pokazalo, da je za projektiranje praviloma kritično mejno stanje deformacij in ne toliko mejno stanje nosilnosti, ki je povezano z opredelitvijo redukcijskega faktorja za potresne sile (faktorja obnašanja »q«). Prehod na večetažne objekte pa ta kriterij še močno zaostre in lahko vodi do zelo velikih zahtevanih dimenzij stebrov. Pri zelo velikih pomikih (preko 5% višine objekta) ostaja nerešeno tudi vprašanje obnašanja fasadnih elementov, njihovih pritrditvev in interakcije z nosilno konstrukcijo.

Navedenim vprašanjem in problemom se posveča nov evropski projekt SAFECAST – Performance of Innovative Mechanical Connections in Precast Structures under Seismic Conditions (Obnašanje inovativnih mehanskih spojev v montažnih konstrukcijah stavb pri potresnem vplivu). Kot je razvidno iz naslova, je tu raziskovano in upoštevano dejansko (nelinearno) obnašanje stikov. Obravnavani so tako klasični členkasti stiki z mozniki, kot tudi inovativni stiki, ki omogočajo monolitizacijo povezave in s tem zmanjšanje kritične fleksibilnosti sistema.

Med številnimi raziskavami je osrednja in najbolj pomembna psevdodinamična preiskava velike trietažne stavbe v naravnem merilu (Slika 3).



**Slika 2: Preizkušana trietažna montažna stavba, ki se v naravnem merilu psevdodinamično preizkuša v evropskem laboratoriju za preizkušanje konstrukcij ELSA v Ispri v Italiji.**



**Slika 3: Shema konstrukcijskega sistema obravnavane trietažne montažne stavbe**

V okviru te preiskave so bili pseudodinamično preizkušeni štiri različni konstrukcijski sistemi večetažnega montažnega objekta z različno izvedenimi stiki in različno podajnostjo.

1.) *Prefabricirani mešani sistem ekvivalenten stenastemu.* Sistemu konzolnih stebrov sta bili dodani dve steni (glej npr. Sliko 4). Namen tega preizkusa je bil predvsem študij podajnosti različnih medetažnih plošč (konstrukcij) v njihovi ravnini (oz. ovrednotenje upravičenosti predpostavke o togosti plošč v njihovi ravnini). Inercijske sile so se z bati vnašale na sredini razponov (kar je skladno z dejansko razporeditvijo mas in inercijskih sil). Tako se je srednja linija stebrov (brez stene) zaradi podajnosti plošč deformirala bolj, kot fasadni liniji s stenama. Tako so bili obremenjeni tudi stiki med posameznimi stropnimi ploščami in predvsem stiki med ploščami in stenami. Odpornost te stavbe sta določali predvsem steni. Potresna energija se je sipala preko duktilnega obnašanja sten.

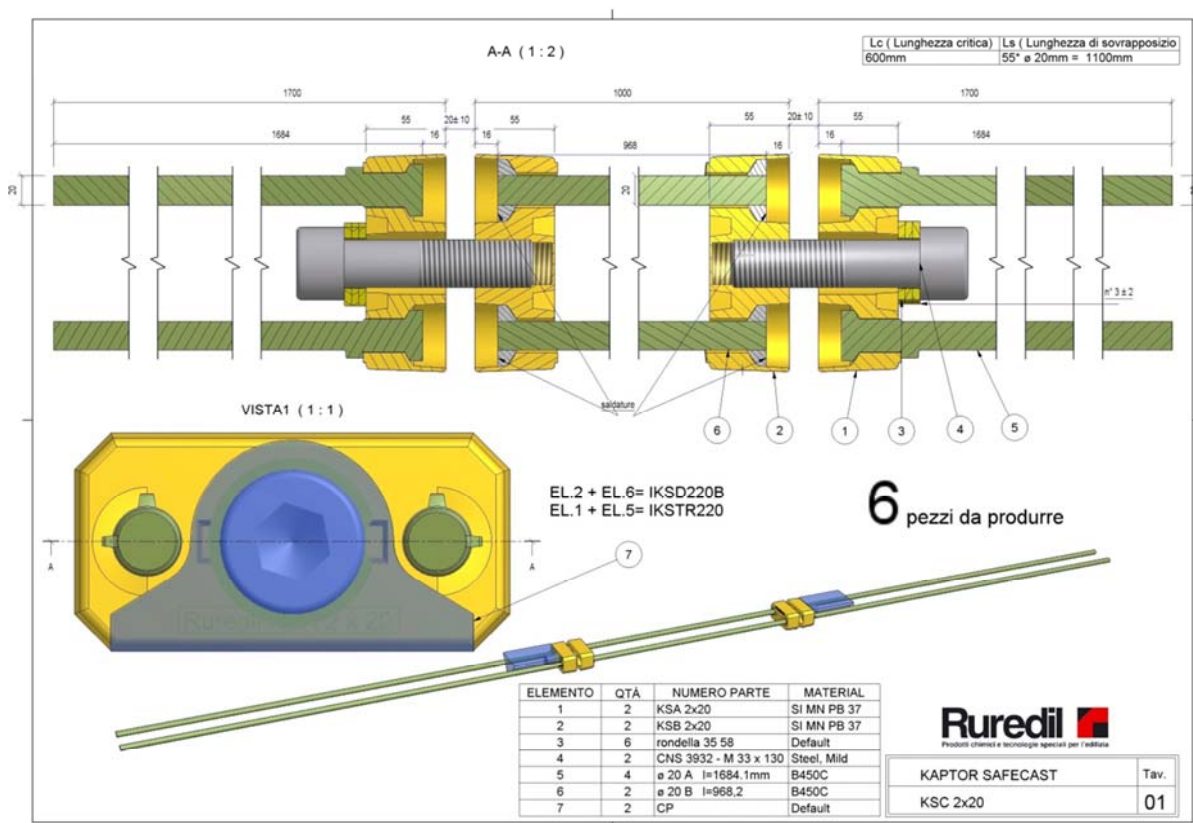
2.) *Okvirni sistem s členkastimi stiki med gredami in stebri (sistem konzolnih stebrov).* V naslednji fazi so steni ločili od konstrukcije tako, da je odpornost na vodoravno obtežbo zagotavljal le sistem povezanih konzolnih stebrov. To je najpogostejši montažni konstrukcijski sistem, ki se trenutno uporablja v Evropi. Kot smo že omenili, bistveni problem tega sistema je v njegovi veliki podajnosti, ki določa kritične projektne zahteve. Poleg tega pri temu sistemu še vedno ni rešena vrsta temeljnih problemov v vsakdanjem projektiranju (predpisih), kot so vpliv višjih nihajnih oblik na prečne sile in s tem povezan postopek načrtovanja strižne nosilnosti ter način upoštevanja teorije drugega reda.

Preizkusi na tem sistemu so bili torej namenjeni študiju teh problemov, kot tudi študiju načina disipacije potresne energije in s tem povezanim faktorjem obnašanja »q«.

3.) *Okvirni sistem s členkastimi stiki v nižjih etažah in togimi stiki v zgornji etaži.* Preveliko podajnost sistema iz točke 2 je možno omejiti z izvedbo momentno odpornih stikov. Togost (oz. bolje rečeno delna togost) povezave se je dosegla z montažno povezavo armature grede in stebra ter z zalitjem spoja z injekcijsko maso. Slika 5 prikazuje eno vrsto takšnega stika armature. V sistemu konzol iz točke 2 ti stiki niso bili pričvrščeni. V tretji varianti konstrukcijskega sistema pa so monolitizirali stike gred in stebrov (samo) v vrhni etaži. Takšna rešitev je praktično lažje izvedljiva od monolitizacije vseh stikov, lahko pa bi dovolj povečala togost sistema.

4.) *Momentni okvir s togimi stiki v vseh etažah.* Preizkus tega sistema je potekal prav v času pisanja te diplomske naloge. Takšna konstrukcija je pričakovano najbolj toga. Temeljni namen raziskave je bil preveritev dejanske stopnje monolitizacije konstrukcije ter analiza obnašanja montažnih sistemov pri potresni obtežbi

Konstrukcijski sistemi od 1 do 3 so bili preizkušeni pri zmernem ( $a_{gmax} = 0,15g$ ) in pri projektnem pospešku temeljnih tal ( $a_{gmax} = 0,30g$ ; to je  $0,25g$  na tleh tipa B po EC8). To je narekovala zahteva, da se konstrukcija (predvsem stebri) v prvih fazah preizkušanja ne poškodujejo preveč. Žal pa zato nismo dobili informacije o delovanju sistema in stikov v primeru močne plastifikacije. Zato je bil na koncu preizkušen monolitiziran sistem preizkušen tudi pri zelo močnih obremenitvah. Najprej pseudodinamično s pospeškom  $a_{gmax} = 0,45g$  (50% več od projektnega), nato pa še ciklično dokler ni dosežena večja plastifikacija in začetek večjega upada nosilnosti (pri zelo velikih pomikih skoraj pol metra na vrhu konstrukcije, kar predstavlja 5% povprečno rotacijo konstrukcije).



**Slika 4: Sistem za povezavo armature grede in stebra pri montažnih objektih proizvajalca Ruedil**

To diplomsko delo je vpeto v raziskave SAFECAST. Obravnava konstrukcijski sistem konzolnih stebrov (točka 2) in monolitiziran sistem (točka 4). Delo je razdeljeno na dva tematska sklopa:

- Del I: Projektiranje večetažne montažne stavbe po Evrokodu 8
- Del II: Modeliranje neelastičnega odziva

V delu I smo ločeno dimenzionirali oba obravnavana konstrukcijska sistema. Rezultate smo primerjali z dimenzijami in dejansko izvedeno armaturo v preizkušancu. Komentirali smo manjše razlike. Predvsem smo analizirali več še vedno nerešenih problemov v projektiranju montažnih stavb z uporabo Evrokoda 8 (npr. zagotavljanje strižne odpornosti večetažnih konzolnih stebrov z metodo načrtovanja nosilnosti).

V delu II smo se ob omejitvah, ki jih določata nivo in obseg diplomskih del, posvetili nelinearni dinamični analizi: a) okvirnega sistema členkasto povezanih konzolnih stebrov, b) okvirnega sistema s togimi stiki. Pri analizi b) smo predpostavili, da so stiki gred in stebrov močni. Razlike z dejanskim obnašanjem smo komentirali in ugotovili, kaj je te razlike povzročilo. Potem smo našli spremembe modela, ki bi bile potrebne, da bi se te razlike zmanjšale. Pri vseh računih smo tudi zanemarili zgodovino (manjših) poškodb v prejšnjih preizkusih.

## DEL I: Projektiranje večetažne montažne stavbe po Evrokodu 8

### 1 UVOD

V tem poglavju smo prikazali dimenzioniranje trietažne armiranobetonske montažne stavbe v skladu s standardom SIST EN 1998 2005 (in SIST EN 1992 2005). Obravnavali smo dve varianti konstrukcijskega sistema (sistem konzolnih stebrov s členkastimi stiki med gredami in stebri ter sistem s togimi momentno odpornimi stiki med gredami in stebri). Obe konstrukciji sta opisani v uvodnem delu diplomske naloge.

Do nedavnega je bila obravnava montažnih armirano betonskih konstrukcij na področju potresne odpornosti v standardih šibka. Jugoslovanski standard JUS je bil v tem smislu dokaj dober, vendar pa je zahteval kompliciran numerični račun in dodatno eksperimentalno delo, kar pa se v praksi ni obneslo in se zato ni dosledno izvajal. Zgodnja verzija standarda EC8 (CEN, 1994) montažnim objektom ni posvečala velike pozornosti. Obravnavani so bili le površno v dodatku z neobveznimi določili. To je bila predvsem posledica pomankanja znanja. Nasveti, ki jih najdemo v dodatku omenjene verzije, podajajo slabo opredeljene in konzervativne koeficiente za račun potresnih sil. Predvsem zadnje (konzervativnost) pa pomeni večje računске potresne sile in s tem morebitno neupravičeno nekonkurenčnost takih objektov v primerjavi z monolitnimi izvedbami ter jeklenimi montažnimi izvedbami.

Zato je v končni verziji EC8 upoštevano, da imajo montažne hale podobno sposobnost disipacije potresne energije kot monolitne izvedbe. Poenostavljeno to pomeni podobno vrednost faktorja redukcije potresnih sil  $q$ . Za zagotovitev takšnega obnašanja pa je potrebno izpolniti dodatne kriterije, predvsem glede stikov med konstrukcijskimi elementi. Faktor obnašanja je močno odvisen od konstrukcijskega sistema (definicije različnih sistemov so podane v členu 5.2.2.1 Evrokoda 8). Za monolitne objekte je njegova izbira relativno enostavna, kar pa ne velja za montažne objekte. Za ilustracijo se lahko osredotočimo na del, ki se nanaša na enoetažne montažne objekte: »Enoetažni okvir, ki imajo vrhove povezane vzdolž obeh glavnih smeri stavbe in pri katerih v nobenem stebru normirana osna sila  $v_d$  ne presega 0,3, ne sodijo v kategorijo »sistema obrnjenega nihala«. To naj bi posredno pomenilo, da se lahko sistem projektira kot okvir (vendar to ni eksplicitno zapisano). Na drugi strani bi po opredelitvi v 5.1.2 taki objekti sodili prav v »sistem obrnjenega nihala«, kar pa pomeni le majhno redukcijo elastičnih potresnih sil. Omenjena omilitev uvrstitve konstrukcijskega sistema velj le za enoetažne objekte. Izbira za večetažne stavbe pa ostaja odprta. V tej diplomski nalogi smo izhajali iz osnovne predpostavke projekta SAFECAS, da je montažnim objektom (ob izpolnitvi določenih strogih zahtev glede projektiranja elementov in predvsem stikov med njimi) možno zagotoviti sposobnost sipanja energije, ki je primerljiva sposobnosti sipanja pri monolitnih okvirih. Zato smo pri projektiranju upoštevali enak osnovni faktor obnašanja, kot ga Evrokod predpisuje za monolitne okvire.

Določitev faktorja obnašanja se za montažne razlikuje od tistega za monolitne sisteme v tem, da je odvisen tudi od faktorja  $k_p$ . Ta je odvisen od sposobnosti sipanja energije v montažni konstrukciji na podlagi izvedbe stikov. Če le-te ustrezajo zahtevam opredeljenim v točkah SIST EN 1998-1, 5.11.2.1.1, 5.11.2.1.2 ali 5.11.2.1.3, ki se nanašajo na stike, redukcija faktorja obnašanja ni potrebna, če pa ne ustrezajo, je redukcija enaka 50% ( $k_p=0,5$ ). Med temi zahtevami je tudi ta, da se »stiki dimenzionirajo na strižno silo, določeno z načrtovanjem nosilnosti po SIST EN 1998-1, 5.4.2.2 in SIST EN 1998-1, 5.4.2.3 s faktorjem  $\gamma_{Rd}$  (ki upošteva povečanje nosilnosti zaradi utrjevanja jekla), ki je enak 1,1 za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) in 1,2 za visoko stopnjo duktilnosti (DCH). Stike je potrebno dimenzionirati na upogibni moment, ki je vsaj enak računskemu momentu iz analize«. Pri računu obravnavane konstrukcije je bilo predpostavljeno, da so stiki polnonosilni in da do njihove porušitve ter celo njihove plastifikacije ne more priti, saj se prej poruši steber oziroma greda.

Kasneje (v delu naloge II) smo nato analizirali posledice in upravičenost navedene izbire faktorja obnašanja in predpostavk o obnašanju stikov.

Poleg konstrukcijskega sistema na vrednost faktorja obnašanja vpliva tudi izbrani razred duktilnosti konstrukcije. Stopnjo duktilnosti konstrukcije izbere projektant v dogovoru z investitorjem. V Evrokodu 8 so predvideni trije razredi duktilnosti: pretežno elastičen odziv, delno duktilen odziv in duktilen odziv. Prvi razred je predviden za območja nizke seizmičnosti, ki jih v Sloveniji ni. Zato v Sloveniji lahko izbiramo le med delno duktilnim in duktilnim obnašanjem konstrukcije.

Za betonske montažne sisteme se navadno uporablja srednja stopnja duktilnosti (DCM). Ob določenih pogojih se za eno in večetažne montažne okvire lahko izbere tudi visoka stopnja duktilnosti (DCH). Standard določa, da se v takšnih primerih visoka stopnja duktilnosti za ostale armirano betonske montažne sisteme lahko predpostavi le, če to dokazujejo eksperimentalne preiskave elementov, stikov in konstrukcijskih sklopov.

Pri izbiri faktorja redukcije potresnih sil (faktorja obnašanja) smo upoštevali okvirni sistem. Izbrali smo razred duktilnosti DCM. Faktor dodatne duktilnosti smo upoštevali 1,3 pri momentnem okvirju in 1,0 pri sistemu povezanih konzolnih stebrov, saj je taka konstrukcija statično določena.

Na koncu smo določene dimenzije in armaturo primerjali s preizkušancem. Potem smo komentirali postopek dimenzioniranja večetažnih montažnih konstrukcij v skladu s standardom Evrokod.



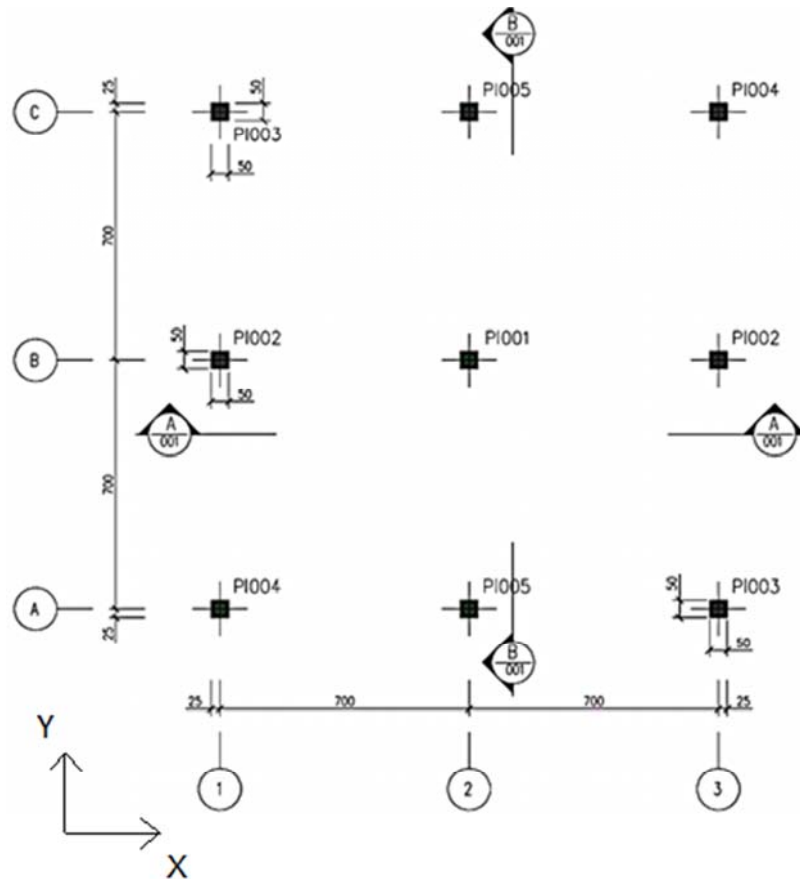
## 2 ZASNOVA

Tloris konstrukcije je podan na Sliki I-2.1. Po trije stebri so razporejeni na razdalji 7 m v obeh pravokotnih smereh (X in Y). Stavba je tri-etažna. Višina prve etaže znaša 3,3m, ostalih dve sta visoki 3,2m (Slika I-2.2).

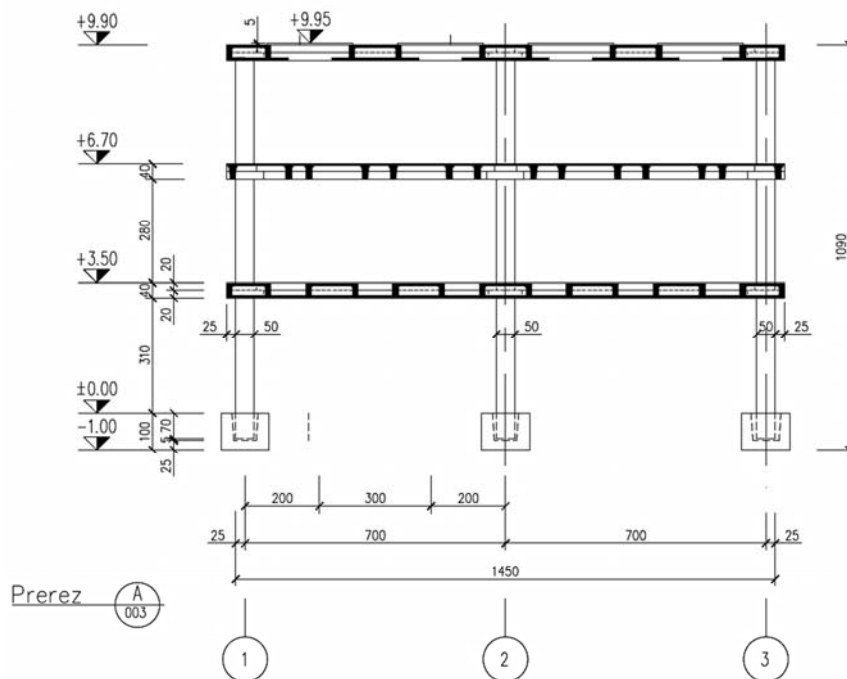
Strop v prvi etaži je izveden s škatlastimi elementi položenimi eden poleg drugega, ki so stikovani z varjenjem. Nad temi elementi ni estriha ali finalne obdelave. Tla na vmesnem nivoju 6,70m so izvedena na podoben način le, da so namesto šlatlastih elementov uporabljene  $\pi$  plošče. Na enak način kot strop v prvi etaži (na višini 3,30m) je izveden tudi strop v vrhnji etaži (na višini 9,70m), le da so elementi ločeni in je med njimi nekaj razmaka za svetlobnike. Med elementi je vstavljena profilirana jeklena pločevina debeline 5cm, s čimer je omogočeno gibanje po strehi preizkušanca. To je potrebno zaradi opazovanja poškodb in tudi same montaže konstrukcije.

Stebri so dimenzije 50x50cm in vpeti v čašaste temelje. Polna vpetost v čašastih temeljih je pri montažnih okvirnih sistemih s členkastimi povezavami med nosilci in stebri obvezna (SIST EN 1998-1:2006, 5.11.3.2 (3)). Stik stebrov in nosilcev je izveden s pomočjo kratkih konzolnih elementov, preko katerih nosilci nalegajo na stebre (I-2.4). Na mestu stikovanja stebrov in nosilcev so izvedene razširitve-konzole, na katere nalegajo nosilci. Na tem mestu stebri merijo 2,25m v širino (Slika I-2.4). Nosilci so škatlasti in širine največ 2,25m. S stebri so povezani predvsem členkasto (v primeru konstrukcij 1, 2 in 3) ali togo (v primeru 3 in 4, glej Uvod)

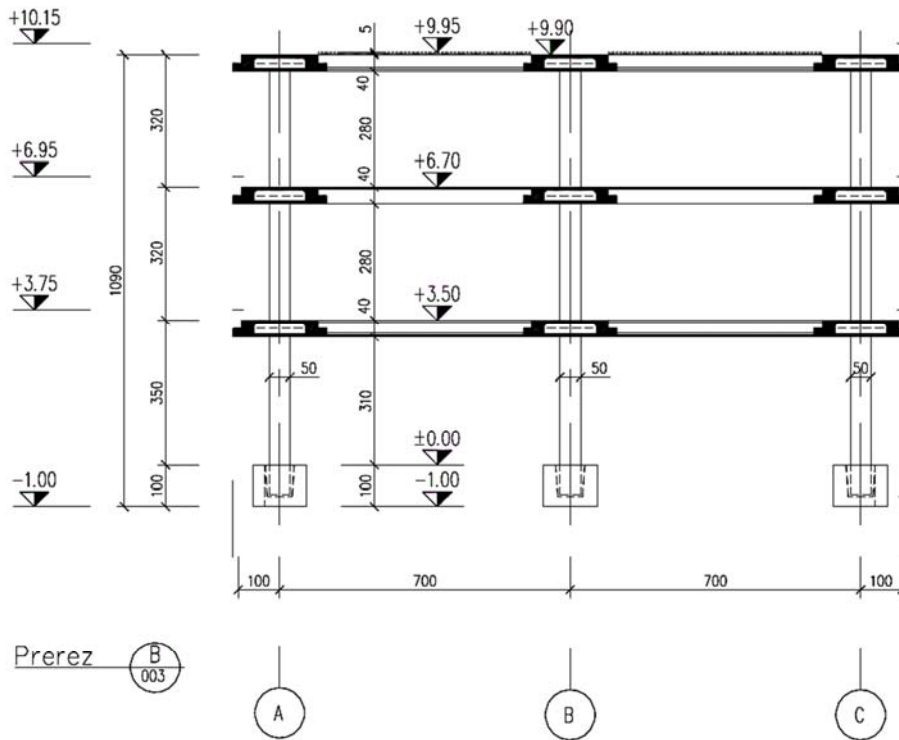
Na konstrukcij ni nobenih fasadnih panelov ali drugih nekonstrukcijskih elementov. Pri preizkusu so uporabljeni le zgoraj opisani elementi.



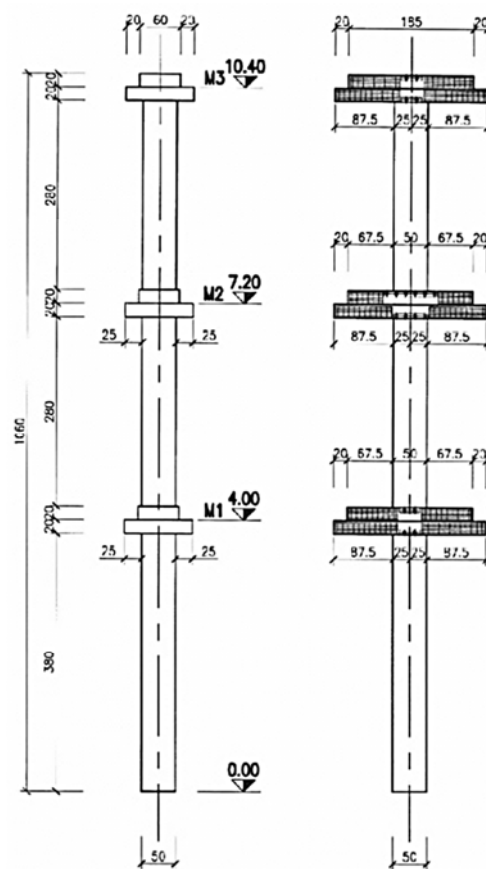
Slika I-2.1: Horizontalni prerez stebrov na višini 0,5m



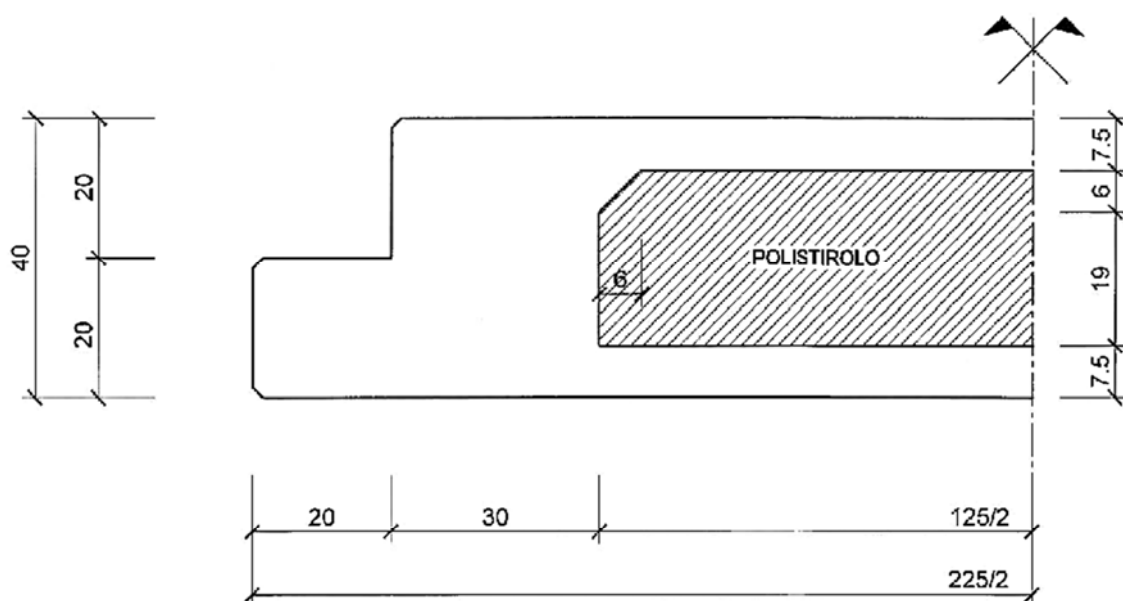
Slika I-2.2: Prerez A



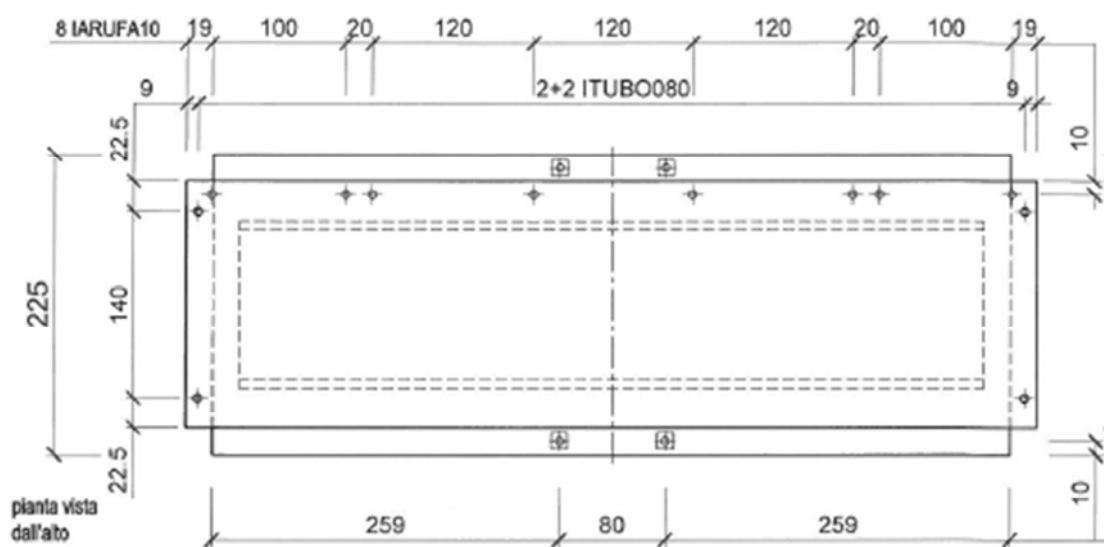
Slika I-2.3: Prerez B



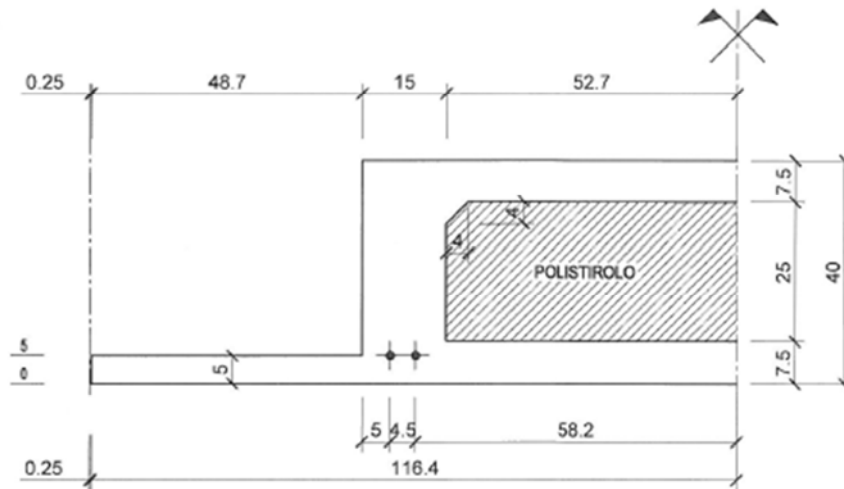
Slika I-2.4: Vzdolžni in prečni prerez stebra



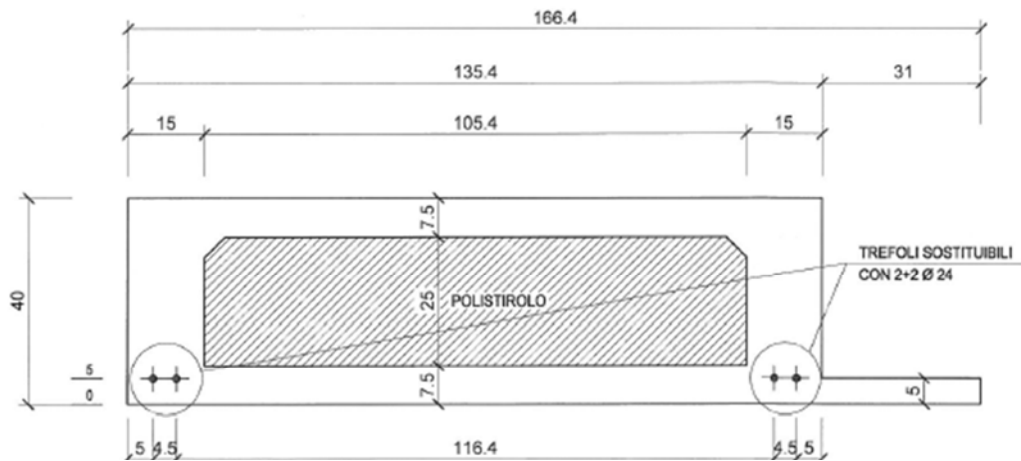
Slika I-2.5: Prečni prerez nosilca



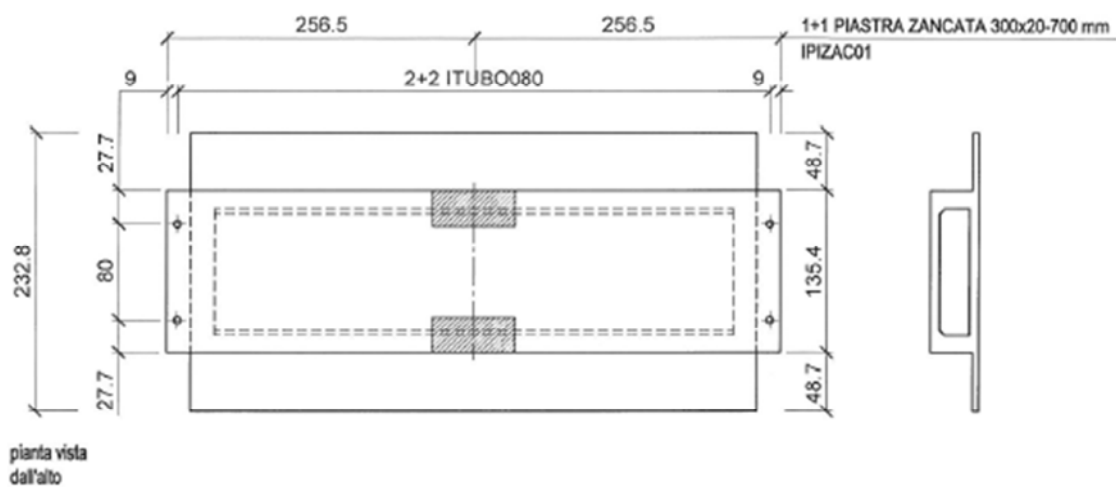
Slika I-2.6: Tloris nosilca



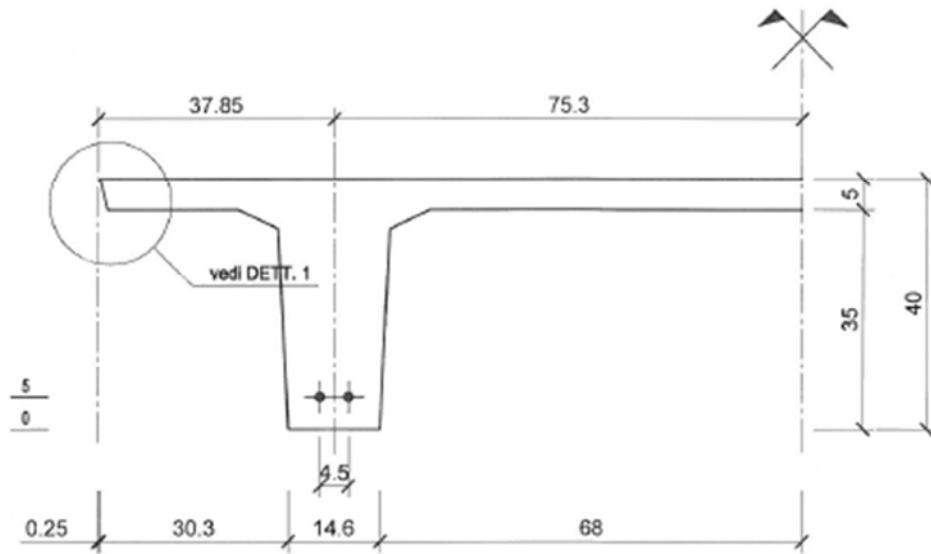
Slika I-2.7: Prečni prerez plošče v 1. in 3. nadstropju



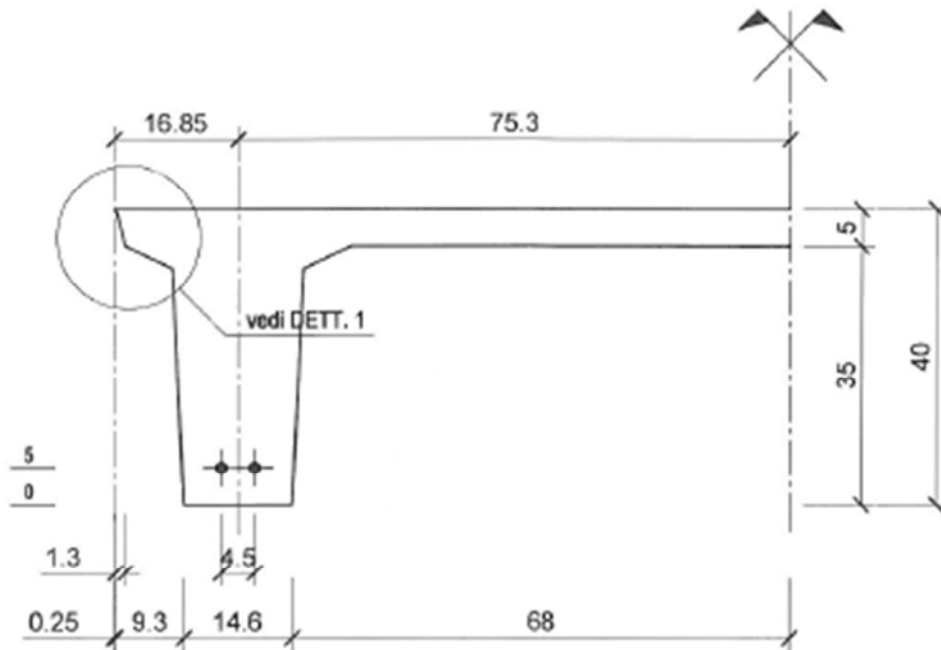
Slika I-2.8: Prerez robne plošče v 1. in 3. nadstropju



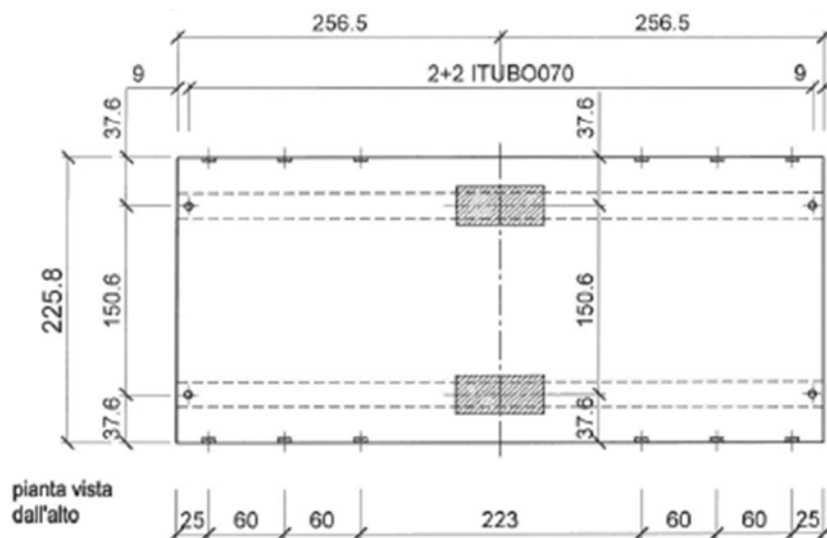
Slika I-2.9: Floris plošče v 1. in 3. nadstropju



Slika I-2.10: Prečni prerez  $\pi$  plošče v 2. nadstropju



Slika I-2.11: Prečni prerez robne  $\pi$  plošče v 2. nadstropju



Slika I-2.12: Tloris  $\pi$  ploče

### 3 MATERIALI

Beton C45/55	$f_{ck}= 45\text{MPa}$	$E_c= 36\text{GPa}$	$G_c= 15\text{Gpa}$
Armaturno jeklo B450C/B450A	$f_{yk}=450 \text{ Mpa}$	$E_s=200 \text{ GPa}$	
Varnostni faktor za beton	$\gamma_c=1,50$		
Varnosti faktor za armaturno jeklo	$\gamma_s=1,15$		
Specifična teža betona	$\gamma_{conc}=25\text{kN/m}^3$		



## 4 VPLIVI

### 4.1 Gravitacijski vplivi

Gravitacijski vplivi so izračunani na podlagi geometrije elementov podane pod točko 2 (glej Slike od I-2.4 do I-2.12) ter teže betona podane pod točko 3 (Materiali).

Površina nadstropja  $A=14,5 \cdot 15,85=230 \text{ m}^2$

*Prvo nadstropje*

Plošča  $2,33 \cdot 0,40 \cdot 4,73=4,41 \text{ m}^3$   
 $-1,10 \cdot 0,25 \cdot 4,33=-1,19 \text{ m}^3$   
 $-0,93 \cdot 0,27 \cdot 4,73=-1,19 \text{ m}^3$   
 $0,40 \cdot 0,19 \cdot 1,40=0,11 \text{ m}^3$   
 $=2,14 \text{ m}^3 \cdot 25\text{kN/m}^3=53,5\text{kN}$

Nosilec  $1,85 \cdot 0,40 \cdot 6,08=4,50 \text{ m}^3$   
 $-1,25 \cdot 0,25 \cdot 5,68=-1,77 \text{ m}^3$   
 $0,40 \cdot 0,20 \cdot 5,68=0,49 \text{ m}^3$   
 $0,40 \cdot 0,19 \cdot 1,85=0,14 \text{ m}^3$   
 $=3,36 \text{ m}^3 \cdot 25\text{kN/m}^3=84,0\text{kN}$

Robne plošče  $1,41 \cdot 0,40 \cdot 4,73=2,67 \text{ m}^3$   
 $-0,65 \cdot 0,25 \cdot 4,33=-0,70 \text{ m}^3$   
 $-0,46 \cdot 0,20 \cdot 4,73=-0,59 \text{ m}^3$   
 $0,40 \cdot 0,19 \cdot 0,95=0,06 \text{ m}^3$   
 $0,20 \cdot 0,20 \cdot 4,73=0,19 \text{ m}^3$   
 $=1,63 \text{ m}^3 \cdot 25\text{kN/m}^3=40,7\text{kN}$

Teža prvega nadstropja Plošče:  $10 \cdot 53,5=530,5 \text{ kN}$  (plošče)  
 Robne plošče:  $4 \cdot 40,7=163 \text{ kN}$   
 Nosilci:  $6 \cdot 84,0=504 \text{ kN} =\underline{1202 \text{ kN}}$

Stebri in konzole	Konzole: $9 \cdot 4,62=42$ kN Konzole: $9 \cdot 10,12=91$ kN Stebri: $9 \cdot 17,50=158$ kN <u><math>=291</math> kN</u>
Konstrukcijskih elementi	$1202+291=1493$ kN
Preostala stalna obtežba	$0,50$ kN/m <sup>2</sup>
Spremenljiva obtežba	$2,0$ kN/m <sup>3</sup>
Skupna teža	Konstrukcijski elementi: $=1493$ kN Preostala stalna obtežba: $0,50 \times 230=115$ kN Spremenljiva obtežba: $0,30 \times 0,50 \times 2 \times 230=69$ kN <u><math>=1677</math> kN</u>

#### *Drugo nadstropje*

$\pi$ plošča	$2,33 \cdot 0,075 \cdot 5,13=0,90$ m <sup>3</sup> $0,44 \cdot 0,325 \cdot 5,13=0,73$ m <sup>3</sup> <u><math>=1,63</math> m<sup>3</sup> · <math>25</math> kN/m<sup>3</sup><math>=40,7</math> kN</u>
Skupna teža	$\pi$ plošče: $14 \cdot 40,7=570$ kN $-4 \cdot 0,70 \cdot 0,075 \cdot 5,13=-1$ kN Nosilci: $504$ kN Stebri in konzole: $291$ kN Spremenljiva obtežba: $69$ kN Preostala stalna obtežba: $115$ kN <u><math>=1548</math> kN</u>

#### *Tretje nadstropje*

Plošče:	$6 \cdot 53,5 = 321$ kN
Robne plošče:	$4 \cdot 40,7=163$ kN
Nosilci:	$504$ kN
Konzole:	$133$ kN
Stebri:	$79$ kN
Finalni sloji:	$0,20 \cdot 230=46$ kN
	<u><math>=1246</math> kN</u>

## 4.2 Seizmični vplivi

Osnovne karakteristike elastičnega spektra po Evrokodu 8 (SIST EN 1998-1, 3.3.3.5), so podane spodaj:

- Tip tal B
- $a_g=0,25g$
- $S=1,2$
- $T_B=0,15s$
- $T_C=0,5s$
- $T_D=2,0s$

Omeniti je potrebno, da je bil preizkušane obremenjen s potresom z maksimalnim pospeškom tal 0,30g (tip tal A, pravzaprav to pomeni enak maksimalni pospešek kot  $a_g=0,25g$  pri tipu tal B). V naslednjih poglavjih je izbran faktor obnašanja za sistem členkasto povezanih konzolnih stebrov in momentni okvir. Izbiri sta pojasnjeni in komentirani.

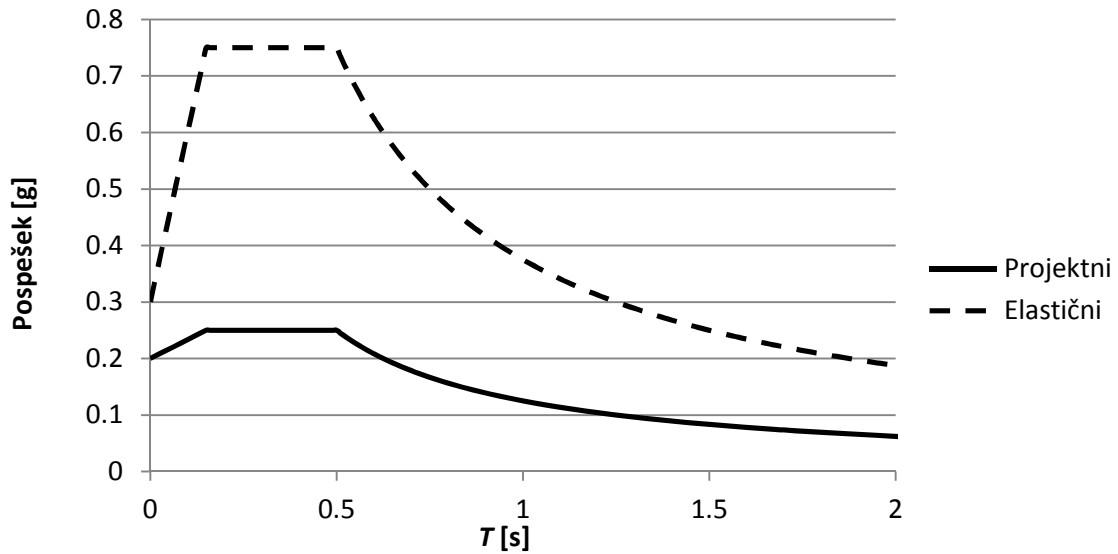
## 4.3 Faktor obnašanja

### Sistem členkasto povezanih konzolnih stebrov

$$q_p = k_p \cdot q = k_p \cdot q_0 \cdot k_w = 1,00 \cdot 3,0 \cdot 1,00 = 3,00 \quad (4.1)$$

$q_p$	Faktor obnašanja za montažne konstrukcije (SIST EN 1998-1, 5.11.1.4)
$k_p$	Redukcijski faktor, ki je odvisen od sposobnosti sipanja energije v montažni konstrukciji
$q_0$	Osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od vrste konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini
$k_w$	Faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijah sistemih s stenami (pri računu za dano konstrukcijo nepomemben, saj ni sten)

Vrednost za  $k_p$  izberemo na podlagi izvedbe stikov preizkušane montažne konstrukcije. Le-ti ustrezajo določenim zahtevam iz EC8, ki dovoljujejo, da se faktor  $q_p$  ne reducira, torej za  $k_p$  lahko izberemo vrednost 1,00. Vrsta konstrukcijskega sistema določa osnovno vrednost faktorja obnašanja, ta je torej  $q_0=3,0$   $\alpha_u/\alpha_y$  (izberemo srednji razred duktilnosti DCM).  $\alpha_u/\alpha_y$  je za sistem povezanih konzolnih stebrov enak 1,00, torej ne računamo z dodatno nosilnostjo zaradi možne postopne plastifikacije po konstrukciji do porušitve. Za okvire in okvirom enakovredne mešane sisteme je faktor  $k_w=1,0$ .

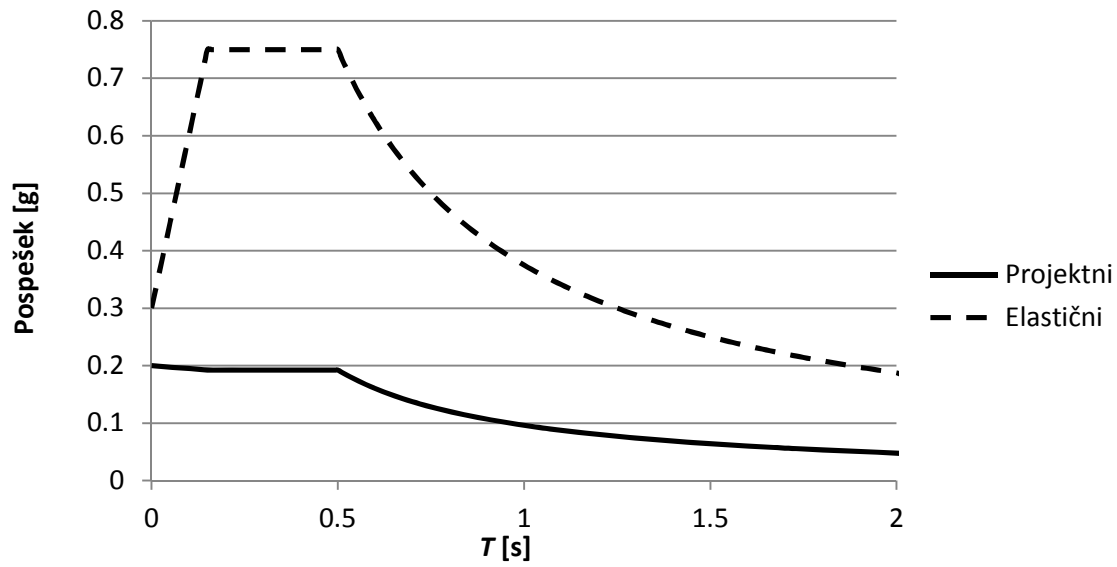


Slika I-4.1: Projektni in elastični spekter po EC 8 ( $q=3,0$ ; tip tal B;  $a_g=0,25g$ )

Momentni okvir (okvir s togimi stiki)

$$q_p = k_p \cdot q = k_p \cdot q_0 \cdot k_w = 1,00 \cdot 3,9 \cdot 1,00 = 3,90 \quad (4.2)$$

Vrednost za  $k_p$  izberemo na podlagi izvedbe stikov preizkušane montažne konstrukcije. Le-ti ustrezajo določenim zahtevam iz EC8, ki dovoljujejo, da se faktor  $q_p$  ne reducira, torej za  $k_p$  lahko izberemo vrednost 1,00. Vrsta konstrukcijskega sistem določa osnovno vrednost faktorja obnašanja, ta je torej  $q_0=3,0$   $\alpha_w/\alpha_y=3,0 \cdot 1,3=3,9$  (izberemo srednji razred duktilnosti DCM). Pri tem je za kvocient  $\alpha_w/\alpha_y$  izbrana vrednost 1,3, katero predpisuje standard za momentne okvirje (v takih okvirih je omogočen postopen razvoj plastičnih členkov po konstrukciji-plastična nosilnost je zato višja od tiste pri nastanku prvega plastičnega členka). Za okvire in okvirom enakovredne mešane sisteme je faktor  $k_w=1,0$ .



Slika I-4.2: Projektni in elastični spekter po EC8 ( $q=3,9$ ; tip tal B;  $a_g=0,25g$ )

## 5 ANALIZA

Elastična analiza konstrukcije je bila opravljena s programom SAP2000.

Mase so definirane v masnih točkah v vsaki etaži. Vsi elementi so definirani kot breztežni, teža le-teh je že upoštevana v izračunu pod točko 4.1. :

$$m_1=1677/9,81=171,0t$$

$$m_2=1548/9,81=157,8t$$

$$m_3=1246/9,81=127,0t$$

V vsaki etaži modeliramo obnašanje plošč s togo diafragmo (SIST EN 1998-1, 5.10). Pri preizkusih se je pokazalo, da je taka predpostavka za preizkušanca 2 in 4 upravičena v vseh etažah, tudi v zgornji, kjer bi pričakovali najmanjšo togost v ravnini.

Togost zaradi razpokanosti prerezov ob potresni obremenitvi upoštevamo s 50% redukcijo vzrajnostnih momentov prerezov in tudi strižnih prerezov (SIST EN 1998-1, 4.3.1).

### 5.1 Sistem členkasto povezanih konzolnih stebrov

Ker je konstrukcija pravilna tako po višini kot tudi v tlorisu problem obravnavamo kot ravninski (SIST EN 1998, 4.2.3 (3)P). Tudi v laboratoriju je preizkušavec obremenjen s potresnim vplivom samo v smeri X. Vpliv torzije v začetku ne upoštevamo, s pojasnilom, da je nesimetričen odziv konstrukcije možno izravnati z bati.



Slika I-5.1: Model stebra v programu SAP 2000

Če problem obravnavamo ravninsko lahko konstrukcijo modeliramo kot konzolo z masami koncentriranimi v treh etažah. Na sliki I-5.1 je prikazan model v programu SAP2000. Togost prikazane konzole je enaka togosti 9 stebrov.

Geometrijske karakteristike stebra vnešene v program za numerično analizo:

$A=2500\text{cm}^2$	Ploščina prereza
$I_y=5,208\cdot 10^5\text{cm}^4$	Upogibni vztrajnostni moment
$A_{s,z}=2083\text{cm}^2$	Ploščina strižnega prereza

Kot določa Evrokod 8 razpokanost prerezov upoštevamo tako, da upogibno ter strižno togost zmanjšamo za 50%:

$A=2500\text{cm}^2$
$I_y=2,604\cdot 10^5\text{cm}^4$
$A_{s,z}=1041,5\text{cm}^2$

## 5.1.1 Rezultati modalne analize

### 5.1.1.1 Nihajni časi, nihajne oblike in sodelujoče mase

**Preglednica I-5.1: Deleži sodelujočih mas**

Nihajna oblika	Nihajni čas (T) [s]	$U_X$	$\Sigma U_X$	$R_Y$	$\Sigma R_Y$
1	1,58	0,71	0,71	0,97	0,97
2	0,26	0,23	0,94	0,03	1,00
3	0,10	0,06	1,00	0,00	1,00

V računu obremenitev je po standardu potrebno upoštevati vse tu prikazane nihajne oblike. Vse tri namreč pri nihanju konstrukcije prispevajo več kot 6 odstotkov mase (SIST EN 1998-1, 4.3.3.3.1). Sodelujoča masa za drugo nihajno obliko znaša 23%. Sklepamo, da bi to lahko pomembno vplivalo na sile v konstrukciji, kar se tudi izkaže v nadaljevanju.

### 5.1.1.2 Kontrola skupne sile ob vpetju

Preglednica I-5.2: Skupna sila in moment ob vpetju

$F_x$	$M_y$
[kN]	[kNm]
365,6	2059,7

Iz Preglednice I-5.2 je razvidno, da je skupna sila ob vpetju relativno nizka. To je posledica visokega nihajnega časa prve nihajne oblike, ki prispeva največji delež pri nihanju konstrukcije. Za kontrolo izračunajmo oceno spodnje in zgornje meje skupne sile ob vpetju:

$$F_{x,zg} = m \times S_{d,1} = 455,8 \text{ t} \cdot 0,08 \text{ g} = 357,7 \text{ kN} \quad (5.1)$$

$$F_{x,sp} = m_{eff,1} \times S_{d,1} = 455,8 \text{ t} \cdot 0,71 \cdot 0,08 \text{ g} = 254,0 \text{ kN} \quad (5.2)$$

Opazimo, da je zgornja ocena nekoliko pod z modalno analizo izračunano vrednostjo (enačba 5.1). To se lahko zgodi v primeru, ko je nihajni čas prve nihajne oblike konstrukcije relativno visok in pade v območje z nižjim spektralnim pospeškom, medtem pa je nihajni čas druge nihajne oblike oziroma vsi ostali nihajni časi v območju večjih pospeškov (v resonančnem območju), kot je to v pričujočem primeru. Spektralni pospešek za drugo nihajno obliko je namreč višji za faktor 3,2, to je 0,25g, delež njene sodelujoče mase pa je 26% (Preglednica I-5.1). Oba podatka skupaj namiguje, da je vpliv druge nihajne oblike na rezultirajočo silo ob vpetju relativno velik.

Rezultat je nedvomno zanimiv. P. Fajfar, M. Fischinger in Č. Remec so v *Evaluation of Aseismic provisions in the U.S.A. and Yugoslavia* pokazali, da ob določenih predpostavkah izračun sile ob vpetju (Base Shear) po metodi ekvivalentnih horizontalnih sil vedno da večje vrednosti kot modalna analiza (Fajfar, Fischinger, Remec, 1985). Pri tem je bila upoštevana možnost, da je faktor med spektralnim odzivom druge in prve nihajne oblike največ 3. V obravnavanem primeru ta faktor znaša  $0,25/0,079=3,16$ , vendar se ne zdi, da bi bilo to dovolj, da bi z ELF (Equivalent Lateral Forces) dobili manjše vrednosti. Druga predpostavka, ki so jo uporabili je ta, da je masa razporejena po celotni višini enakomerno. V obravnavanem primeru so mase skoncentrirane po etažah pri čemer je najtežja spodnja etaža najlažja pa zgornja. Rezultate računalniške analize smo preverili v Prilogi A (del A1). V Prilogi A (del A2) je moč najti tudi analizo vpliva različnih parametrov (razporeditev mase, spekter) na rezultat modalne analize.

### 5.1.1.3 Vpliv teorije drugega reda

Standard dovoljuje, da se s pomočjo P-delta metode določi vpliv teorije drugega reda (SIST EN 1998-1, 4.4.2.2 (2)):



$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \quad (5.3)$$

Če velja  $0,1 > \theta > 0,2$  ( $\theta$  po enačbi 5.3) se lahko približno upošteva vpliv teorije drugega reda, tako da se ustrezni učinki potresnega vpliva povečajo s faktorjem  $1/(1-\theta)$ . Pri tem vrednost koeficienta občutljivosti na etažne pomike  $\theta$  ne sme biti večja od 0,3 hkrati pa je dovoljeno, da Teorije drugega reda ni potrebno upoštevati, če  $\theta < 0,1$ .

Pomen oznak iz enačbe 5.3:

$P_{tot}$	Celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo, ki je upoštevana pri potresnem projektne stanju
$V_{tot}$	Celotna prečna sila v etaži zaradi potresa
$d_r$	Projektni etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma $d_s$ na vrhu in na dnu obravnavane etaže, izračunan po SIST EN 1998-1, 4.4.2.2(2)
$h$	Višina etaže

**Preglednica I-5.2: Vpliv teorije drugega reda**

Etaža	$P_{tot}$	$V_{tot}$	$d_r$	$h$	$\theta$
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	
1	4471	365,4	0,0334	3,3	0,12
2	2794	237,6	0,0744	3,2	0,27
3	1246	194,4	0,0919	3,2	0,18

Preglednica I-5.2 kaže, da koeficient občutljivost za etažne pomike v prvi in drugi etaži ne preseže vrednosti 0,2, kar omogoča poenostavljen račun vplivov TDR. Na drugi strani vrednost  $\theta$  v 2. etaži znaša 0,27, kar je sicer manj od dovoljene vrednosti 0,3, vendar pa striktno po EC8 račun vplivov TDR po poenostavljeni metodi ne bi bil mogoč. Standard v tem primeru zahteva, da se izvede natančnejša P-delta analiza. Ker veljavnost te omejitve za konzolne stebre še ni raziskana, tudi v tem primeru uporabimo poenostavljen postopek in tako učinke potresnega vpliva povečamo s faktorjem  $1/(1-\theta)$ .

$$\begin{aligned}
 1. \text{ etaža: } & F_{TDR} \approx 1/(1-\theta_{max}) \cdot F_{TPR} = 1/(1-0,12) \cdot F_{TPR} = 1,14 \\
 2. \text{ etaža: } & F_{TDR} \approx 1/(1-\theta_{max}) \cdot F_{TPR} = 1/(1-0,27) \cdot F_{TPR} = 1,37 \\
 3. \text{ etaža: } & F_{TDR} \approx 1/(1-\theta_{max}) \cdot F_{TPR} = 1/(1-0,18) \cdot F_{TPR} = 1,22
 \end{aligned} \quad (5.4)$$

#### 5.1.1.4 Omejitev poškodb

**Preglednica I-5.3: Kontrola etažnih pomikov za omejitev poškodb**

Vozlišče	$h$	$u$	$d_x$	$d_{r,x}$	$vd_{r,x}$	$0,01h$
	[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
1	3,3	1,1	1,1	3,3	1,7	3,3
2	3,2	3,6	2,5	7,5	3,8	3,2
3	3,2	6,7	3,1	9,3	4,7	3,2

V Preglednici I-5.3 je prikazana kontrola etažnih pomikov (SIST EN 1998-1, 4.3.4). Pri tem  $h$  pomeni višino etaže  $d$  pa etažni pomik.

$d_x$  Etažni pomik iz modalne analize z uporabo projektnega spektra

$d_{r,x}$  Dejanski etažni pomik ( $q=3,0$ )

Za mejno stanje uporabnosti je predviden potres s krajšo povratno dobo (95 let) zato pomike zmanjšamo še s faktorjem  $v$  (SIST EN 1998-1, 4.4.3). Za  $v$  izberemo vrednost 0,5. Stavbo uvrstimo v II. kategorijo pomembnosti (SIST EN 1998-1, 4.2.5). Predpostavimo, da so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanjo ne vplivajo. Limitna vrednost pomika je tako določena kot 1% višine etaže.

Preglednica kaže, da so mejne vrednosti pomikov presežene, torej konstrukcija ne ustreza pogojem omejitve poškodb. Kljub temu v nadaljevanju dimenzioniramo prereze stebrov glede na dane obremenitve. Kontrola pomikov je bila zanemarjena tudi pri dimenzioniranju dejanske preizkušane konstrukcije z ozirom na to, da se bo standard verjetno v prihodnosti na tem področju še spreminjal. Poleg tega je potrebno poudariti, da so elementi pri vseh štirih preizkušanih tipih isti. Pri navadnem okvirju (tip 4, togo izvedeni stiki) problemov s pomiki ni, kot bomo videli v nadaljevanju. Preizkusi so se namreč izvajali tako, da so vsi elementi ves čas ostajali isti, konstrukciji se je le dodajalo ali odvezemalo stene ali pa se je spreminjalo stike z načinom vijačenja.

Vseeno še prej preverimo, kakšen prerez stebrov bi zadostoval, da bi pomike omejili na predpisane vrednosti. zato izberimo steber dimenzij 60x60 cm.

**Preglednica I-5.4: Kontrola etažnih pomikov za omejitve poškodb (izbrani stebri 60x60cm)**

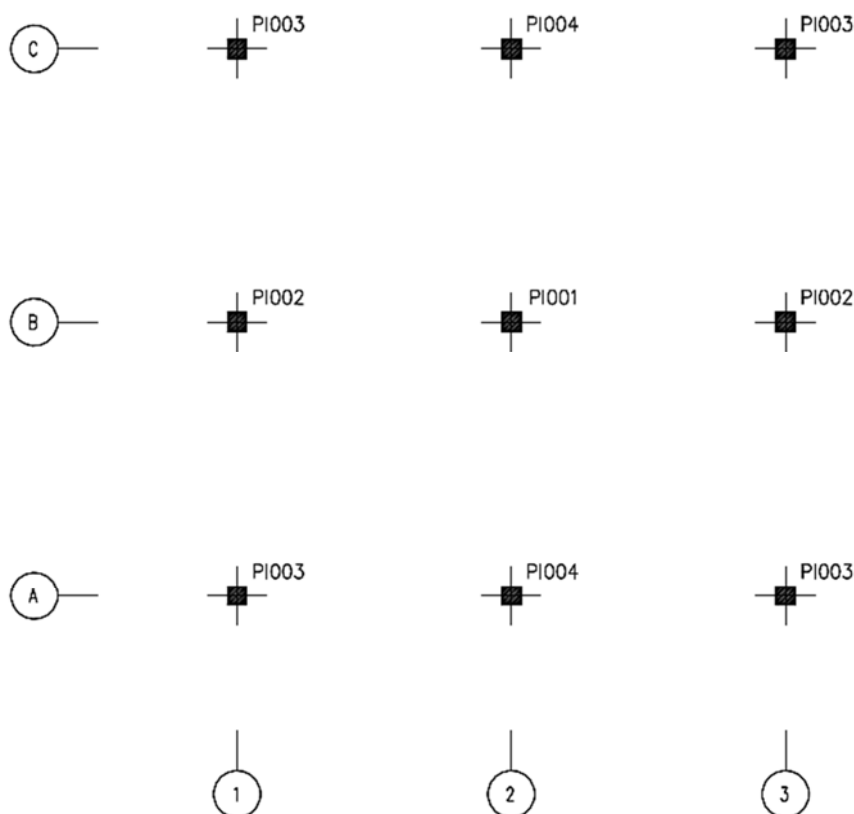
Vozlišče	$h$	$u$	$d_x$	$d_{r,x}$	$vd_{r,x}$	$0,01h$
	[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
1	3,3	0,8	0,8	2,4	1,2	3,3
2	3,2	2,5	1,7	5,1	2,6	3,2
3	3,2	4,6	2,1	6,3	3,2	3,2

V tem primeru konstrukcija torej zadošča zahtevam glede omejitve poškodb (Preglednica I-5.4).

### 5.1.2 Dimenzioniranje stebrov

Stebre dimenzioniramo za srednji razred duktilnosti (DCM), kot smo si že izbrali pri izračunu faktorja duktilnosti. Armiranje stebrov določa obremenitev, ki jo dobimo iz ovojnice vseh obtežnih kombinacij mejnega stanja nosilnosti. To pa je preprosto kar potresna obtežna kombinacija. Ker so vse grede na stebre pritrjene členkasto metoda načrtovanja nosilnosti v vozliščih ne določa upogibnega armiranja stebrov. Pri projektiranju strižne armature pa je metoda načrtovanja nosilnosti pomembna.

Glede na geometrijo in obremenitev konstrukcije izberemo 4 različne tipe stebrov P1001-P1004 (Slika I-5.2). Razlog je predvsem v različnih osnih obremenitvah, ki jih določa gravitacijska obtežba. Zaradi potresne obtežbe so obremenitve v vseh stebrih enake.

**Slika I.5.2: Pozicije stebrov**

### 5.1.2.1 Upogibna armatura

V izhodišču izberemo vzdolžno armaturo na podlagi minimalne zahtevane (SIST EN 1998-1, 5.4.3.2.2 (1)):

$$\rho_{l,min}=0,01$$

$$A_{sl,min} = \rho_{l,min} \cdot b \cdot d = 0,01 \cdot 50 \text{ cm} \cdot 50 \text{ cm} = 25 \text{ cm}^2$$

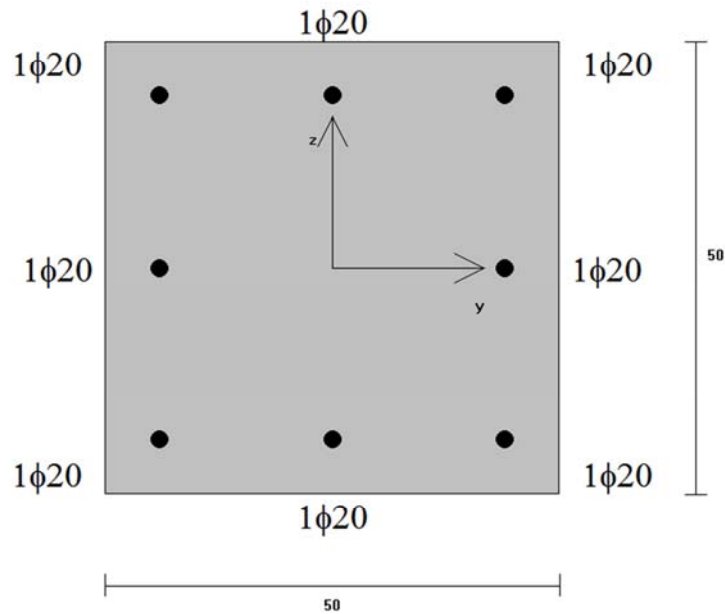
Izberemo armaturo 8Φ20, to je  $A_{sl}=25,1 \text{ cm}^2$ .

C 45/55

$\sigma_j$  450 MPa

Arm. od roba 5,0 cm

$\mu = 1.01\%$



Slika I-5.3: Izbrani prerez

Preglednica I-5.5: Obremenitve stebrov ob vpetju povečane za vpliv TDR

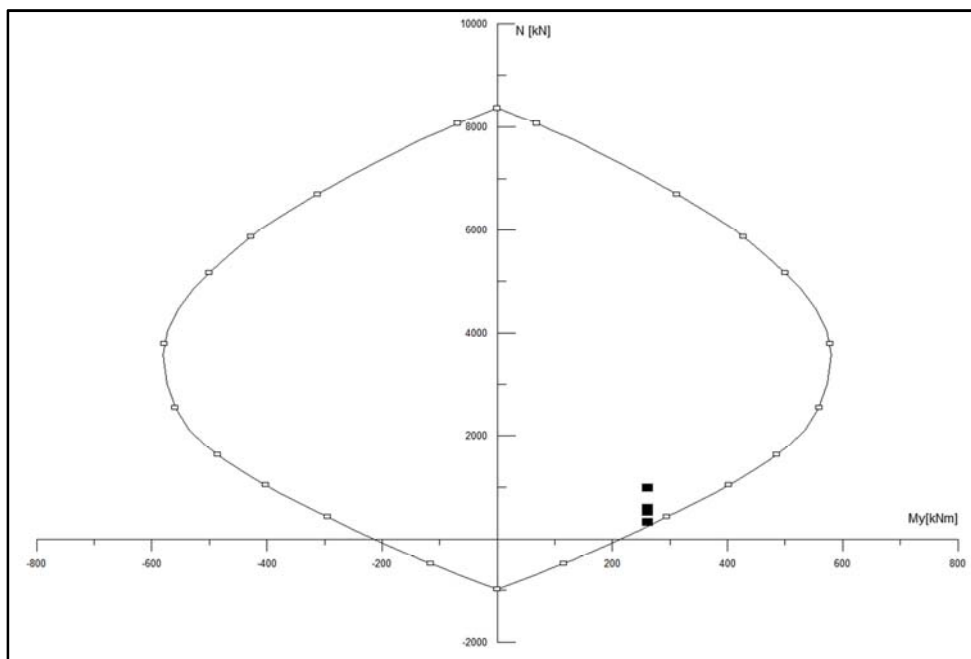
Pozicija	$P$	$M_x$
	[kN]	[kNm]
P001	988,5	261
P002	523,0	261
P003	324,8	261
P004	605,1	261

Pri dimenzioniranju v splošnem, upoštevamo dejstvo, da maksimalna potresna obremenitev stebra ne nastopi v obeh smereh hkrati. To storimo tako, da učinek potresnega vpliva zaradi kombinacije vodoravnih komponent potresnega vpliva izračunamo z naslednjima kombinacijama, ki jih najdemo SIST EN-1, 4.3.3.5.1 (3) (enačbi 5.5 in 5.6):

$$a) E_{Edx} \gg + \ll 0,30E_{Edy} \quad (5.5)$$

$$b) 0,30E_{Edy} \gg + \ll E_{Edx} \quad (5.6)$$

V danem primeru vemo, da je konstrukcija obremenjena le v eni smeri, zato kombinacij smeri ne upoštevamo (Slika I-5.4)



**Slika I-5.4: Interakcijski diagram za dane obremenitve z upoštevanjem kombinacije pravokotnih vodoravnih komponent potresnega vpliva predlaganih v EC8 pri izbrani armaturi 8Φ20**

Diagram na Sliki I-5.4 pokaže, da izbrana armatura 8Φ20 zadostuje podanim obremenitvam. V primeru vseh stebrov namreč takšna armatura zadostuje zaradi dovolj velike osne sile kot posledice gravitacijskih vplivov. Na steber P1001 odpade največji delež vertikalne obtežbe zato je ta steber najmanj kritičen. Za vogalne stebre, kjer je nivo osne sile nižje, je tako armiran prerez ravno še dovolj nosilen. Točka obremenitve pade na rob interakcijskega diagrama.

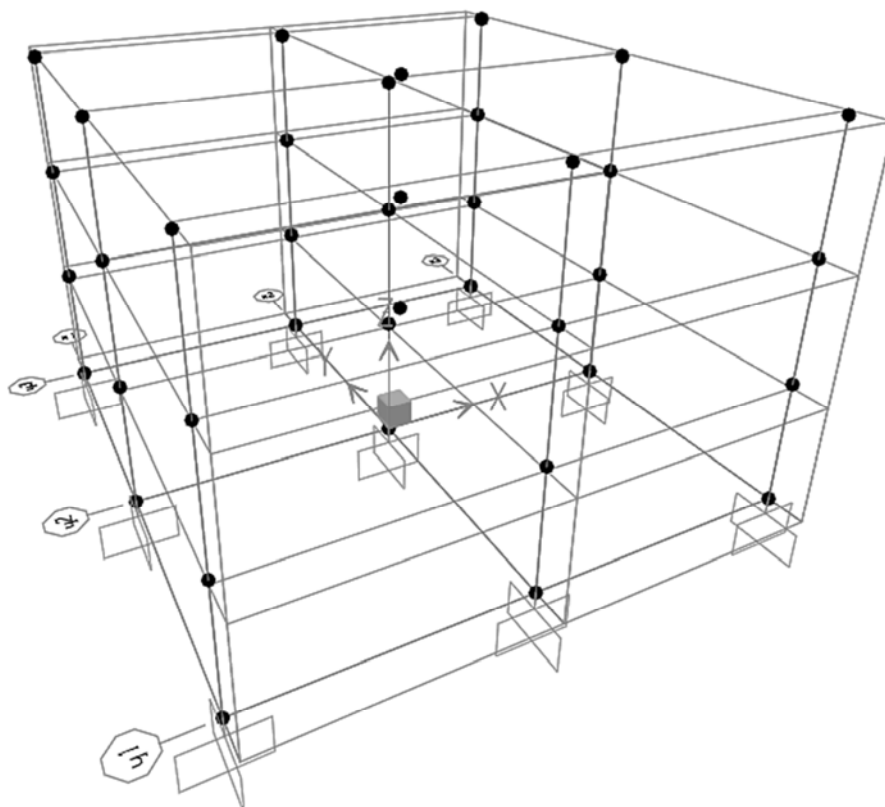
### 5.1.2.2 Vpliv slučajne torzije

Nadalje si pogledjmo še, kakšno armiranje bi potrebovali, če konstrukcijo ne bi projektirali samo na obremenitev, kakršne je deležna med samim preizkusom, ampak bi problem obravnavali kot prostorski oziroma bi konstrukcijo projektirali na obremenitve, katere bi jo v naravi lahko doletele. Za razliko od prejšnjega primera to pomeni potres iz dveh pravokotnih smeri in tudi vpliv torzije. Poleg mas v obeh pravokotnih smereh X in Y je v modelu potrebno podati masne vztrajnostne momente za masne točke v vsaki od etaž:

$$m_{\phi 1}=1677/9,81=171,0t$$

$$m_{\phi 2}=1548/9,81=157,8t$$

$$m_{\phi 3}=1246/9,81=127,0t$$



Slika I-5.6: Prostorski model z izmikom mas

Za razliko od prejšnje prakse standard EC8 zahteva, da je potrebno upoštevati vpliv slučajne ekscentričnosti, ki znaša 5% tlorisne dimenzije objekta v vsaki od obeh vodoravnih smeri. To je možno storiti na več načinov. Prvi je ta, da pred računom modalne analize v vsaki etaži  $i$  iz naravne lege in v vsaki smeri izmaknemo masne točke za:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \text{ (SIST EN 1998-1, 4.3.2)}$$

- $N$  Naključna ekscentričnost mase v etaži  $i$  glede na nazivni položaj. Upošteva se v isti smeri v vseh etažah.
- $L_i$  Tlorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva.

S tem upoštevamo negotovosti povezane s položajem mas in s prostoskim spreminjanjem potresnega gibanja. V nadaljnjem računu se odločimo za to metodo. Poleg tega se s tem upošteva negotovost povezano s togostjo same konstrukcije. Tudi ta je zagotovo nesimetrična, četudi konstrukcija v sami zasnovi je. Izmik mase zahteva prostorski model.

Drugi način je, da vpliv slučajne ekscentričnosti upoštevamo z dodatnimi torzijskimi momenti v vseh etažah. Problem tako lahko rešujemo le še statično. Dodatni torzijski moment se določi kot produkt ekscentričnosti  $e_{ai}$  in horizontalne sile  $F_i$ . Ekscentričnost je enaka 5% največje tlorisne dimenzije pravokotno na smer obtežbe. Horizontalne sile  $F_i$  so določene z metodo z vodoravnimi silami.

Vpliv potresa iz obeh med seboj pravokotnih smeri X in Y je kombiniran na način SRSS (korenjenje vsote kvadratov). S tem upoštevamo, da je verjetnost, da potres nastopi v obeh smereh hkrati v svoji največji vrednosti, majhna.

**Preglednica I-5.6: Deleži sodelujočih mas**

Nih.	T	$U_x$	$U_y$	$U_z$	$\Sigma U_x$	$\Sigma U_y$	$\Sigma U_z$	$R_x$	$R_y$	$R_z$	$\Sigma R_x$	$\Sigma R_y$	$\Sigma R_z$
oblika	[s]												
1	1.59	1,60	0,35	0,35	0,00	0,35	0,35	0,00	0,48	0,48	0,05	0,48	0,48
2	1.58	1,58	0,36	0,36	0,00	0,71	0,71	0,00	0,49	0,49	0,00	0,96	0,96
3	0.86	1,04	0,00	0,00	0,00	0,71	0,71	0,00	0,01	0,01	0,67	0,97	0,97
4	0.27	0,27	0,11	0,11	0,00	0,83	0,83	0,00	0,01	0,01	0,03	0,98	0,98
5	0.26	0,26	0,12	0,12	0,00	0,94	0,94	0,00	0,01	0,01	0,00	1,00	1,00
6	0.17	0,19	0,00	0,00	0,00	0,95	0,95	0,00	0,00	0,00	0,20	1,00	1,00
7	0.10	0,10	0,03	0,03	0,00	0,97	0,97	0,00	0,00	0,00	0,01	1,00	1,00
8	0.10	0,10	0,03	0,03	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
9	0.07	0,08	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,05	1,00	1,00

Če podrobneje pogledamo Preglednico I-5.6, opazimo nihanje po diagonali v prvi in drugi nihajni obliki. Konstrukcija je praktično simetrična in ni torzijsko občutljiva. To rezultira v le majhnem povečanju momentov v stebrih konstrukcije zaradi upoštevanja slučajne ekscentričnosti (Preglednica A-5.9). Takšni problemi se lahko pojavijo pri popolnoma simetričnih konstrukcijah, pri katerih maso izmaknemo v obeh smereh za enako razdaljo (kot predpisuje standard). Predvidevali bi lahko, da taka konstrukcija zaniha točno po diagonali ter da torzijskega vpliva ni. Torej kljub temu, da smo

popolnoma upoštevali standard, lahko računalniški račun da nerazumne rezultate, ki so pogosto tudi na nevarni strani.

Zato v nadaljevanju maso v Y smeri izmaknemo še za dodatnega 0,1m in opazujemo deleže sodelujočih mas (glej Preglednico I-5.7).

**Preglednica I-5.7: Deleži sodelujočih mas pri nesimetričnem izmiku mas iz masnega središča**

Nih. obl.	T [s]	$U_x$	$U_y$	$U_z$	$\Sigma U_x$	$\Sigma U_y$	$\Sigma U_z$	$R_x$	$R_y$	$R_z$	$\Sigma R_x$	$\Sigma R_y$	$\Sigma R_z$
1	1,60	0,40	0,30	0,00	0,40	0,30	0,00	0,41	0,54	0,06	0,41	0,54	0,06
2	1,58	0,31	0,40	0,00	0,71	0,71	0,00	0,55	0,42	0,00	0,96	0,96	0,06
3	1,03	0,01	0,00	0,00	0,71	0,71	0,00	0,01	0,01	0,66	0,97	0,97	0,72
4	0,27	0,13	0,10	0,00	0,84	0,81	0,00	0,01	0,01	0,03	0,98	0,98	0,75
5	0,26	0,10	0,13	0,00	0,94	0,94	0,00	0,02	0,01	0,00	1,00	1,00	0,75
6	0,19	0,01	0,00	0,00	0,95	0,95	0,00	0,00	0,00	0,19	1,00	1,00	0,95
7	0,10	0,03	0,02	0,00	0,97	0,97	0,00	0,00	0,00	0,01	1,00	1,00	0,95
8	0,10	0,02	0,03	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,95
9	0,08	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,05	1,00	1,00	1,00

Opazimo, da se rezultati modalne analize ne spremenijo bistveno. Nihajni časi so lahko rečemo enaki. Torzijska nihajna oblika je šele tretja, torej je vpliv torzije še vedno majhen. Rezultati v preglednici a-5.7 so zaokroženi na dve decimalni mesti, zato na prvi pogled izgleda, kot da pri 3. nihajni oblike nič mase ne sodeluje v smeri X in Y, ampak konstrukcija le rotira okrog Z osi. Deleža sodelujočih mas v smereh X in Y 3. nihajne oblike sta v resnici nekoliko višja od 5 promilov. Razliko najdemo le v diagonalnem nihanju, kjer v prvih dveh nihajnih oblikah ena od smeri prevladuje. Izmik masnih točk za dodatnega 0,1m v smeri Y torej ni imel velikega vpliva na rezultate modalne analize. V nadaljnjih Preglednicah poglavja 5.1.2.2 in diagramu na Sliki I-5.7 so zato prikazani rezultati za simetričen izmik mas.

**Preglednica I-5.8: Skupni sili in momenti ob vpetju**

$F_x$	$F_y$	$M_y$	$M_x$	$M_z$
[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
360	360	2032	2032	797



**Preglednica I-5.9: Obremenitve stebrov ob vpetju povečane za vpliv TDR (upoštevani vpliv slučajne ekscentričnosti)**

Pozicija	<i>P</i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
	[kN]	[kNm]	[kNm]
P001	988,5	257	257
P002	523,0	287	257
P003	324,8	287	287
P004	605,1	257	287

**Preglednica I-5.10: Obremenitve stebrov ob vpetju povečane za vpliv TDR (vpliv slučajne ekscentričnosti ni upoštevan).**

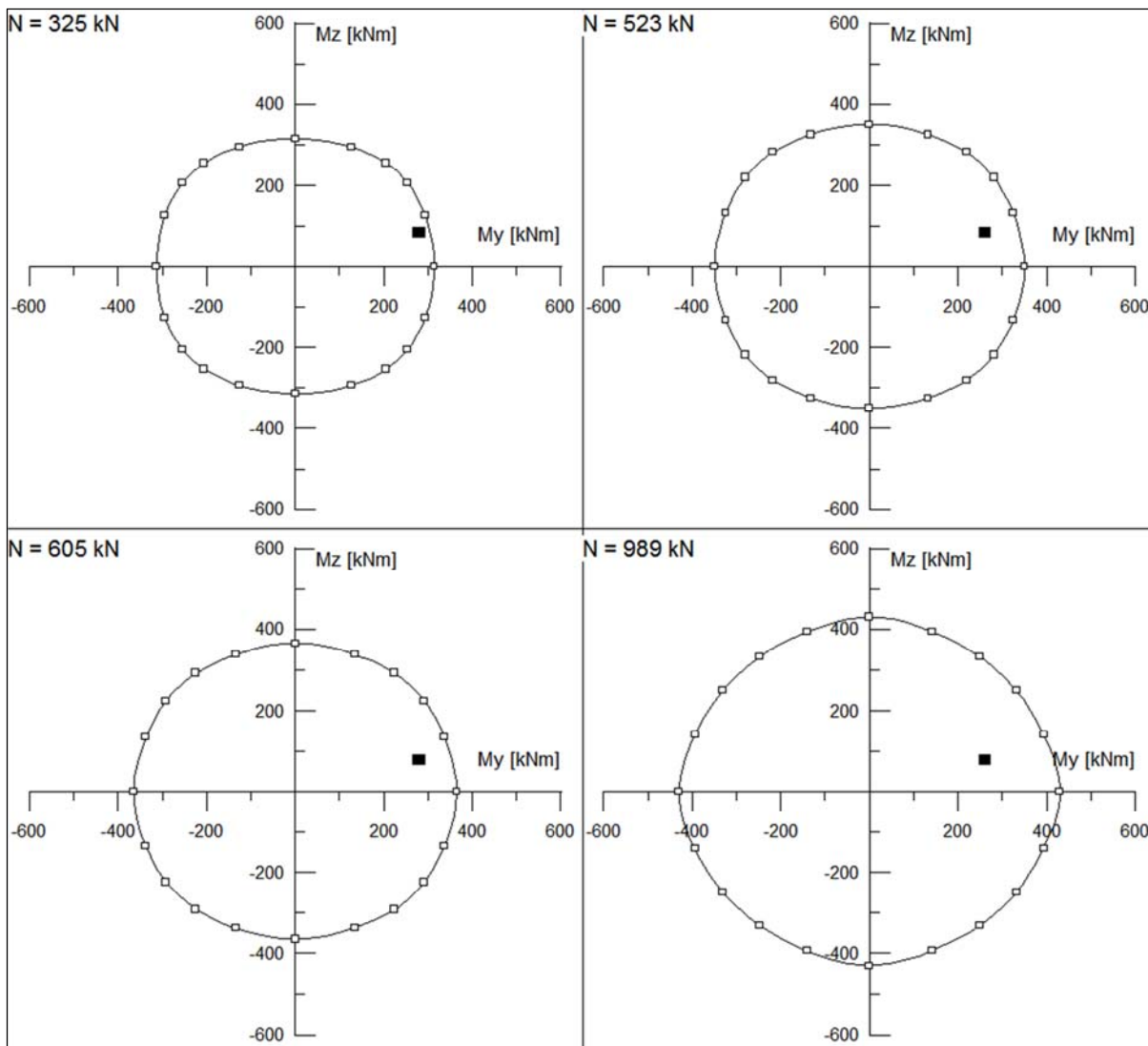
Pozicija	<i>P</i>	<i>M<sub>x</sub></i>
	[kN]	[kNm]
P001	988,5	261
P002	523,0	261
P003	324,8	261
P004	605,1	261

Če primerjamo Preglednici I-5.9 in I-5.10 lahko opazimo, da se upogibna obremenitev v zunanjih stebrih poveča s faktorjem  $287/261=1,1$ . Lahko trdimo, da je v danem primeru vpliv torzije relativno majhen.

Pri kontroli, ki sledi v nadaljevanju, upoštevamo še dejstvo, da maksimalna potresna obremenitev stebra ne nastopi v obeh smereh hkrati. To storimo tako, da učinek potresnega vpliva zaradi kombinacije vodoravnih komponent potresnega vpliva izračunamo z naslednjima kombinacijama (SIST EN-1, 4.3.3.5.1 (3)):

$$a) E_{Edx} \gg + \ll 0,30E_{Edy}$$

$$b) 0,30E_{Edy} \gg + \ll E_{Edx}$$



**Slika I-5.7: Interakcijski diagrami za izbrano armaturo v stebri 8Φ20**

Slika I-5.7 pokaže, da tudi z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti z obremenitvijo ne prekoračimo nosilnosti prereza pri izbrani armaturi 8Φ20. Izberemo torej armiranje 8Φ20.

V nadaljnjem računu vpliva slučajne ekscentričnosti ne upoštevamo. Račun izvedemo na podlagi predpostavk, da je konstrukcija obremenjena s potresnim nihanjem le v eni smeri (smer X), in da do torzije zaradi slučajne ekscentričnosti ne more priti, kot je bilo to zagotovljeno v eksperimentu.

### 5.1.2.3 Strižna armatura

V nadaljevanju sledi najprej določitev strižnih obremenitev, nato še nosilnosti betonskega prereza. V primeru da ta ne zadostuje izbreremo ustrezno strižno armiranje. Vendar je, preden preidemo na konkretne račune, potrebno nekaj več razmisleka, predvsem o vplivu višjih nihajnih oblik in o relevantnosti rezultatov dobljenih iz modalne analize s pomočjo projektnega spektra.

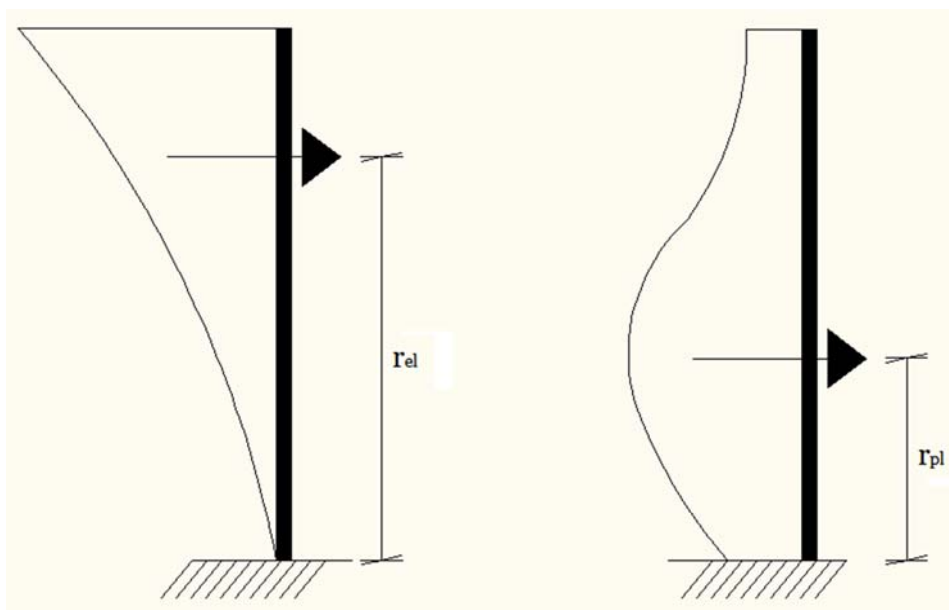
Za večetažne konzolne konstrukcije je dejanska prečna sila med neelastičnim odzivom nezanemarljivo višja kot tista, izračunana iz linearno-elastične analize oziroma iz modalne analize s pomočjo spektra odziva podanega v standardu. Povečanje izhaja iz treh virov:

Prvi je ta, da je dejanska nosilnost prerezov, zaradi višjih materialnih karakteristik kot so projektne, višja kot računski. To pomeni višjo upogibno nosilnost prereza ob vpetju, iz ravnotežja pa sledi, da so večje tudi prečne sile.

Drugi razlog je v mehčanju konstrukcije ob vpetju, kar podaljša nihajne čase konstrukcije. To pomeni pomik v spektru v desno (območje manjših pospeškov). S tem je zmanjšan vpliv prve nihajne oblike, medtem ko odziv višjih nihajnih oblik kljub podaljšanju nihajnih dob ostaja v resonančnem območju spektra.

Potresne sile zaradi prve nihajne oblike največ prispevajo k upogibni obremenitvi stebra ob vpetju. Potek upogibnih obremenitev po višini stebra za višje nihajne oblike ni tak, da bi prispeval k plastifikaciji prereza ob vpetju in s tem k sipanju energije. To pomeni, da bi bilo bolj smiselno kot reducirati končne kombinirane sile s faktorjem obnašanja  $q$ , reducirati le strižne sile, ki izhajajo iz prve nihajne oblike. Strižne sile zaradi višjih nihajnih oblik tako ne bi reducirali. Šele nato bi izvedli kombinacijo SRSS po nihajnih dobah. Tako dobljene strižne obremenitve bi bile očitno višje.

Iz zgoraj naštetih razlogov povečan vpliv višjih nihajnih oblik prestavi rezultanto potresnih sil nižje proti vpetju stebra. Ker pa je moment ob vpetju omejen z maksimalno upogibno nosilnostjo stebra, je jasno, da se rezultirajoča potresna sila s tem poveča. (Slika I-5.8)



**Slika I-5.8: Vpliv višjih nihajnih oblik na prečne sile**

Kot je razvidno iz enačb 5.7-5.11 (glej naprej) je zaradi zgoraj naštetih razlogov račun  $V_{Ed}$  oziroma  $V_{CD}$  (prečna sila dobljena po metodi načrtovanja nosilnosti) izveden na štiri različne načine. Vrednost  $V_{CD,1}$  (način a, enačba 5.7) je izračunana pri predpostavki, da pride do plastifikacije ob vpetju in da je v trenutku nastanka plastičnega členka potek momentne linije trikoten od vpetja do vrha stebra, kjer je moment nič. Taka predpostavka bi bila ustrezna, če bi šlo za enoetažni objekt, v tem primeru pa je napačna in močno podcenjuje velikost strižnih sil. Pri računu  $V_{CD,2}$  (način b, enačba 5.8) predpostavimo, da je potek momentne linije po plastifikaciji ob vpetju pravtako trikoten, vendar je nična momentna točka na polovični višini stebra. To lahko utemeljimo z mestom delovanja rezultante potresnih vplivov, ki je ravno nekje na polovici višine konstrukcije. V tretjem (način c, enačba 5.9) primeru  $V_{CD,3}$  izračunamo za primer, ko se stebber plastificira na vrhu in na dnu etaže. Ta predpostavka je zelo konzervativna in je glede na obnašanje konstrukcijskega sistema oziroma razporeda notranjih sil pri horizontalni obteži bolj logična pri računu  $V_{CD}$  pri momentnih okvirjih. Vsi trije predpostavljene poteki momentne linije so prikazani na Sliki I-5.9.

$$a) V_{CD,1} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd} / h_1 = 1,1 \cdot 307 \text{ kNm} / 9,7 \text{ m} = 34,8 \text{ kN} \quad (5.7)$$

$$b) V_{CD,2} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd} / h_2 = 1,1 \cdot 307 \text{ kNm} / 4,85 \text{ m} = 69,6 \text{ kN} \quad (5.8)$$

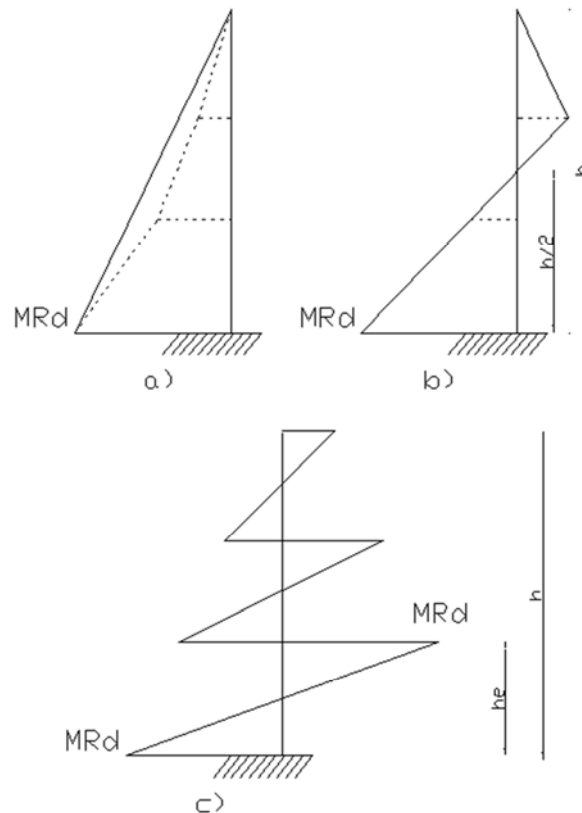
$$c) V_{CD,3} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd} / h_3 = 1,1 \cdot 307 \text{ kNm} / 1,65 \text{ m} = 204,6 \text{ kN} \quad (5.9)$$

$$h_1 = h = 9,7 \text{ m}$$

$$h_2 = h/2 = 4,85 \text{ m}$$

$$h_3 = h_e/2 = 1,65\text{m}$$

$V_{CD}$	Strižna sila določena po metodi načrtovanja nosilnosti
$\gamma_{Rd}$	Faktor, ki upošteva večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla in objetega betona v tlačni coni prereza (privzame se, da je enak 1,1)
$M_{Rd}$	Projektna nosilnost stebra ob vpetju



**Slika I-5.9: Predpostavljen potek momentov pri računu  $V_{CD,1}$  (a),  $V_{CD,2}$  (b),  $V_{CD,3}$  (c)**

Pri načinu d) (enačba 5.10) pa računsko strижno silo amplificiramo s faktorjem  $\varepsilon$  (5.8), kot je to opisano v SIST EN 1998-1, 5.5.2.4 za armiranobetonске duktilne stene projektirane v razredu duktilnosti DCH (Petrone, 2010). S tem je posredno zadoščeno tudi principu načrtovanja nosilnosti.

$$\varepsilon = q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \cdot \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q \quad (5.10)$$

$$\varepsilon \geq 1,5$$

$$\varepsilon = 3,0 \cdot \sqrt{\left(\frac{1,2}{3,0} \cdot \frac{404,2}{313,3}\right)^2 + 0,1 \cdot \left(\frac{0,25}{0,08}\right)^2} = 3,34 > q = 3,0$$

$$\varepsilon = 3,0$$

$\varepsilon$	Faktor povečanja strižni sil
$\gamma_{Rd}$	Faktor povečane nosilnosti, ki upošteva utrjevanje jekla; če ni natančnejših podatkov, se lahko vzame $\gamma_{Rd}=1,2$
$M_{Rd}$	Projektna upogibna nosilnost ob vpetju stebra
$M_{Ed}$	Projektni upogibni moment ob vpetju stebra
$q$	Faktor obnašanja
$T_l$	Osnovni nihajni čas stave v smeri strižnih sil $V_{Ed}$
$T_c$	Zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost
$S_e(T)$	Ordinata v elastičnem spektru odziva

Prvi člen v enačbi 5.10 je posledica dodatne nosilnosti (»overstrength«), ki je prvi razlog za povečanje strižni obremenitev v stebri. V drugem členu so zajeti učinki povečanega vpliva višjih nihajnih oblik (druge nih. oblike) (Slika I-5.8).  $\sqrt{0,1} \cdot \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)$  je namreč ocena razmerja  $V_{Ed,2}' / V_{Ed,1}'$ .

$$d) V_{Ed,4} = \varepsilon \cdot V_{Ed}' = 3,0 \times 51,3 = 153,9 \text{ kN} \quad (5.11)$$

$V_{Ed}'$  Strižna sila, določena z analizo

**Preglednica I-5.11: Strižna obremenitev stebra po višini iz analize**

Etaža	$V_{Ed}'$
	[kN]
1	51,3
2	28,1
3	22,0

Glede na dejstvo, da bo za iste stebre v nadaljevanju načrtovan tudi momentni okvir, za katerega z večjo upravičenostjo lahko predpostavimo, da bo potek momentov ob plastifikaciji tak, kot je predstavljen zgoraj pod točko c), v nadaljevanju tudi konzolne stebre dimenzioniramo glede na to predpostavko. V splošnem je resnica pri večetažnih konzolnih sistemih nekje vmes med potekom momentne linije a) in c).

Spodaj je prikazan izračun strižne nosilnosti betonskega dela prereza  $V_{Rd,c}$ . V primeru, da je strižna nosilnost samega betona prenizka bo potrebno izbrati ustrezno strižno armiranje.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d = \quad (5.12)$$

$$[0,12 \cdot 1,67 \cdot (100 \cdot 0,0068 \cdot 45)^{1/3} + 0,15 \cdot 323 / (50^2) \cdot 10] 500 \cdot 450$$

$$= 184,6 \text{ kN}$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/450} = 1,67$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b \cdot d) = 30,4 / 2 / (50 \cdot 45) = 0,0068 < 0,02$$

$$k_1 = 0,15$$

a)  $V_{Ed} = 51,3 \text{ kN}$

a)  $V_{CD,1} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd} / h_1 = 1,1 \cdot 307 \text{ kNm} / 9,7 \text{ m} = 34,8 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 184,6 \text{ kN}$

b)  $V_{CD,2} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd} / h_2 = 1,1 \cdot 307 \text{ kNm} / 4,85 \text{ m} = 69,6 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 184,6 \text{ kN}$

c)  $V_{CD,3} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd} / h_3 = 1,1 \cdot 307 \text{ kNm} / 1,65 \text{ m} = 204,6 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 184,6 \text{ kN}$

d)  $V_{Ed,4} = \varepsilon \cdot V_{Ed}' = 3,0 \cdot 51,3 = 153,9 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 184,6 \text{ kN}$

Zgornji izračun projektne vrednosti strižne odpornosti  $V_{Rd,c}$  pokaže, da minimalna strižna armatura še ne zadostuje.  $V_{CD}$  predstavlja projektno strižno silo dobljeno po metodi načrtovanja nosilnosti,  $V_{Ed}$  pa projektno strižno silo iz ovojnice vseh obtežnih kombinacij. Relevantna je očitno sila  $V_{CD}$ . Kontrola prečne sile za ostale pozicije je prikazana v Preglednici I-5.12.

**Preglednica I-5.12: Izbrana strižna armatura**

Pozicija	$M_{Rd}$	$V_{Ed}$	$V_{CD}$	$V_{Rd,c}$	$s_{min}$	$s$	$\Phi$	$V_{Rd,s}$
	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[cm]	[cm]	[mm]	
P1001	404,2	61,7	274,7	185,4	17,5	15,0	8	368,6
P1002	339,0	61,7	230,4	194,2	17,5	15,0	8	368,6
P1003	307,0	61,7	208,8	191,6	17,5	15,0	8	368,6
P1004	346,9	61,7	235,8	183,7	17,5	15,0	8	368,6

Ker smo za izračun  $V_{CD}$  izbrali način c), ki da visoke vrednosti za prečne sile, je potrebna več kot minimalna strižna armatura. Glede na obremenitve po načinu izračuna a) in b) bi torej zadostovalo strižno armiranje  $\Phi 6/17,5\text{cm}$  ( $2\sqrt{2}$  strižno), v primerih c) in d) pa minimalna armatura ne bi zadoščala.

#### 5.1.2.4 Armatura za objetje betonskega jedra

V kritičnih območjih (območjih plastifikacije oziroma nastanka plastičnih členkov) je potrebno zadostiti dodatnim zahtevam. Te so predvsem pomembne zaradi zagotavljanja ustrezne duktilnosti na teh mestih.

Dolžina kritičnega območja:

$$l_{cr} = \max\{h_c; l_c/6; 0,45\text{m}\} = \max\{0,5\text{ m}; 9,7/6=1,61\text{ m}; 0,45\text{m}\}=1,61\text{m}$$

$h_c$	Višina prereza stebra
$l_c$	Dolžina stebra (za konzolne stebre kar celotna višina)

V nadaljevanju preverimo mehanski delež stremen za objetje stebrov ob vpetju, kakor je določeno v standardu (SIST EN 1998-1, 5.4.3.2.2 (8)).

V kritičnem območju ob vpetju primarnih potresnih stebrov mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost  $\mu_\phi$  vsaj enaka vrednosti:

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1, \text{ če } T_I \geq T_c \quad (5.13)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1) T_c / T_I, \text{ če } T_I < T_c$$

Ker  $T_I > T_c$  za naš primer velja  $\mu_\phi = 2 \cdot 3 - 1 = 5$ .

Ker je za zahtevano vrednost  $\mu_\phi$  potrebna deformacija betona večja od  $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$ , je treba izgubo nosilnosti zaradi odluščenja betonskega kritja nadomestiti z ustreznim objetjem betonskega jedra s stremeni. Zahtevi glede faktorja  $\mu_\phi$  je po standardu zadoščeno, če velja:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot b_c / b_0 - 0,035 (=K, \text{ glej Preglednico I-5.13}) \quad (5.14)$$

$\omega_{wd}$	Mehanski volumski delež (zaprtih) stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega območja
$v_d$	Normirana projektna osna sila
$\varepsilon_{sy,d}$	Projektna vrednost deformacije na meji plastičnosti za natezno



armaturo

 $b_c$  Širina celega betonskega prereza $b_0, h_0$  Širina in višina objetega jedra (merjena do srednje črte stremen) $\omega_{wd} =$  (prostornina stremen za objetje  $\cdot f_{yd}$ ) / (prostornina objetega betonskega jedra  $\cdot f_{cd}$ ) $\alpha$  Faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra, ki je enak  $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$  $b_i$  Razdalja med sosednjima podprtima palicama $\alpha_n =$   $1 - \Sigma b_i^2 / 6b_0h_0$  $\alpha_s =$   $(1 - s/2b_0)(1 - s/2h_0)$ Znotraj kritičnega območja izberem stremena  $2 \cdot \sqrt{2}$  strižno  $\Phi 8/15$ cm.**Preglednica I-5.13: Kontrola mehanskega deleža stremen za objetje**

Poz.	$b_0$	$b_i$	$N_{Ed}$	$v_d$	$s$	$\alpha_n$	$\alpha_s$	$\alpha$	$A_{sw}$	$\alpha\omega_{wd}$	$K$
	[cm]	[cm]	[kN]		[cm]						
P1001	40	19	988,5	0,135	15	0,699	0,660	0,462	0,503	0,033	0,020
P1002	40	18,9	523,0	0,069	15	0,702	0,660	0,464	0,503	0,033	-0,007
P1003	40	18,9	324,8	0,043	15	0,702	0,660	0,464	0,503	0,033	-0,017
P1004	40	19	605,1	0,080	15	0,699	0,660	0,462	0,503	0,033	-0,002

Preglednica I-5.15 kaže, da pri vseh pozicijah razen P1001 stremena za objetje sploh ne bi bila potrebna.

Minimalna strižna armatura v kritičnem območju:

$$s = \min \{b_0/2; 175\text{mm}; 8d_{bL}\} = \min \{200; 175\text{mm}; 176\text{mm}\} = 175\text{mm}$$

$s$                       Maksimalna razdalja med stremeni za objetje

$b_0$                      Najmanjša dimenzija betonskega jedra

$d_{bL}$                     Najmanjši premer vzdolžnih palic

Standard poleg maksimalne razdalje med stremeni za objetje zahteva, da je v kritičnih območjih zagotovljena prečna armatura s premerom vsaj 6mm. Temu pogoju je očitno zadoščeno, saj smo uporabili stremena  $\Phi 8$ .

Minimalna strižna armatura izven kritičnega območja:

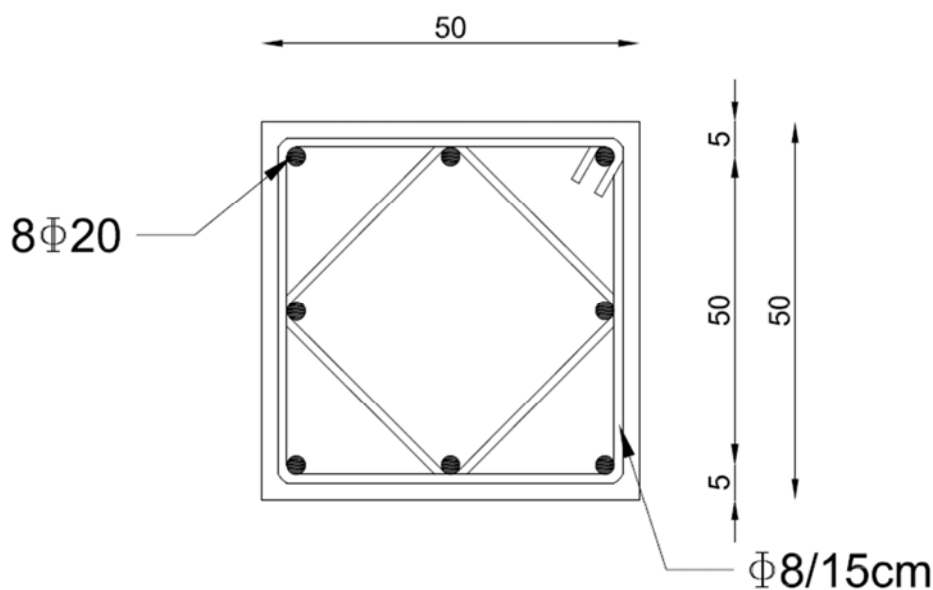
$$\rho_{w,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08\sqrt{45}}{450} = 0,00119$$

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) = 0,75 \cdot 45 \cdot 1 = 33,75\text{cm}$$

Izven kritičnega območja izberem enaka stremena kot v kritičnem območju, to je  $2 \cdot \sqrt{2}$  strižno  $\Phi 8/15\text{cm}$ .

$$\rho_w = A_{sw}/(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) = (0,4^2 \cdot \pi \cdot 2^{3/2} \cdot 100/15)/(15 \cdot 50 \cdot 1) = 0,0126$$

Dimenzioniramo torej vse stebre po celotni njihovi višini take, kot je prikazano na I-5.10



Slika I-5.10: Končni izbrani prerez

### 5.1.3 Povzetek

Povzetek izbrane armature po računu v tej diplomski nalogi in pri dejanski konstrukciji je prikazan v Preglednici I-5.14.

**Preglednica I-5.14: Izračunana armatura in dejanska izbrana armatura**

	Vzdolžna armatura	Prečna armatura
	nΦ[mm]	Φ[mm]/s[cm] ( $2\sqrt{2}$ strižno)
<b>Izračun</b>	8Φ20	Φ8/15 cm
<b>Prototip</b>	8Φ20	Φ8/7.5cm

Minimalna vzdolžna armatura po EC8, to je 1% prereza stebra zadošča. Vzdolžna armatura, ki smo jo izbrali v tej diplomski nalogi, je enaka tisti, ki jo najdemo v prototipu.

Strižno armiranje je določeno na podlagi obremenitve, izračunane po metodi načrtovanja nosilnosti ob predpostavki, da se steber plastificira ob vpetju in na vrhu spodnje etaže. Kritično območje je le ob vpetju in sega do višine 1,61m. V naslednjem poglavju pri dimenzioniranju momentnega okvirja pa je prikazano, da so kritična območja armiranja potrebna ob vsakem stiku grede in stebra (gor in dol po stebri) ter ob vpetju in so dolga 0,6m. Ker so bili te isti stebri uporabljeni tudi v zadnjem prototipu (okvir) je bila zato dejansko izbrana enaka armatura po celotni višini vseh stebrov.

V prečnem armiranju je razlika med izračunanim in dejanskim očitna. Razdalja med stremeni je polovica tiste, ki je potrebna po EC8. Na tem mestu je še enkrat potrebno poudariti, da so bili isti stebri uporabljeni tudi pri momentnem okvirju, kljub temu pa se v naslednjem poglavju izkaže, da takšno armiranje računsko zadostuje tudi pri okvirju s togimi stiki. Tudi račun projektantov prototipa pokaže, da strižno armiranje Φ8/7.5cm več kot zadostuje obremenitvam. Tako izbrana armatura je bila argumentirana na naslednji način: izkušnje iz PRECAST kažejo, da je potrebna armatura za objetje po EC8 premajhna. Težave povzročajo uklon armaturnih palic preden je dosežena mejna nosilnost prereza. Nujno je tudi omeniti, da konstrukcija ne izpolnjuje pogojev o omejitvi poškodb, kot je bilo prikazano v poglavju 5.1.1.4. Očitno je, da so za konzolne sisteme omejitve glede pomikov pogosto kritične. Pričakuje se, da bodo prihajajoče različice predpisov omilile zahteve glede omejitve pomikov, kar bi bilo več kot ugodno tudi za proizvajalce takšnih sistemov.

## 5.2 Momentni okvir

Dimenzioniramo le en tip okvirja, to je okvir v osi B. Izbira je pogojena z intenziteto vertikalne obtežbe, ki odpade na gredo. Višja nosilnost gred pomeni, tudi višjo potrebno nosilnost stebrov, kot se bo izkazalo v nadaljevanju tega poglavja. Okvirja v osi A in C sta enaka. Sistem konzolnih stebrov, katerega dimenzioniranje je prikazano v prejšnem poglavju, je bil z močnejšim privijačenjem stikov modificiran tako, da naj bi deloval kot momentni okvir. Kot že omenjeno so stebri tako ostali isti, kot so bili v vseh prejšnjih preizkusih. Ker na momentni okvir odpadejo večje obremenitve zaradi večje togosti konstrukcije, bi se lahko zgodilo, da je izbrana vzdolžna armatura  $8\Phi 20$  prešibka. Poleg je armiranje stebrov pri okviru s togimi stiki močno odvisno od zahtev metode načrtovanja nosilnosti. Kot je prikazano na Sliki I-5.17 je prerez gred okvirja votel, v območju vozlišč pa je z ustreznim armiranjem, ki poteka iz grede v steber, zagotovljeno takšno obnašanje polnega prereza. Pri računu s programom SAP2000 smo v računu togosti upoštevali votel prerez gred po celotni konstrukciji, kar pomeni, da je model nekoliko bolj podajen.

Geometrijske karakteristike stebra pri računu s programom z upoštevanjem reducirane togosti (50%) po EC8:

$$A=2500\text{cm}^2$$

Ploščina prereza

$$I_y=2,604 \times 10^5 \text{cm}^4$$

Upogibni vztrajnostni moment

$$A_{s,z}=1041,5\text{cm}^2$$

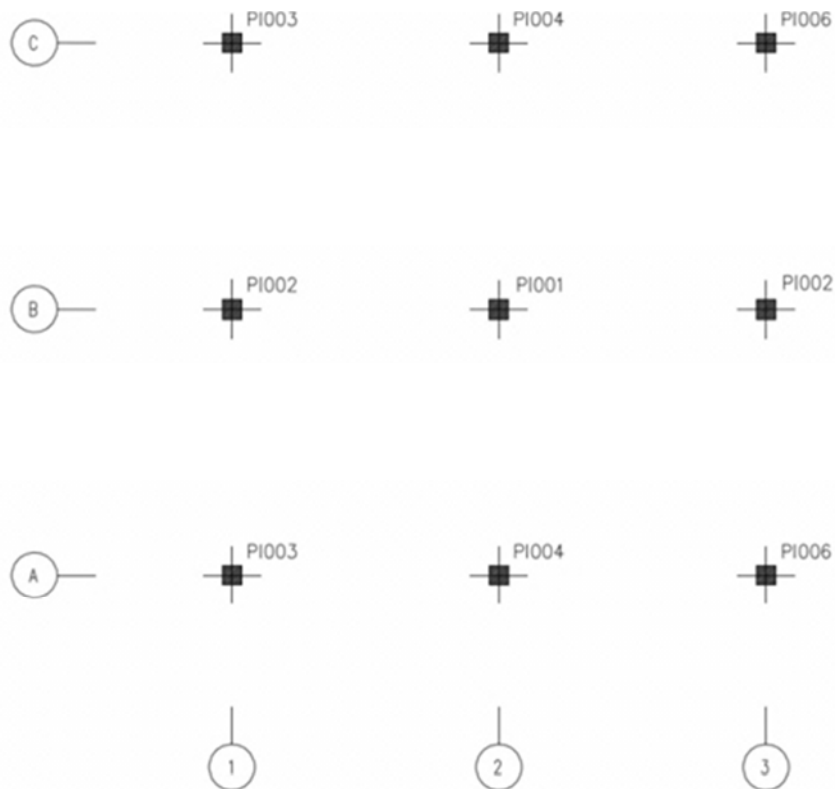
Ploščina strižnega prereza

Geometrijske karakteristike grede pri računu s programom z upoštevanjem reducirane togosti po EC8:

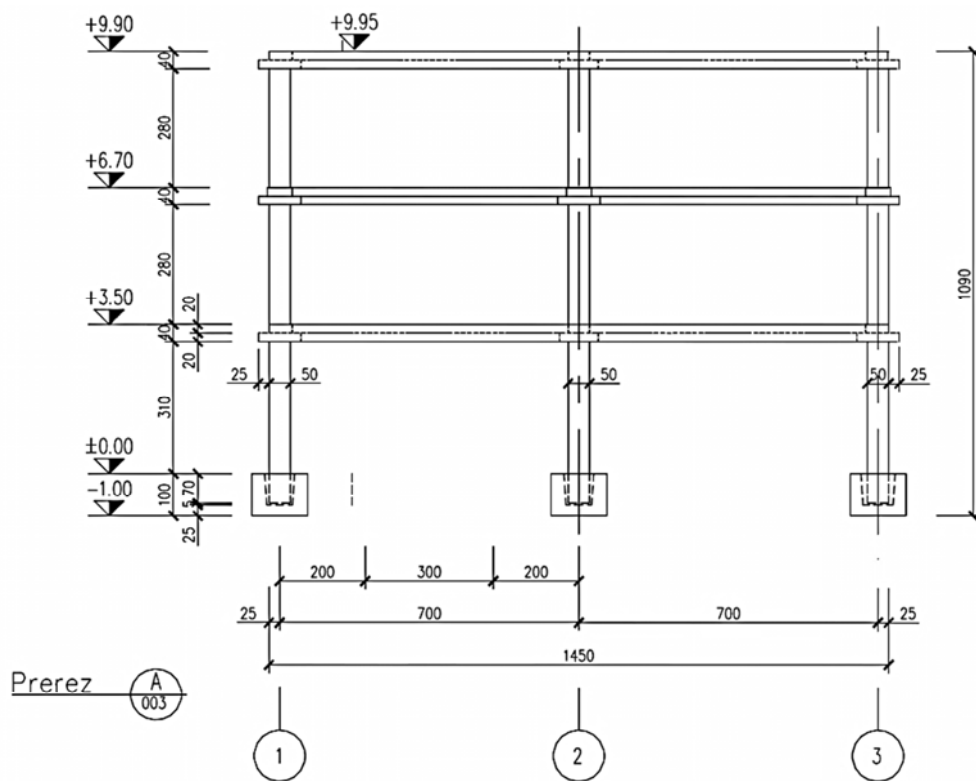
$$A=4275\text{cm}^2$$

$$I_y=4,120 \times 10^5 \text{cm}^4$$

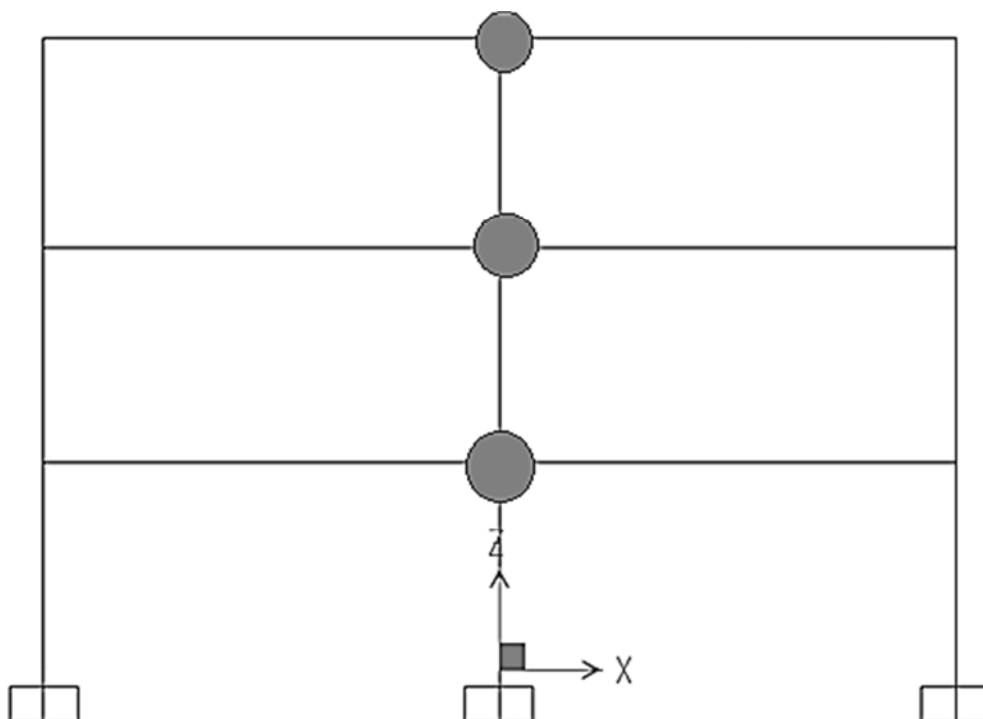
$$A_{s,z}=1387,5\text{cm}^2$$



Slika I-5.11: Pozicije stebrov



Slika I-5.12: Prerez okvirja A



Slika I-5.13: Model obravnavanega okvirja v programu SAP2000

## 5.2.1 Rezultati modalne analize

### 5.2.1.1 Nihajni časi, nihajne oblike in sodelujoče mase

Preglednica I-5.15: Deleži sodelujočih mas

Nihajna oblika	Nihajni čas	$U_x$	$\Sigma U_x$	$R_y$	$\Sigma R_y$
	s				
1	0,47	0,85	0,85	1,00	1,00
2	0,15	0,12	0,97	0,00	1,00
3	0,09	0,025	1,00	0,00	1,00

Nihajni čas momentnega okvirja je enak le 30% nihajnega časa sistema povezanih konzolnih stebrov (Preglednica I-5.1 in Preglednica I-5.15). Standard dovoljuje, da tretje nihajne oblike sicer ne upoštevamo v računu, saj ne sodeluje niti s 5% svoje mase pri nihanju konstrukcije. Upoštevamo seveda kar vse nihajne oblike. Ta točka v standardu je relevantna predvsem za sisteme z ogromno prostostnimi stopnjami (npr.  $10^6$ ), za katere tudi današnja programska oprema potrebuje nekaj časa.

### 5.2.1.2 Kontrola skupne sile ob vpetju

**Preglednica I-5.16: Skupna sila in moment ob vpetju**

$F_x$	$M_y$
[kN]	[kNm]
859,1	5315,7

Opazimo, da je skupna sila ob vpetju v primeru momentnega okvirja več kot dvakrat večja kot pa v primeru konzolnih stebrov (Preglednica I-5.2 in Preglednica I-5.16). Nihajni čas momentnega okvirja je nižji zaradi večje togosti in v spektru pade v območje večjih pospeškov. Za kontrolo izračunajmo oceno spodnje in zgornje meje skupne sile ob vpetju:

$$F_{x,zg} = m \times S_{d,l} = 455,8 \text{ t} \cdot 0,193 \text{ g} = 862,9 \text{ kN} \quad (5.15)$$

$$F_{x,sp} = m_{eff,l} \times S_{d,l} = 455,8 \text{ t} \cdot 0,86 \cdot 0,193 \text{ g} = 742,2 \text{ kN} \quad (5.16)$$

Za razliko od sistema členkasto povezanih konzolnih stebrov je pri momentem okvirju ocena zgornje meje sile ob vpetju (enačba 5.15) ustrezna. Ta je višja kot sila, ki jo dobimo z modalno analizo.

### 5.2.1.3 Vpliv teorije drugega reda

**Preglednica I-5.17: Vpliv TDR**

Etaža	$P_{tot}$	$V_{tot}$	$dr$	$h$	$\theta$
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	
1	4471	859,1	0,0203	3,3	0,032
2	2794	684,2	0,0230	3,2	0,029
3	1246	239,2	0,0117	3,2	0,019

Preglednica I-5.17 kaže, da koeficient občutljivost za etažne pomike v vseh etažah ne preseže vrednosti 0,1, kar pomeni, da vpliva TDR ni potrebno upoštevati.

### 5.2.1.4 Omejitev poškodb

**Preglednica I-5.18: Kontrola etažnih pomikov za omejitev poškodb**

Vozlišče	h	$d_x$	$d_{r,x}$	$vd_{r,x}$	0,01h
	[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
1	3,3	0,5	2,0	1,0	3,3
2	3,2	1,1	4,3	2,2	3,2
3	3,2	1,4	5,5	2,8	3,2

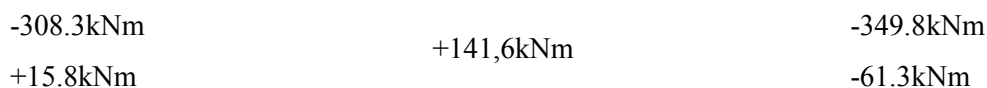
Preglednica I-5.18 kaže, da mejne vrednosti pomikov niso presežene, torej konstrukcija ustreza pogojem omejitve poškodb. V tem se pokaže prednost okvirja, ki je bolj tog, pred sistemov povezanih konzolnih stebrov, ki je bolj podajen in pri katerem pride do veliko večjih pomikov konstrukcije. Podajnost takih konstrukcij je tudi razlog, da se je stike prototipa 3 in 4 poskušalo izvesti togo.

### 5.2.2 Dimenzioniranje gred

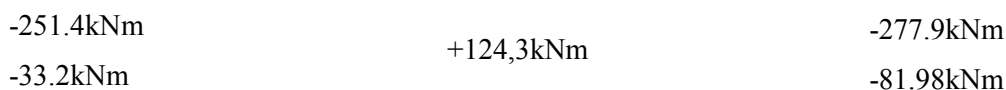
Izberemo tri različne pozicije gred, to je v 1., 2. in 3. nadstropju. Grede v vseh treh okvirjih so enake. Za dimenzioniranje uporabimo obremenitve, ki odpadejo na grede srednjega okvirja, to je okvirja v osi B (v tem okvirju je gravitacijska obtežba najintenzivnejša). Grede v 1. nadstropju poimenujem s T001, v drugem nadstropju s T002 in tretjem nadstropju s T003.

#### 5.2.2.1 Vzdolžna armatura

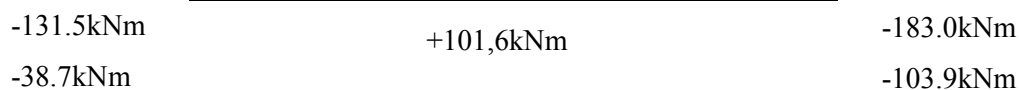
Na spodnjih skicah so podane obremenitve gred. Obremenitve ob vozliščih so prikazane za potresno obtežno kombinacijo medtem ko obremenitev v polju določa obtežna kombinacija gravitacijskih vplivov.



**Slika I-5.14: Obremenitev grede T001**



**Slika I-5.15: Obremenitev grede T002**

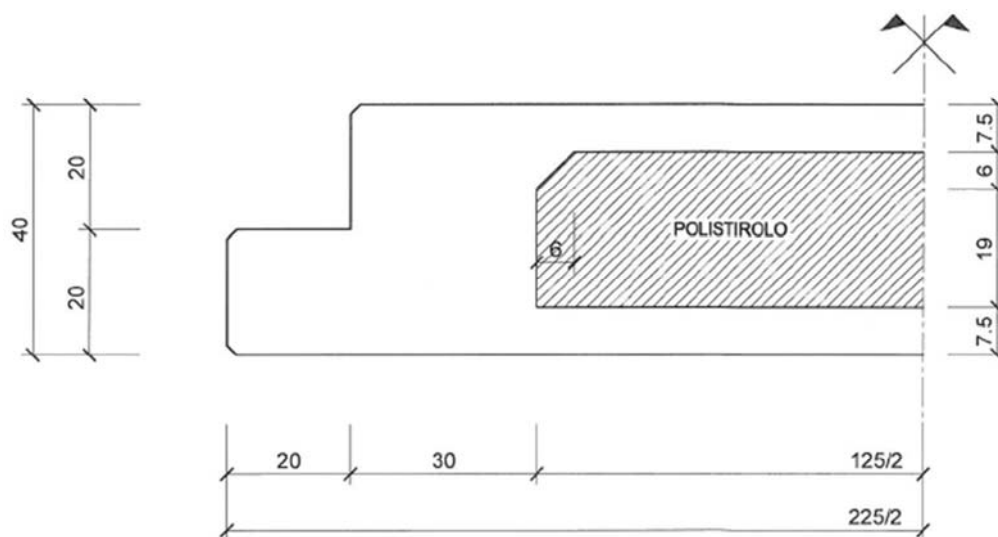


**Slika I-5.16: Obremenitev grede T003**



Kot že omenjeno so grede votli nosilci, kar je ugodno v smislu redukcije lastne teže. Prazen prostor je zapolnjen s polistirolom. Geometrija prereza je podana na sliki I-5.17.

Krila, kamor nalegajo plošče pri računu togosti smo v programu SAP2000 zanemarili, saj nimajo velikega vpliva. Prav tako jih zanemarimo pri računu nosilnosti s programom DIAS (Slika I-5.18). V začetku prikažimo podrobneje le dimenzioniranje grede T001.

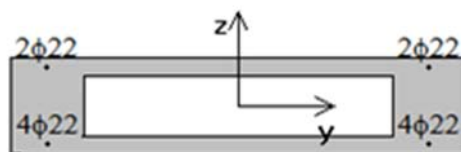


Slika I-5.17: Geometrija prereza grede

C 45/55

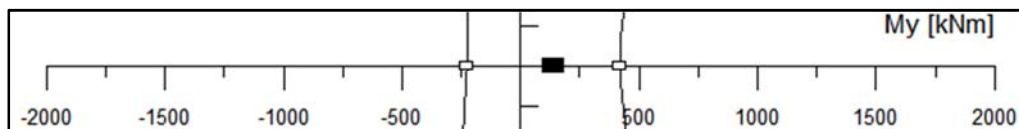
$\sigma_j$  450 MPa

$\mu = 1.07\%$



Slika I-5.18: Izbran prerez v polju grede T001

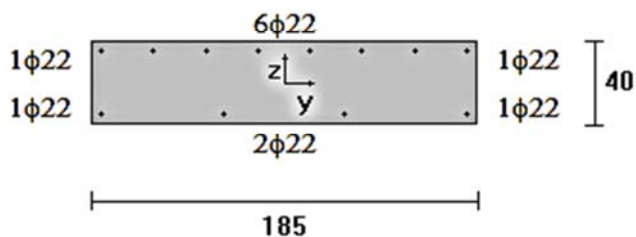
V polju smo izbrali armaturo kot je na Sliki I-5.18. Armaturo določa minimalna stopnja armiranja, kar bo prikazano nekoliko kasneje.



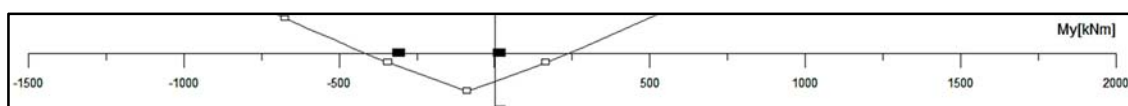
Slika I-5.19: Kontrola upogibne nosilnosti za dano obremenitev v polju grede T001

Ob vozliščih prerez ni več votel. Pri dimenzioniranju predpostavimo, da stik zagotavlja enako upogibno togost za obe smeri obremenitve (negativno in pozitivno). To je zagotovljeno z ustreznim sidranjem gred v stebre (glej Uvod, Slika5). Prerez, s katerim računamo odpornost ob vozlišču, je prikazan na Sliki I-5.20:

C 45/55  
 $\sigma_j$  450 MPa  
Arm. od roba 4.0 cm  
 $\mu = 0.62\%$



Slika I-5.20: Izbrani prerez grede T001



Slika I-5.21: Kontrola upogibne nosilnosti za dano obremenitev grede ob vozliščih T001

Izberemo enako armiranje gred ob obeh vozliščih. To je pomembno predvsem zaradi določitve nosilnosti prerezov pri metodi načrtovanja nosilnosti. Močnejša greda posledično pomeni močnejši stebel.

-421.7kNm  
+236.5kNm  
-421.7kNm  
+236.5kNm

Slika I-5.22: Nosilnost grede T001 ob vozliščih

Nadalje je potrebno opraviti še kontrolo lokalne duktilnosti gred (5.4.3.1.2). To je potrebno preveriti zaradi razloga, da v kritični coni pri duktilnih AB elementih ne more priti do krhke porušitve tlačnega betona pred plastifikacijo natezne armature.

Ob vozlišču:

$$\mu_{\phi} = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot 3,9 - 1 = 6,8 \quad (5.17)$$

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,78}{200000} = 0,00217$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{30,4}{185 \cdot 36} = 0,0046$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b_w \cdot d} = \frac{15,2}{185 \cdot 36} = 0,0023$$

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0023 + \frac{0,0018}{6,8 \cdot 0,002175} \cdot \frac{3}{39,1} = 0,0116 \quad (5.18)$$

$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,5 \cdot \frac{3,8}{450} = 0,0042 \quad (5.19)$$

$$\rho_{min} = 0,42\% \leq \rho = 0,46\% \leq \rho_{max} = 1,16\%$$

Izbrana armatura ustreza minimalni in maksimalni stopnji armiranja določeni po EC8. Vendar pa standard zahteva tudi, da je potrebno v tlačnem območju poleg morebitne armature, ki sledi iz preveritve mejnega stanja grede pri potresnem projektnem stanju, položiti še armaturo, ki znaša vsaj polovico prereza dejanske natezne armature.

$$\frac{\rho'}{\rho} = \frac{0,0023}{0,0046} = 0,50 \geq 0,50 \quad (5.20)$$

Tudi ta pogoj je v danem primeru očitno izpolnjen, pomemben pa je iz dveh razlogov. Zavedati se namreč moramo, da so bile potresne sile reducirane s faktorjem q. Ta nikakor ne more biti točno določena oziroma determinirana vrednost, čeprav v samem računu je. Princip samega dimenzioniranja je tak, da je dejanska projektna nosilnost vedno večja od računske nosilnosti. Razlog je v tipizaciji armaturnih palic in drugi sestavnih elementih konstrukcije in nezanesljivosti pri materialnih karakteristikah. To pa pomeni, da do plastifikacije konstrukcije pride kasneje kot kaže račun. Posledica tega je, da so dejanske **potresne** sile ob potresu višje kot računske. Na drugi strani pa izbira faktorja obnašanja nima vpliva na obremenitve zaradi gravitacijskih vplivov. Jasno je, da v takem

primeru lahko pride do pojava pozitivnih momentov ob vozlišču grede, čeprav jih v samem modelu ni. Zato je pogoj za minimalno armiranje v tlačnem območju pomemben.

Poleg zgoraj opisanega je pogoj (5.20) pomemben tudi zaradi zagotavljanja duktilnosti ob vozliščih.

V polju:

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,78}{200000} = 0,00217$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{30,4}{36 \cdot 185} = 0,00457$$

Kontrolirajmo še pogoje, ki jih postavlja Evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1, 9.2.1.1). Omejitvi za maksimalno in minimalno armaturo, sta zapisani z enačbama enačba 5.21 in 5.22:

$$\rho_{min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,26 \cdot \frac{3,8}{450} = 0,0022 \quad (5.21)$$

$$\rho_{max} = 0,04 \quad (5.22)$$

Tako določimo armaturo še za gredi T002 in T003. Izbrana armatura, upogibna obremenitev ter deleži armiranja so zbrani v Preglednici I-5.19(a).

**Preglednica I-5.19(a): Obremenitev, izbrana vzdolžna armatura, stopnja armiranja ter nosilnost gred**

Greda	Mesto	M <sub>Ed-</sub>	M <sub>Ed+</sub>	Zgoraj		Spodaj		$\rho$	$\rho'$	M <sub>Rd-</sub>	M <sub>Rd+</sub>	$\rho_{min}$	$\rho_{max}$
		[kNm]	[kNm]	n	$\Phi$	n	$\Phi$			[kNm]	[kNm]		
T001	Ob voz.	-349,8	15,8	8	22	4	22	0,0046	0,0023	-412,7	236,5	0,0042	0,0116
T002	Ob voz.	-277,9		8	22	4	22	0,0046	0,0023	-412,7	236,5	0,0042	0,0116
T003	Ob voz.	-183		8	22	4	22	0,0046	0,0023	-412,7	236,5	0,0042	0,0116

Vse grede smo armirali enako. Razlog je v pogoj za minimalno vzdolžno armaturo. V vseh gredah bi sicer glede na obremenitve lahko uporabili manj armature, vendar pa je pogoj minimalnega vzdolžnega armiranja strožji. Pri prototipu je delež armature v gredah pod minimalno mejo zahtevano po standardu (glej točko 5.2.4 Povzetek).

Predpostavimo še, da ne upoštevamo pogoja o minimalni armaturi ob vozliščih gred. V Preglednica I-5.19(b) so podane obremenitve, izbrane vzdolžne armature, stopnja armiranja in nosilnost gred. Armatura je določena le iz pogojev mejnega stanja nosilnosti.

**Preglednica I-5.19(b): Obremenitev, izbrana vzdolžna armatura, stopnja armiranja ter nosilnost gred (brez upoštevanja pogoja o minimalni vzdolžni armaturi ob vozliščih gred)**

Greda	Mesto	$M_{Ed-}$	$M_{Ed+}$	Zg.		Sp.		$\rho$	$\rho'$	$M_{Rd-}$	$M_{Rd+}$	$\rho_{min}$	$\rho_{max}$
		[kNm]	[kNm]	n	$\Phi$	n	$\Phi$			[kNm]	[kNm]		
T001	Ob voz.	-349,8	15,8	5	25	3	25	0,0037	0,0022	-350	227,3	0,0042	0,0116
T002	Ob voz.	-277,9		10	16	5	16	0,0030	0,0015	-283,6	163,3	0,0042	0,0116
T003	Ob voz.	-183		3	25	3	20	0,0022	0,0014	-210,5	150,3	0,0042	0,0116

### 5.2.2.2 Strižna armatura

Prečne sile za dimenzioniranje strižne armature v gredi je potrebno izračunati po metodi načrtovanja nosilnosti. Izračunamo jih kot prečne sile, ki nastopijo ob plastifikaciji grede na obeh krajiščih za obe smeri potresa (v našem primeru smer potresa ne igra vloge, ker je greda armirana ob obeh krajiščih enako). Tem silam dodamo še prečne sile zaradi gravitacijske obtežbe določene na prostoležečem nosilcu (v nadaljnjem računu označene z  $V_g$ ). Tak model uporabimo zato, ker se krajišča grede ob projektni potresni obremenitvi plastificirajo, nastanejo plastični členki. Vsota obeh sil je v nadaljnjem računu označena z  $V_{CD}$ .

**Preglednica I-5.20: Strižna obremenitev v gredi**

Greda	$M_{Rd-}$	$M_{Rd+}$	$V_g$	$V_{CD}$	$V_{Ed}$
	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]
T001	-412,7	236,5	160,3	268,5	229,6
T002	-412,7	236,5	144,9	253,1	205,5
T003	-412,7	236,5	108,2	216,4	157,5

**Preglednica I-5.21: Strižna nosilnost betona in izbrana strižna armatura**

Greda	$V_{CD}$	$V_{Rd,c}$	$\Phi$	$s$	Strižnost
	[kN]	[kN]			
T001	268,5	384,0	10,0	10,0	4
T002	253,1	384,0	10,0	10,0	4
T003	216,4	384,0	10,0	10,0	4

### Kritično območje

Na podlagi obremenitev in strižne nosilnosti betona (prikazano v Preglednicah I-5.20 in I-5.21) bi lahko izbrali minimalno prečno armaturo, 4-strižna stremena  $\Phi 6$  na razdalji  $s=10\text{cm}$  v kritičnem območju ( $l_{cr}=h_w=40\text{cm}$ ). Razdaljo med stremeni smo določili iz pogoja:

$$s = 10\text{cm} \leq \min\left(\frac{h_w}{4} = \frac{40}{4} = 10; 24 \cdot d_{bw} = 24 \cdot 0,6 = 14,4; 22,5; 8 \cdot 2,2 = 17,6\right) = 10,0\text{cm}$$

Velikost palic strižnega armiranja smo izbrali na podlagi pogoja iz standarda, ki pravi, da so izbrana minimalna stremena debeline vsaj 6mm (SIST EN 1998-1, 5.4.3.1.2 (6)P).

Kljub temu pa glede na to, da je nosilec 20cm od roba votel in s tem strižna nosilnost ni več taka kot je izračunana v Preglednici I-5.20 za polni prerez, zagotovimo, da je strižna armatura dovolj močna, da sama prevzame strižne obremenitve. Zato izberemo naslednje prečno armiranje: 4-strižna stremena  $\Phi 10$  na razdalji  $s=10\text{cm}$ .

#### Izven kritičnega območja

Izven kritičnega območja bi lahko sicer podaljšali razdaljo med stremeni, vendar kljub temu izberemo 2-strižna stremena  $\Phi 6$  na razdalji  $s=10\text{cm}$ , kot v kritičnem območju.

Preverimo še minimalno strižno armaturo, ki jo določa EC2:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08\sqrt{45}}{450} = 0,00119$$

$$\rho_w = A_{sw}/(s \cdot b_w \cdot \sin\alpha) = (0,3^2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot 100/10)/(10 \cdot 185 \cdot 1) = 0,00306$$

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot\alpha) = 0,75 \cdot 36 \cdot 1 = 27\text{cm}$$

### **5.2.3 Dimenzioniranje stebrov**

#### **5.2.3.1 Vzdolžna armatura**

V izhodišču izberemo vzdolžno armaturo na podlagi minimalne zahtevane (SIST EN 1998-1, 5.4.3.2.2 (1)), kot smo to že storili v poglavju 5.1.2.1.

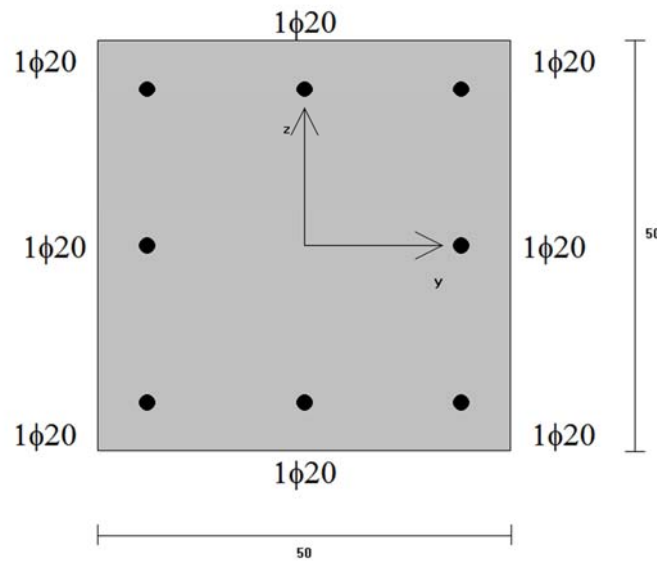
$$\rho_{l,min} = 0,01$$

$$A_{sl,min} = \rho_{l,min} \cdot b \cdot d = 0,01 \cdot 50\text{cm} \cdot 50\text{cm} = 25\text{cm}^2$$

Izberemo armaturo v vseh stebrih enako, to je  $8\Phi 20$ , to je  $A_{sl} = 25,1\text{cm}^2$  (Slika I-5.23)

C 45/55

Arm. od roba 5.0 cm

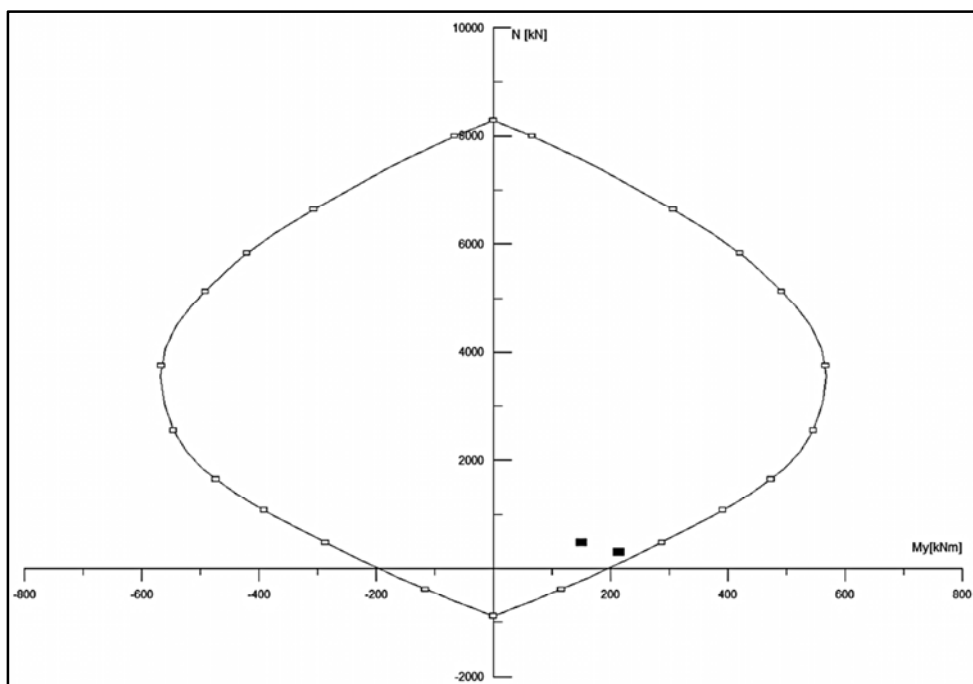
 $\sigma_j$  450 MPa $\mu = 1.01\%$ 

Slika I-5.23: Izbrani prerez stebra

Zunanji steber

$$N_{Ed-} = 607.8 \text{ kN} \quad M_{Ed-} = 151.2 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed+} = 438.1 \text{ kN} \quad M_{Ed+} = 214.0 \text{ kNm}$$



Slika I-5.24: Interakcijski diagram z obremenitvijo za zunanji steber (P1002)

Sledi kontrola stopnje vzdolžnega armiranja:

$$\rho_{min} = 0,01$$

$$\rho_{max} = 0,04$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{25,13}{50 \cdot 50} = 0,01$$

$$v_d = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{607,8}{50^2 \cdot 3} = 0,08$$

$$\rho_{min} = 0,01 \leq \rho = 0,015 \leq \rho_{max} = 0,04$$

V primeru načrtovanja s srednjim razredom duktilnosti DCM je potrebno zagotoviti, da normirana vrednost osne tlačne sile ne doseže 65% nosilnosti prereza (enačba 5.23). S tem se omeji možnost neduktilne tlačne porušitve betona.

$$v_d = 0,08 \leq 0,65 \tag{5.23}$$

#### Notranji steber

$$N_{Ed-} = 988,5kN \quad M_{Ed-} = 207,6kNm$$

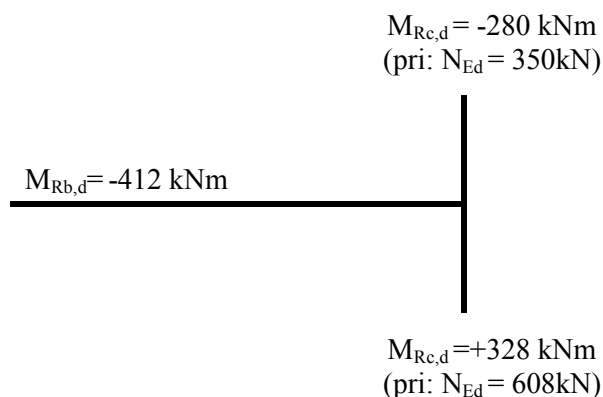
Očitno je, da steber prenese tudi to obremenitev (glej diagram na sliki I-5.24).

$$v_d = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{988,5}{50^2 \cdot 3} = 0,13$$

$$v_d = 0,13 \leq 0,65$$

V sledečih računih je predstavljen princip dimenzioniranja po metodi načrtovanja nosilnosti za stebre v spodnji etaži. Ideja je, da je nosilnost stebrov višja od nosilnosti gred. Pri tem se upošteva še varnostni faktor, s katerim povišamo nosilnost gred. Višja nosilnost gred torej pomeni potrebo po bolj močnih stebrih. Ta pogoj je navadno tudi merodajen za izbiro armature.



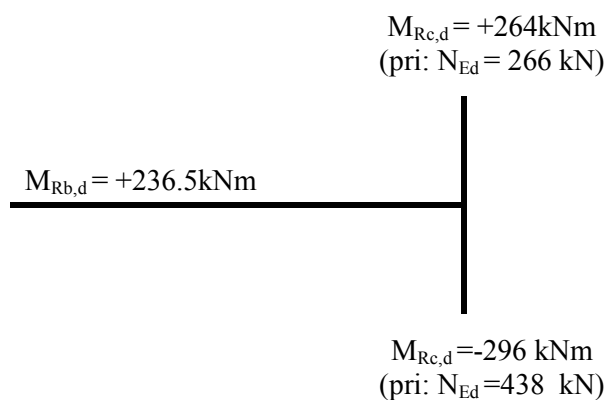
Kontrola zunanjega stebra

**Slika I-5.25: Notranje sile ob plastifikaciji vseh elementov v vozlišču za smer potresa +X**  
(glej sliko I-5.13 za koordinatni sistem)

$$\sum M_{Rc,d} = 280 + 328 = 606 \text{ kNm}$$

$$1,3 \cdot \sum M_{Rb,d} = 1,3 \cdot 412 = 535,6 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{Rc,d} = 608 \text{ kNm} > 1,3 \cdot \sum M_{Rb,d} = 536,5 \text{ kNm}$$



**Slika I-5.26: Notranje sile ob plastifikaciji vseh elementov v vozlišču za smer potresa -X**

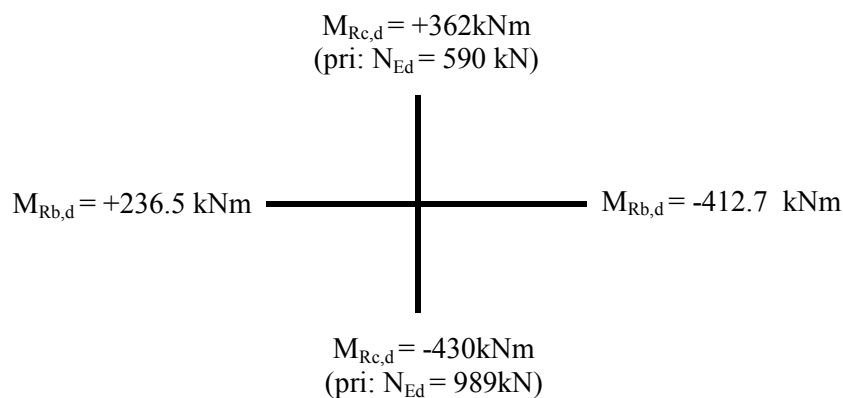
$$\sum M_{Rc,d} = 264 + 296 = 560 \text{ kNm}$$

$$1,3 \cdot \sum M_{Rb,d} = 1,3 \cdot 236,5 = 307,5 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{Rc,d} = 560 \text{ kNm} > 1,3 \cdot \sum M_{Rb,d} = 307,5 \text{ kNm}$$

### Kontrola notranjega stebra

Izberemo izhodiščno vzdolžno armaturo  $8\Phi 22$ .



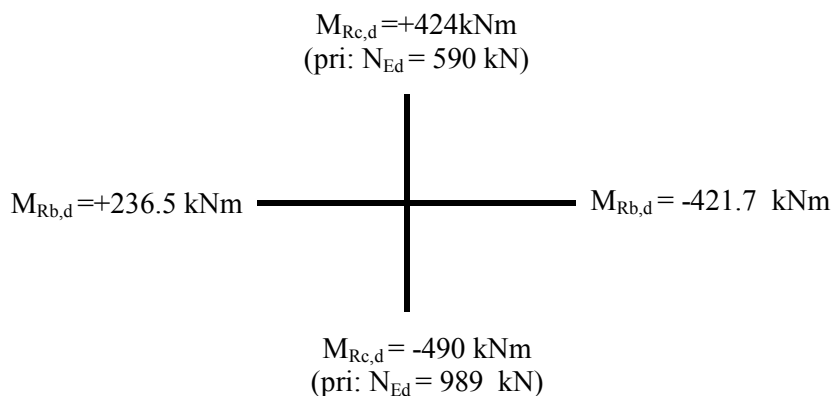
**Slika I-5.27: Notranje sile ob plastifikaciji vseh elementov v vozlišču za smer potresa -X**

$$\sum M_{Rc,d} = 430 + 362 = 792 \text{ kNm}$$

$$1,3 \cdot \sum M_{Rb,d} = 1,3 \cdot (236,5 + 412,7) = 844,0 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{Rc,d} = 792 \text{ kNm} < 1,3 \cdot \sum M_{Rb,d} = 844,0 \text{ kNm}$$

V notranjem stebri povečamo armaturo na  $8\Phi 25$ , to je  $A_{sl} = 39,3 \text{ cm}^2$ .



**Slika I-5.28: Notranje sile ob plastifikaciji vseh elementov v vozlišču za smer potresa -X in za armaturo  $8\Phi 25$**

$$\sum M_{Rc,d} = 424 + 490 = 914 \text{ kNm}$$

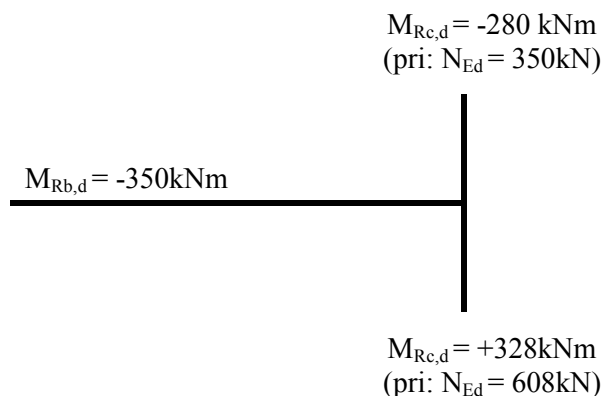
$$1,3 \cdot \sum M_{Rb,d} = 1,3 \cdot (236,5 + 412,7) = 844,0 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{Rc,d} = 914 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb,d} = 844,0 \text{ kNm}$$

Izbrane vzdolžne armaturne palice  $8\Phi 25$  zadostujejo.

Poglejmo še, kakšno armaturo v stebrih bi potrebovali, če minimalnega pogoja armiranja v gredah ne bi upoštevali, kot smo to že storili v poglavju 5.2.2.1 (Preglednica I-5.19(b)). Ponovno izhajamo iz vzdolžnih palic 8Φ20 v zunanjih stebrih.

#### Kontrola zunanjega stebra

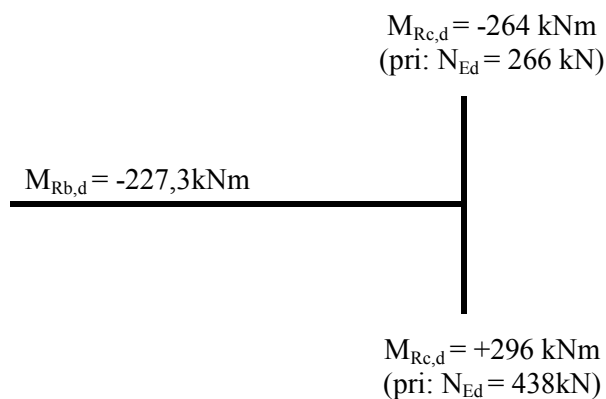


**Slika I-5.25(b): Notranje sile ob plastifikaciji vseh elementov v vozlišču za smer potresa X**

$$\sum M_{Rc,d} = 280 + 328 = 608 \text{ kNm}$$

$$1,3 \cdot \sum M_{Rb,d} = 1,3 \cdot 350 = 455 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{Rc,d} = 608 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb,d} = 455 \text{ kNm}$$



**Slika I-5.26(b): Notranje sile ob plastifikaciji vseh elementov v vozlišču za smer potresa -X**

$$\sum M_{Rc,d} = 296 + 438 = 734 \text{ kNm}$$

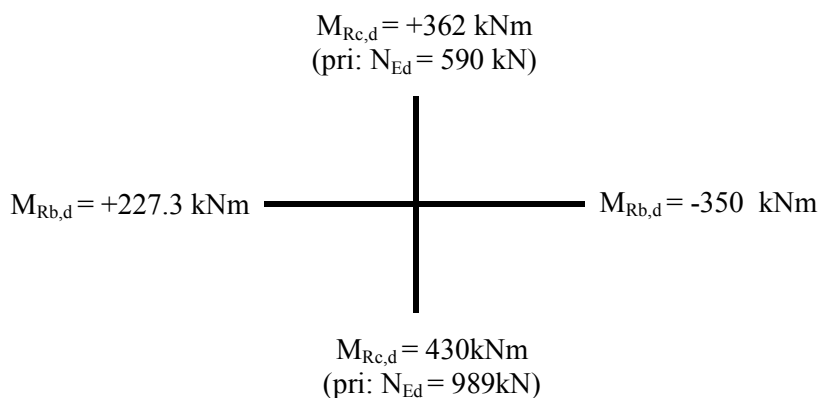
$$1,3 \cdot \sum M_{Rb,d} = 1,3 \cdot 227,3 = 295,5 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{Rc,d} = 734 \text{ kNm} > 1,3 \cdot \sum M_{Rb,d} = 295,5 \text{ kNm}$$

Več problemov pričakujemo pri notranjem stebri, kjer je vnos upogibne obremenitve v stebre večji.

### Kontrola notranjega stebra

Pri notranjih stebrih izberemo izhodiščno vzdolžno armaturo 8Φ22.



**Slika I-5.27(b): Notranje sile ob plastifikaciji vseh elementov v vozlišču za smer potresa -X**

$$\begin{aligned} \sum M_{Rc,d} &= 362 + 430 = 792 \text{ kNm} \\ 1,3 \cdot \sum M_{Rb,d} &= 1,3 \cdot (227,3 + 350) = 750,5 \text{ kNm} \\ \sum M_{Rc,d} &= 792 \text{ kNm} > 1,3 \cdot \sum M_{Rb,d} = 750,5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Takšna armatura (8Φ22) bi po metodi načrtovanja nosilnosti torej zadostovala za notranji stebel. Izbrali bi torej 8Φ22 v vseh stebrih. Še enkrat spomnimo, da minimalna vzdolžna armatura gred ni bila upoštevana!

### 5.2.3.2 Strižna armatura

Strižno armaturo izračunamo za stebre z vzdolžno armaturo 8Φ25.

#### Notranji stebel

$$l_{cl} = 3,3 - 0,5 = 2,8m$$

$$M_{d,ob \ vpetju} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} = 1,1 \cdot 490 = 539 \text{ kNm} \quad (5.24)$$

$$M_{d,na \ vrhu} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) = 1,1 \cdot 490 \cdot \frac{649}{914} = 383 \text{ kNm} \quad (5.25)$$

$$V_{CD} = \frac{M_{d,ob \ vpetju} + M_{d,na \ vrhu}}{l_{cl}} = \frac{539 + 383}{2,8} = 321 \text{ kN}$$

Zunanji steber (Smer potresa +X)

$$l_{cl} = 3,3 - 0,5 = 2,8m$$

$$M_{d,ob\ vpetju} = \gamma_{Rd} M_{RC,i} = 1,1 \cdot 341,6 = 375,8kNm$$

$$M_{d,na\ vrhu} = \gamma_{Rd} M_{RC,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{RC}}\right) = 1,1 \cdot 341,6 \cdot \frac{237}{647} = 138kNm$$

$$V_{CD} = \frac{M_{d,ob\ vpetju} + M_{d,na\ vrhu}}{l_{cl}} = \frac{376 + 138}{2,8} = 183kN$$

Zunanji steber (Smer potresa -X)

$$l_{cl} = 3,3 - 0,5 = 2,8m$$

$$M_{d,ob\ vpetju} = 1,1 \cdot 309,8 = 340,8kNm$$

$$M_{d,na\ vrhu} = 1,1 \cdot 309,8 \cdot \frac{412,7}{599,2} = 235kNm$$

$$V_{CD} = \frac{341 + 235}{2,8} = 206kN$$

**Preglednica I-5.22: Obremenitev stebrov po metodi nosilnosti in iz ovojnice vseh obtežnih kombinacij ter izbira potrebnega strižnega armiranja**

Steber	$V_{Ed}$	$V_{CD}$	$V_{Rd,c}$	$n$ (strižnost)	$\Phi$	$s$	$V_{Rd,s}$
	kN	kN	kN	$2 \cdot \sqrt{2}$		cm	kN
notranji	171	321	288,3	2,83	8	15	370,6
zunanji	87,7	206	194,8	2,83	8	15	370,6

Kritično območje

Kot je razvidno iz Preglednice I-5.22 smo izbrali  $2 \cdot \sqrt{2}$  strižna  $\Phi 8/15cm$  v notranjem stebru in zunanjem stebru kar zadostuje.

Dolžina kritičnega območja:

$$l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl}/6; 0,45m\} = \max\{0,5\text{ m}; 3,3/6=0,55\text{ m}; 0,45m\} = 0,55m$$

**Preglednica I-5.23: Kontrola mehanskega deleža stremen za objetje**

Steber	$b_o$	$b_i$	$N_{Ed}$	$v_d$	$s$	$\alpha_n$	$\alpha_s$	$\alpha$	$A_{sw}$	$\alpha\omega_{wd}$	$K$
	[cm]	[cm]	[kN]		[cm]						
notranji	40	18,8	989	0,135	15	0,705	0,660	0,466	0,50	0,033	0,020
zunanji	40	18,9	523	0,069	15	0,702	0,660	0,464	0,50	0,033	-0,007

Izven kritičnega območja

Minimalna strižna armatura izven kritičnega območja:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08\sqrt{45}}{450} = 0,00119$$

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) = 0,75 \cdot 45 \cdot 1 = 33,75\text{cm}$$

Izberem enako kot v kritičnem območju  $2 \cdot \sqrt{2}$  strižno  $\Phi 8/15\text{cm}$ .

$$\rho_w = A_{sw}/(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) = (0,4^2 \cdot \pi \cdot 2^{3/2} \cdot 100/15)/(15 \cdot 50 \cdot 1) = 0,0126$$

**5.2.4 Povzetek**

Minimalno vzdolžno armiranje v gredah, ki je zahtevano po EC8 zaradi zagotavljanja potrebne duktililnosti, več kot zadostuje glede na dane obremenitve ob vozliščih. Večja nosilnost gred zaradi omejitve minimalne armature pa po metodi načrtovanja nosilnosti pomeni večjo potrebno upogibno armiranje stebrov. Tako je potrebno v srednjem stebru namestiti osem vzdolžnih armaturnih palic  $\Phi 25$ . Kot je bilo že omenjeno v povzetku poglavja 5.1. je uporabljena vzdolžna armatura ( $8\Phi 20$ ) tudi v okvirni konstrukciji s togimi stiki prešibka.

**Preglednica I-5.24: Izbrana armatura stebrov**

	Vzdolžna armatura	Prečna armatura
	$n\Phi[\text{mm}]$	$\Phi[\text{mm}]/s[\text{cm}] (2\sqrt{2} \text{ strižno})$
Izračun	$8\Phi 25$	$\Phi 8/15 \text{ cm}$
Prototip	$8\Phi 20$	$\Phi 8/7,5\text{cm}$

**Preglednica I-5.25: Izbrana armatura grede T001**

	Vzdolžna armatura	Prečna armatura v kr. obm.
	nΦ[mm]	Φ[mm]/s[cm] (4 strižno)
<b>Izračun</b>	Zgoraj:8Φ22, Spodaj: 4Φ22	Φ10/10 cm
<b>Prototip</b>	Zgoraj:4Φ25, Spodaj: 4Φ25	Φ10/10cm

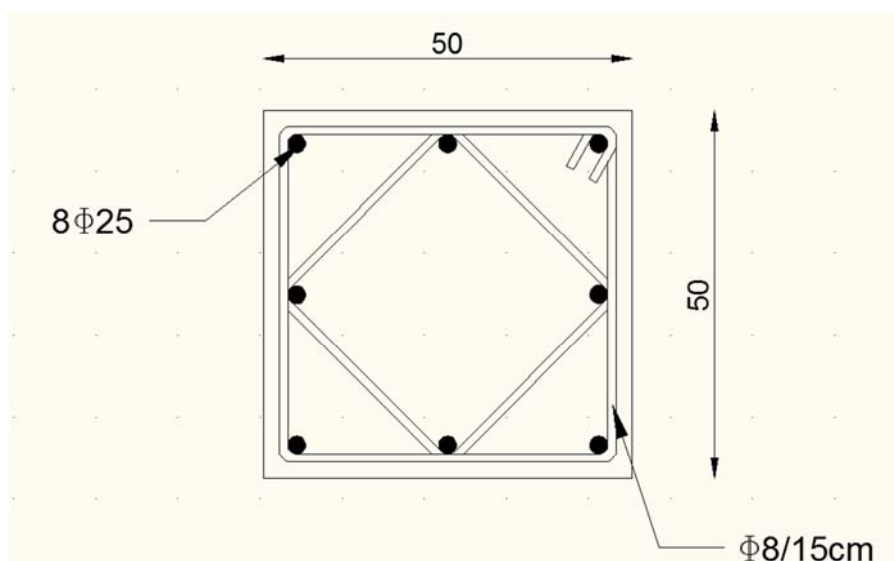
Izračunana armatura za primer momentnega okvirja se enako kot pri sistemu členkasto povezanih konzol v primerjavi s prototipom razlikuje tako pri upogibu kot pri strigu. Vz dolžne palice je tokrat potrebno še povečati iz 8Φ22 na 8Φ25. To je predvsem posledica upoštevanja metode načrtovanja nosilnosti, ki ima pri momentnem okvirju še večjo vlogo. Ta princip narekuje relativno visoko armiranje stebrov, ki morajo biti močnejši od gred (Preglednica I-5.25).

Pokazali smo, da če ne upoštevamo pogoja o minimalni vzdolžni armaturi v gredah, zadostuje armiranje stebrov 8Φ22 (Slika I-5.27(b))

Pri dejanski konstrukciji je bilo vzdolžne armature premalo (8Φ20) ne samo glede na ovojnico obremenitev (Slika I-5.4), ampak tudi v smislu metode načrtovanja nosilnosti. Če si pogledamo zahtevo

$$\sum M_{RC,d} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb,d}, \quad (5.26)$$

za prototip opazimo, da ta ni izpolnjena. Razmerje  $\sum M_{RC,d} / \sum M_{Rb,d}$  namreč znaša od 1,01 v prvi etaži, kar pomeni, da ni dodatne varnosti.



Slika I-5.29:Končni izbrani prerez

## 6 ZAKLJUČEK

V prvem delu diplomske naloge smo z uporabo standarda Evrokod 8 za gradnjo na potresnih območjih dimenzionirali 3-etažno armiranobetonsko montažno stavbo v dveh konstrukcijskih izvedbah. V prvi izvedbi, ki je bolj značilna za evropsko gradbeno prakso, so bile grede pritrjene na večetažne konzolne samo preko moznikov. Momentna odpornost takega stika je praktično nična. Zato se tak stik obravnava kot členkast. Konstrukcijo tako sestavlja skupina večetažnih konzolnih stebrov, ki so v etažah povezani z gredami in na njih položenimi ploščami. Za etažne konstrukcije smo predpostavili, da so v svoji ravnini toge, kar so v zadostni meri potrdili tudi nedavni eksperimenti na tej konstrukciji. V drugi izvedbi smo predpostavili, da so bili mozničeni stiki naknadno monolitizirani s posebnimi montažnimi armaturnimi povezavami. Prepostavili smo, da je bila dosežena polna momentna odpornost in popolna togost teh stikov med gredami in stebri. Tako smo konstrukcijo obravnavali kot monolitni okvir.

Pričakovali bi, da je rutinsko projektiranje tako pogostih konstrukcijskih sistemov brez težav in da je v standardih jasno opredeljeno. Izkazalo pa se je, da tudi najnovejša verzija standarda še vedno ne določa dovolj natančno vseh postopkov projektiranja takšnih montažnih konstrukcij. V teh primerih smo skušali predlagati ustrezne rešitve.

### Sistem členkasto povezanih konzolnih stebrov

Pri projektiranju te konstrukcije smo podrobneje obravnavali predvsem določanje dejanskih prečnih sil pri potresnem vplivu, pa tudi izbiro primerne faktorja obnašanja in predpisane kontrole zadostne togosti sistema.

Standard zahteva projektiranje strižne armature in vozlišč z uporabo postopka načrtovanja nosilnosti. V ta namen moram poznati maksimalno strižno silo, ki lahko nastopi med odzivom na potres. Postopek določanja te sile za večetažne stebre ni poznan in tudi v standardu ni opredeljen. Na podlagi nedavnih študij v raziskovalni skupini (Petroni, 2010) smo predlagali, da se uporabi enak faktor povečanja  $\epsilon$ , ki ga Evrokod 8 predpisuje za konzolne stene visoke stopnje duktilnosti. Ta faktor je relativno visok. V obravnavanem primeru je bil kar enak faktorju obnašanja 3,0. Neupoštevanje tega povečanja lahko torej vodi do popolno napačne ocene strižnih sil v večetažnih konzolah. Še zlasti pa je to lahko kritično pri projektiranju vozlišč.

Evrokod 8 ne določa faktorja obnašanja za montažne konstrukcije iz večetažnih konzolnih stebrov. Pri enoetažnih konstrukcijah je možno določila standarda smiselno razumeti tako, da se lahko uporabi enaka redukcija kot pri monolitnih okvirih. To smo zaenkrat predpostavili tudi za obravnavani večetažni sistem. Upoštevali pa smo, da je faktor dodatne nosilnosti zaradi statične nedoločenosti  $\alpha_w/\alpha_1 = 1.0$ . Obnašanje tega sistema in vpliv te izbire bomo študirali v Delu II.

Po pričakovanju so večetažni konzolni stebri zelo podajne konstrukcije. Potrdili smo, da konstrukcija, ki je bila eksperimentalno preizkušana, ni izpolnjevala omejitev glede podajnosti in s tem povezanih zahtev glede obravnavanja konstrukcije po teoriji drugega reda. Pri doslednem upoštevanju standarda



je bila edina rešitev povečanje dimenzij stebrov. O smiselnosti teh zahtev bomo lažje sodili po obdelavi rezultatov nedavnih eksperimentov. Za sedaj pa je edina možna alternativa povečanju dimenzij le monolitizacija stikov, ki je bila raziskana v drugi izvedbi.

#### Okvir s togimi stiki med gredami in stebri

Če smo privzeli veljavnost predpostavke, da so stiki montažnih gred in stebrov dejansko izvedeni tako, da so togi in dovolj odporni, da omogočajo razvoj polnoplastičnega mehanizma sistema, s projektiranjem te konstrukcije ni bilo večjih težav. Uporabili smo lahko faktor obnašanja, postopke načrtovanja nosilnosti in vsa konstrukcijska določila, ki veljajo za monolitne konstrukcije. Takšna konstrukcija je zlahka izpolnila zahteve glede zadostne togosti in ni zahtevala posebnih postopkov uporabe teorije drugega reda. Ugotovili pa smo, da preizkušana konstrukcija ni v celoti izpolnjevala zahtev za načrtovanje upogibne nosilnosti stebrov. Zato so bili stebri nekoliko šibkejši, kot zahteva striktna uporaba standarda v tej nalogi.

Problem pa je predvsem v sporni veljavnosti osnovne predpostavke o popolni monolitizaciji montažnega stika. V Delu II bo pokazano, da je uporabljena tehnologija povezav sicer omogočila zadostno nosilnost stika, še zdaleč pa ni zagotovila popolno togost povezave. Pomiki so bili tako daleč večji od tistih, ki so bili predvideni v projektu. Rezultirajoča sposobnost sipanja energije tako povezane konstrukcije je bila majhna, kar postavlja pod vprašaj izbiro redukcijskega faktorja v tem projektu. Dodatni komentar bomo podali v Delu II

## DEL II: Modeliranje neeleastičnega odziva

### 1 UVOD

Večetažni montažni stavbi, ki sta bili projektirani po Evrokod standardu v predhodnem delu naloge, sta bili psevdodinamično preizkušeni v naravni velikosti v evropskem laboratoriju v Ispri v Italiji. Osnovni cilj teh raziskav je bil raziskati potresni odziv večetažnih montažnih stavb in sicer za primer ko so stiki med montažnimi elementi izvedeni klasično z mozniki, ali so ti stiki inovativni, kar pomeni da so izvedeni tako, da je zveza med stebri in gredami monolitizirana.

Omenjeni preizkusi so, med ostalim, omogočili preverbo nekaterih predpostavk in postopkov, ki jih običajno uporabljamo pri projektiranju montažnih stavb, in ki so, vsaj v posameznih primerih, nedorečeni, ravno zaradi slabe raziskanosti obravnavnega tipa konstrukcij. V tem poglavju smo s pomočjo eksperimentalnih rezultatov in s pomočjo nelinearne analize ovrednotili naslednje predpostavke in postopke, ki smo jih upoštevali v fazi projektiranja:

- standardni in raziskovani inovativni stiki so dovolj močni;
- v primeru standardnih stikov z mozniki lahko upoštevamo, da je zveza med stebri in gredami členkasta;
- inovativni stiki zagotavljajo togo zvezo med stebri in gredami, oziroma, odziv takšnih stavb je podoben odzivu monolitno izvedenih stavb z momentno odpornimi stiki;
- raziskovani tipi montažnih plošč so togi v svoji ravnini.

Poleg teh predpostavk smo ovrednotili tudi vpliv višjih nihajnih oblik na prečne sile v podajnih stebrih v montažnih stavbah s klasičnimi mozničnimi stiki.

S pomočjo nelinearne dinamične analize smo ocenili potresni odziv obeh obravnavnih tipov stavb in ga primerjali z rezultati eksperimenta. Numerični model, ki smo ga uporabili za nelinearno analizo obeh stavb je opisan v 2. Poglavju.

V 3. poglavju je prikazana analiza stavbe s klasičnimi mozničnimi stiki. Najprej (poglavje 3.2) je predstavljena analiza konstrukcije z izhodiščnim modelom, kjer so upoštevane zgoraj opisane predpostavke o močnih stikih, členkasti zvezi med stebri in gredami in togosti plošč v svoji ravnini. Ker se je izkazalo, da predpostavka o členkasti zvezi med stebri in gredami ni bila v celoti izpolnjena, je izhodiščni model spremenjen in so členkasti stiki nadomeščeni z delno momentno odpornimi stiki. Analiza s takšnim modelom in primerjava z eksperimentom je prikazana v poglavju 3.3.

V 4. poglavju je prikazana analiza montažne stavbe z inovativnimi stiki. Podobno kot v predhodnem primeru, je bila analiza konstrukcije najprej narejena z izhodiščnim numeričnim modelom konstrukcije, kjer so upoštevane vse zgoraj našteje predpostavke, ki se nanašajo na takšen tip stavb (glej poglavje 4.2). Tudi v tem primeru se je pokazalo, da je potrebno korigirati model stikov med

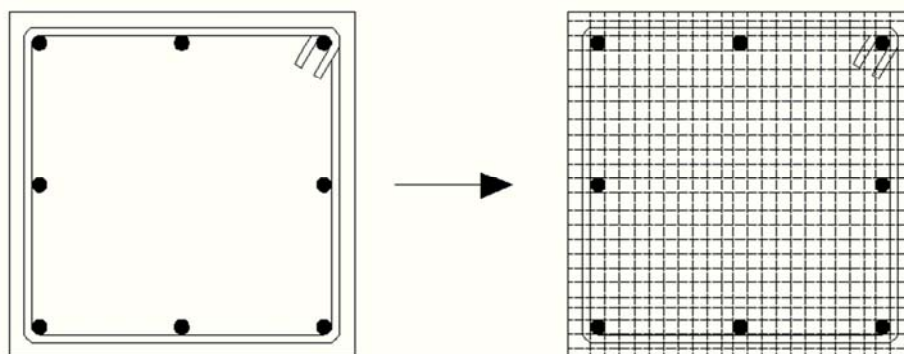
gredami in stebri. Analiza s korigiranim modelom in primerjava z eksperimentalnimi rezultati je prikazana v poglavju 4.3.

## 2 NUMERIČNI MODELI, KI SO UPORABLJENI ZA NELINEARNO DINAMIČNO ANALIZO OBRAVNAVANIH STAVB

### 2.1 Modeli stebrov in gred

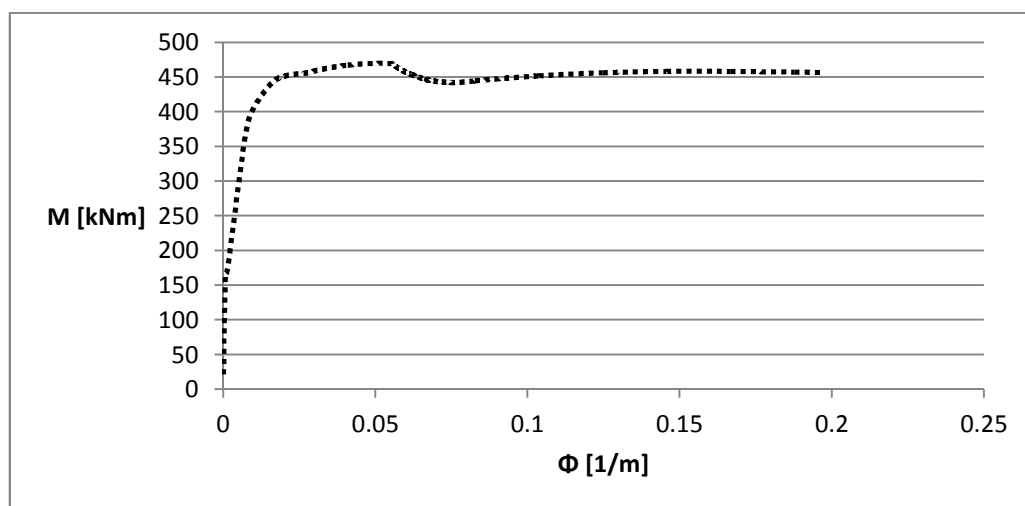
Za modeliranje stebrov in gred smo uporabili gredni element z zvezno plastifikacijo, kjer smo nelinearno obnašanje opisali z zvezo med upogibnim momentom in ukrivljenostjo. Uporabili smo element tipa »Nonlinear-beam column element«, ki je vgrajen v program OpenSees (OpenSees, 2007). Nelinearni odziv smo določili s Takedovimi histereznimi pravili, oziroma s Takedovo histereznim zanko (Takeda et al, 1970). Ovojnice, s katerimi smo definirali histerezni odziv smo določili s posebnim računom v programu OpenSees, tako kot je opisano v nadaljevanju.

Prečni prerez stebrov in gred smo razdelili na posamezne lamele, tako kot je prikazano na sliki II-2.1. Za vsako izmed lamel smo definirali (nelinearno) zvezo med napetostjo in deformacijo, glede na ustrezen material. Za vsak prerez smo določili tri takšne zveze in sicer za: beton, ki je objekt s stremensko armaturo (objekt beton), za beton, ki je zunaj stremen (neobjeti beton) in za jeklo.



Slika II-2.1: Razdelitev betonskega prereza na lamele-vlakna

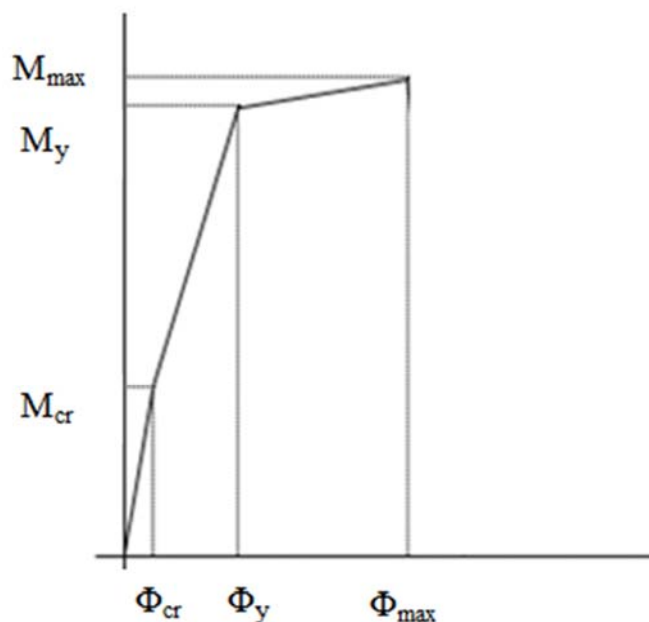
Za določeno vrednost osne sile smo, z upoštevanjem Bernoulli-jeve hipoteze, izračunali zvezo med upogibnimi momenti in ukrivljenostmi. Tipična zveza je prikazana na sliki II-2.2.



Slika II-2.3: Tipična zveza moment ukrivljenost

Potem ko smo določili ovojnice zveze med upogibnimi momenti in ukrivljenostmi, smo to ovojnico idealizirali in sicer tako, da smo določili naslednje karakteristične točke (Slika II-2.3):

- Vrednost upogibnega momenta in ukrivljenosti v trenutku ko beton razpoka
- Vrednost upogibnega momenta in ukrivljenosti v trenutku ko steče natezna armatura
- Vrednost upogibnega momenta in ukrivljenosti preden odpade zaščitna plast betona



**Slika II-2.4: Idealizacija diagrama moment ukrivljenost**

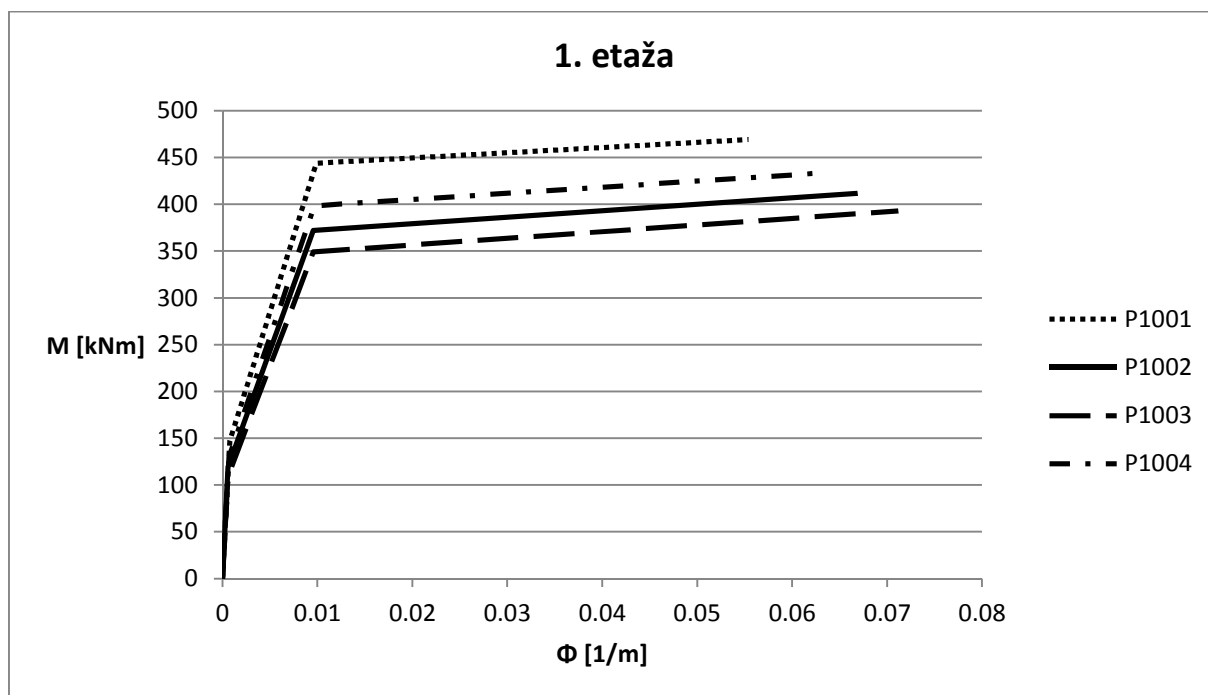
Takšno idealizacijo smo uporabili v analizi montažne stavbe z mozničnimi stiki (2) in v analizi okvirja z inovativnimi stiki (4).

Tretjo karakteristično točko običajno določimo drugače in sicer upoštevamo upogibni moment in ukrivljenost, pri katerih se prerez poruši. V obravnavnih primerih se v nobenem izmed prerezov nismo približali porušitvi. Armatura je komaj stekla. Zato smo se odločili za nekoliko drugačno idealizacijo. Izjema je le model, ki smo ga uporabili za ciklično analizo konstrukcije ter potresni analizi konstrukcije pri maksimalnem pospešku temeljnih tal 0,45g (4), kjer so bile dosežene ubčutnejše poškodbe stebrov. V teh primerih smo tretjo karakteristično točko določili tako kot je običajno, z upoštevanjem upogibnega momenta in ukrivljenosti v trenutku porušitve prereza. Idealizirane zveze upogibni-moment ukrivljenost so prikazane v poglavju 2.1.1

Karakteristike materialov in karakteristike prerezov posameznih stebrov in gred, ki so upoštevane pri računu ovojnic so prikazane v poglavjih 2.1.2 in 2.1.3.

## 2.1.1 Ovojnice histereznih zank

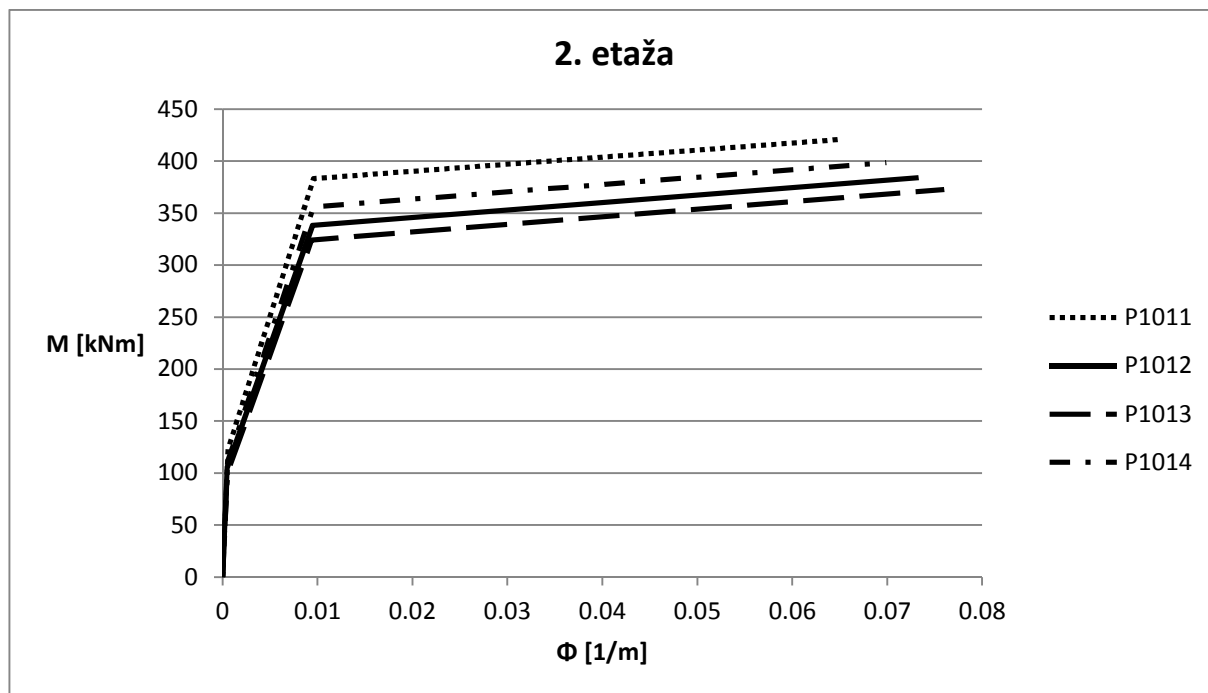
### 2.1.1.1 Stebri-model 2 in model 4 pri potresni analizi (0,30g)



Slika II-2.5: Idealiziran diagram moment-ukrivljenost za 1. etažo

Preglednica II-2.1: Karakteristične točke za ovojnice stebrov 1. etaže

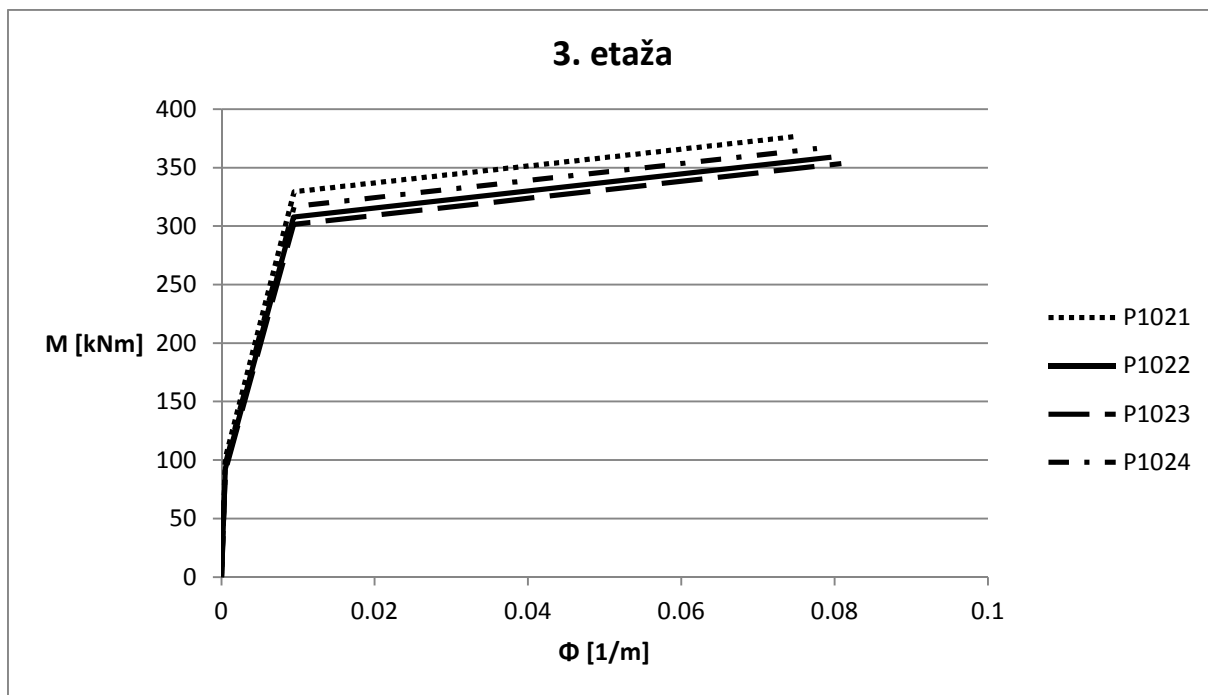
	$\Phi_{cr}$	$\Phi_y$	$\Phi_{max}$	$M_{cr}$	$M_y$	$M_{max}$	$N$
	[1/m]	[1/m]	[1/m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]
P1001	0,0008	0,0099	0,0554	147,3	443,7	469,4	322,4
P1002	0,0006	0,0096	0,0669	118,5	371,9	411,7	557,9
P1003	0,0006	0,0096	0,0712	109,4	349,3	393,0	776,7
P1004	0,0007	0,0097	0,0624	129,0	398,5	432,9	431,9



Slika II-2.6: Idealiziran diagram moment-ukrivljenost za 2. etažo

Preglednica II-2.2: Karakteristične točke za ovojnice stebrov 2. etaže

	$\Phi_{cr}$	$\Phi_y$	$\Phi_{max}$	$M_{cr}$	$M_y$	$M_{max}$	$N$
	[1/m]	[1/m]	[1/m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]
P1011	0,0006	0,0096	0,0699	383,3	420,9	420,9	204,8
P1012	0,0005	0,0094	0,076	338,2	384,1	384,1	354,6
P1013	0,0006	0,0096	0,0649	324,2	372,7	372,7	486,2
P1014	0,0005	0,0095	0,0733	356,0	398,5	398,5	270,6



Slika II-2.7: Idealiziran diagram moment-ukrivljenost za 3. etažo

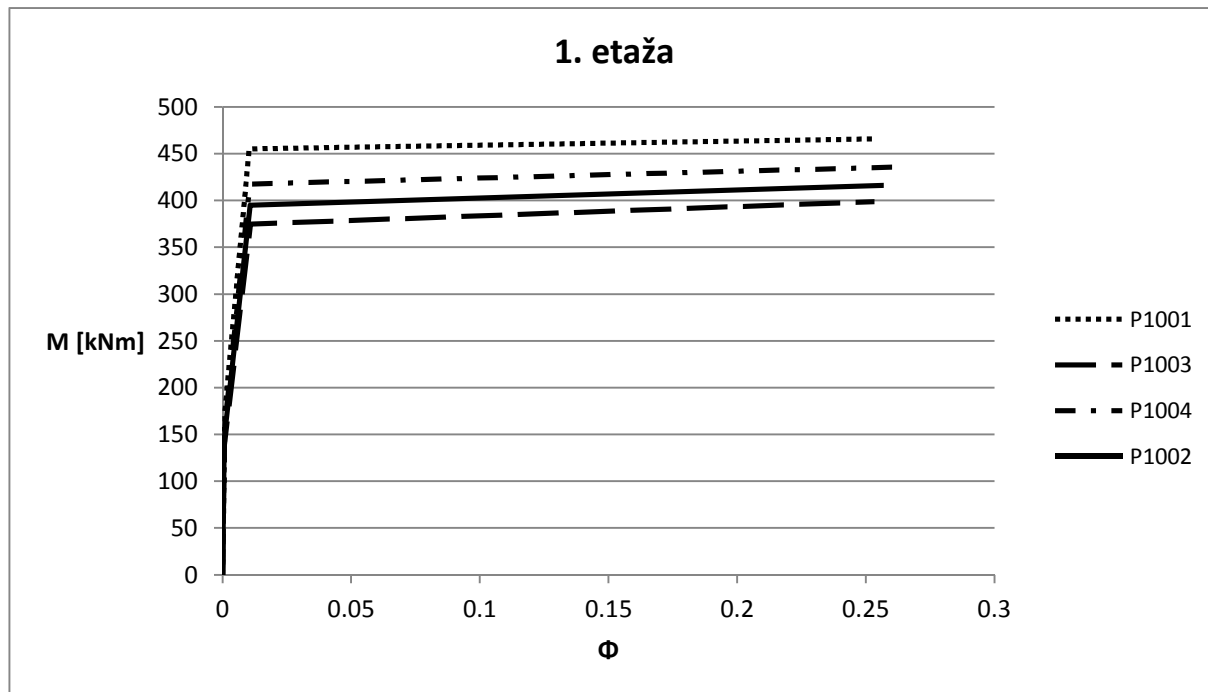
Preglednica II-2.3: Karakteristične točke za ovojnice stebrov 3. etaže

	$\Phi_{cr}$	$\Phi_y$	$\Phi_{max}$	$M_{cr}$	$M_y$	$M_{max}$	$N$
	[1/m]	[1/m]	[1/m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]
P1021	0,0005	0,0095	0,0777	329,2	376,7	376,7	95,2
P1022	0,0005	0,0094	0,0809	307,8	358,8	358,8	167,5
P1023	0,0005	0,0095	0,0751	301,3	353,5	353,5	228,0
P1024	0,0005	0,0094	0,0796	316,7	366,1	366,1	125,5



### 2.1.1.2 Stebri v 1. etaži-model 4 pri potresni analizi (PGA=0,45g) in ciklična analiza

Pri potresni analizi z maksimalnim pospeškom tal 0,45g in ciklični analizi pride do plastifikacije stebrov v prvi etaži. Zato uporabimo nekoliko spremenjene histerezne ovojnice moment-ukrivljenost.

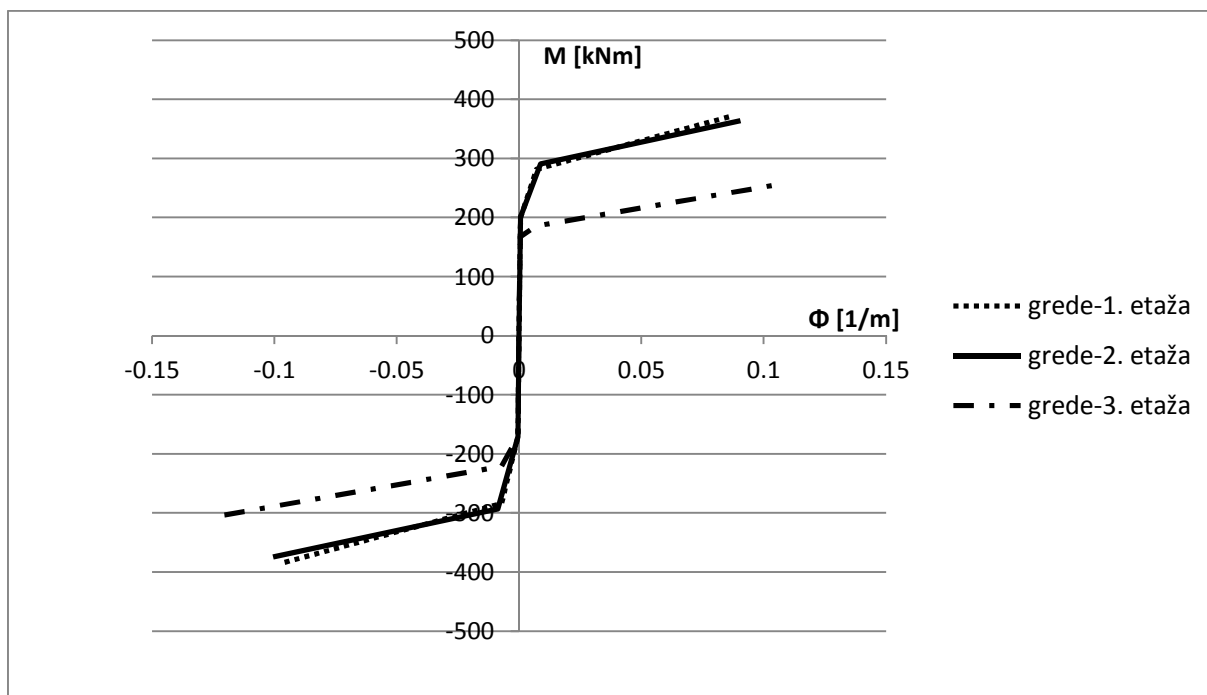


Slika II-2.8: Idealiziran diagram moment-ukrivljenost za 1. etažo

Preglednica II-2.4: Karakteristične točke za ovojnice stebrov 1. etaže

	$\Phi_{cr}$ [1/m]	$\Phi_y$ [1/m]	$\Phi_{max}$ [1/m]	$M_{cr}$ [kNm]	$M_y$ [kNm]	$M_{max}$ [kNm]	N [kN]
P1001	0,0009	0,0104	0,2525	174,8	455	465,8	204,8
P1002	0,0007	0,0108	0,257	146,1	394,9	416,2	354,6
P1003	0,0007	0,0109	0,2534	136,9	374,8	398,6	486,2
P1004	0,0008	0,0106	0,2614	156,6	417,6	435,6	270,6

### 2.1.1.3 Grede



Slika II-2.9: Idealiziran diagram moment-ukrivljenost za grede v vseh treh etažah

Preglednica II-2.5: Karakteristične točke za ovojnice gred pri pozitivni obremenitvi

Etaža	$\Phi_{cr}$	$\Phi_y$	$\Phi_{max}$	$M_{cr}$	$M_y$	$M_{max}$
	[1/m]	[1/m]	[1/m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
3	0,0005	0,007	0,1062	166,9	185,5	256,1
2	0,0006	0,0088	0,0905	200,2	290,8	363,8
1	0,0006	0,0072	0,0867	200,2	281,7	371,5

Preglednica II-2.6: Karakteristične točke za ovojnice gred pri negativni obremenitvi

Etaža	$\Phi_{cr}$	$\Phi_y$	$\Phi_{max}$	$M_{cr}$	$M_y$	$M_{max}$
	[1/m]	[1/m]	[1/m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
3	-0,0005	-0,0071	-0,1205	-170,9	-221,0	-303,7
2	-0,0005	-0,0087	-0,1006	-170,9	-293,2	-374,5
1	-0,0005	-0,0071	-0,0958	-170,9	-284,3	-383,8

## 2.1.2 Geometrijske karakteristike prerezov in osne sile

### 2.1.2.1 Stebri

Prečni prerez vseh stebrov je kvadraten s stranico 50 cm. Armatura je v vseh stebrih enaka in je povzeta v preglednici 2.9. Upoštevano je, da znaša zaščitna plast betona 2.5cm.

**Preglednica II-2.7: Armatura v stebrih**

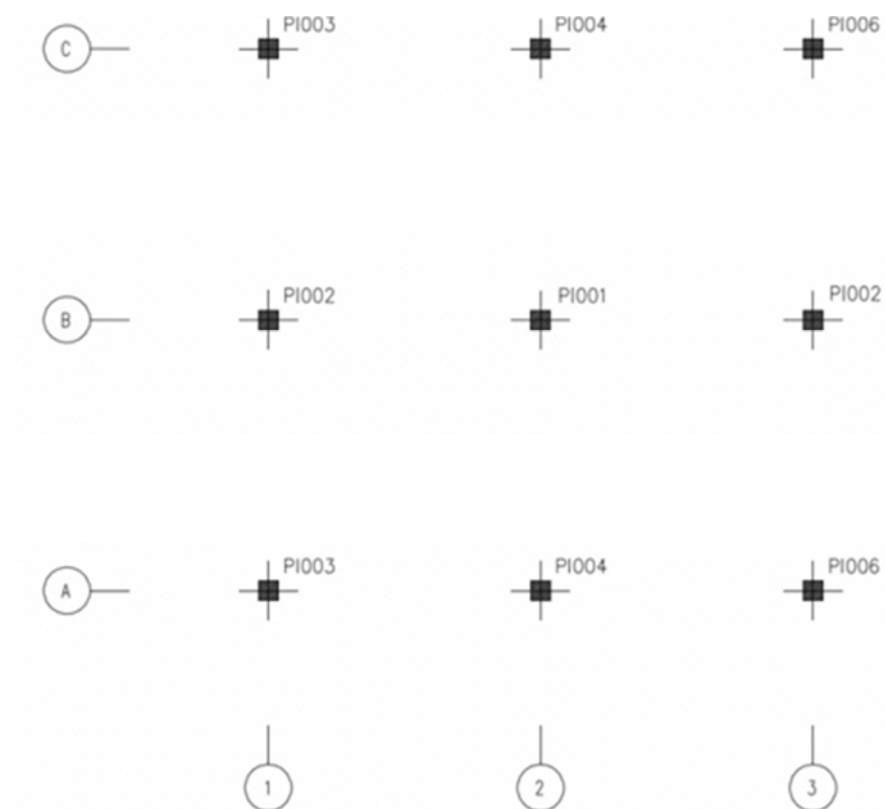
Vzdolžna armatura	Prečna armatura
$n\Phi$ [mm]	$\Phi$ [mm]/s[cm] ( $2\sqrt{2}$ strižno)
8 $\Phi$ 20	$\Phi$ 8/7.5cm

Osne sile v stebrih so različne, glede na lego stebra. V vsaki etaži imamo 4 različne skupine stebrov, ki se med seboj razlikujejo v nivoju osne sile. Ker so etaže tri, imamo zato 12 različnih skupin stebrov. Vsaki od teh 12 skupin pripišemo svojo histerezo ovojnico oziroma diagram moment ukrivljenost, s katero opišemo nelinearno obnašanje prereza.

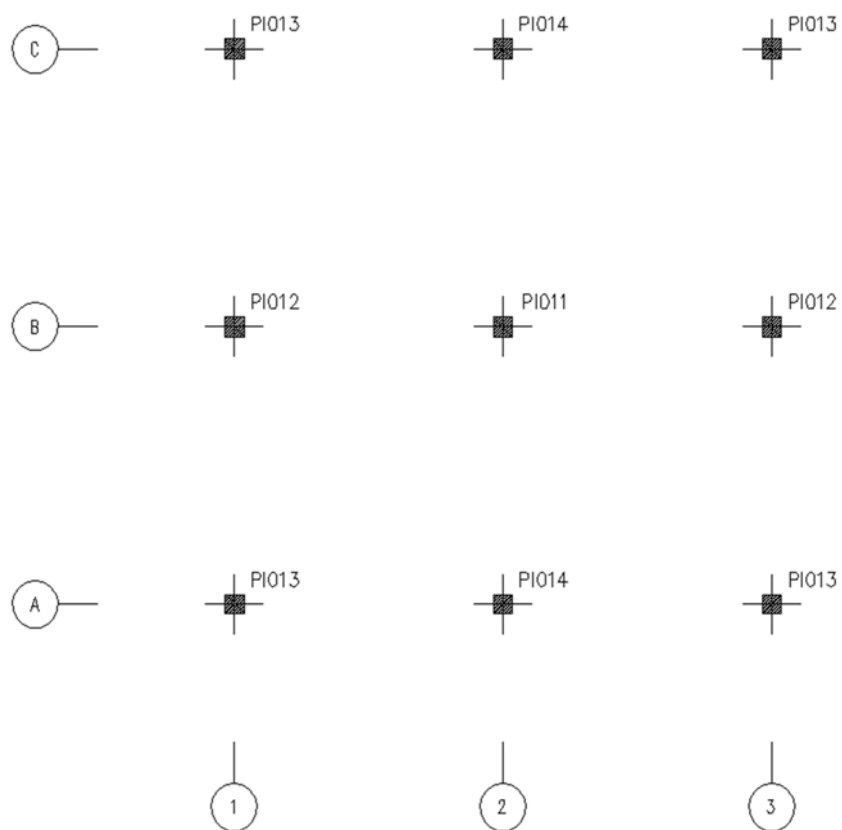
Na Slikah od xxx do xxx je najprej prikazan način izbire pozicij stebrov.

**Preglednica: II-2.8: Osne sile v stebrih**

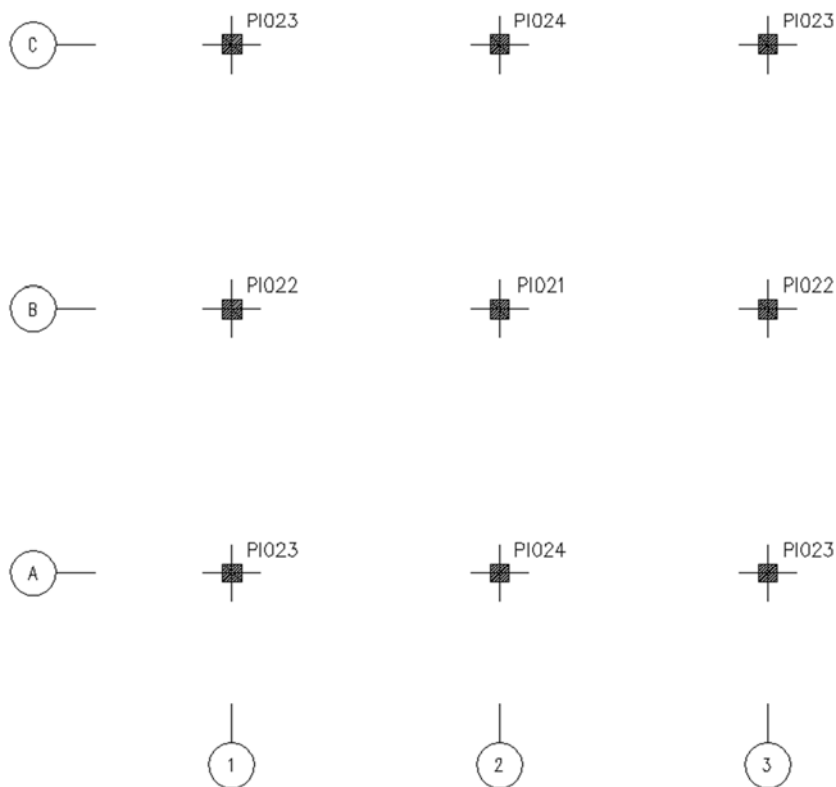
1. etaža	N [kN]	2. etaža	N [kN]	3. etaža	N [kN]
P1001	776,7	P1011	486,2	P1021	228,0
P1002	431,9	P1012	270,6	P1022	125,5
P1003	557,9	P1013	354,6	P1023	167,5
P1004	322,4	P1014	204,8	P1024	95,2



Slika II-2.10: Pozicije stebrov v prvi etaži



Slika II-2.11: Pozicije stebrov v drugi etaži



Slika II-2.12: Pozicije stebrov v tretji etaži

### 2.1.2.2 Grede

Geometrija gred je prikazana na slikah I-2.5 in I-2.6. Armatura v gredah je povzeta v preglednici II-2.13.

**Preglednica II-2.11: Armatura v gredah**

	Vzdolžna armatura	Prečna armatura v kr. obm.
	$n\Phi[\text{mm}]$	$\Phi[\text{mm}]/s[\text{cm}]$ (4 strižno)
<b>Prototip</b>	Zgoraj: 4 $\Phi$ 25, Spodaj: 4 $\Phi$ 25	$\Phi$ 10/10cm

### 2.1.3 Materiali

#### Jeklo

Zveza med napetostjo in deformacijo je za armaturno jeklo (vzdolžne palice in stremena) v obravnavnem primeru določena eksperimentalno in je prikazana na sliki II-2.14.

→  $f_{ym} = 527 \text{ MPa}$  (sr. vrednost napetosti na meji tečenja jekla na podlagi testov)

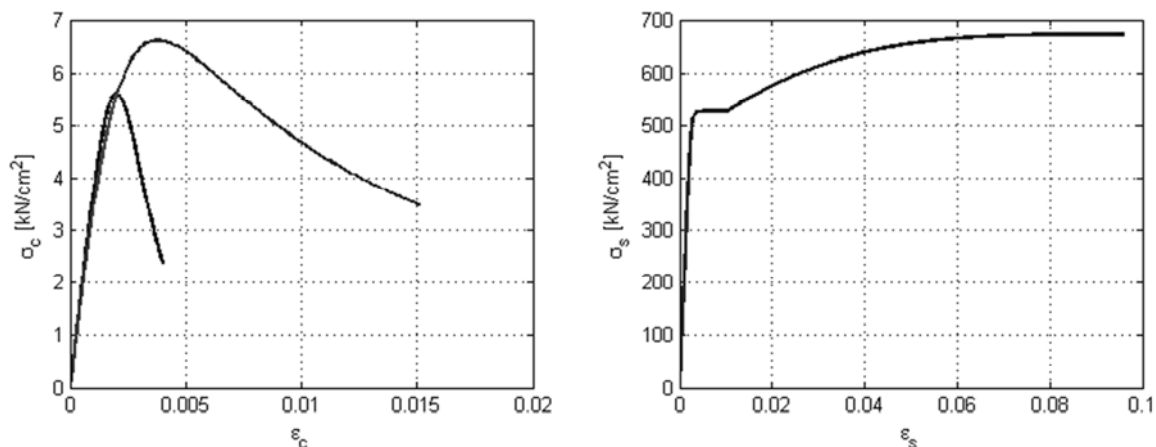
→  $f_{tm} = 673 \text{ MPa}$  (karakteristična mejna napetost jekla na podlagi testov)

→  $E_s = 205000 \text{ MPa}$  (elastični modul jekla)

→  $\varepsilon_{su} = 9,6\%$  (mejna deformacija jekla na podlagi testov)

$$\rightarrow \varepsilon_{sy} = \frac{f_{ym}}{E_s} = \frac{527}{205000} = 0,26\% \text{ (deformacija na meji tečenja)}$$

$$\rightarrow \varepsilon_{hy} = 4 \cdot \varepsilon_{sy} = 1,02 \text{ (deformacija ob začetku utrjevanja)}$$



**Slika II-2.13: Uporabljeni diagrama napetost deformacija za objet in neobjet beton (levo) in jeklo (desno) pri izpeljavi odnosa med upogibno obremenitvijo in ukrivljenostjo (glej naslednje poglavje)**

#### *Neobjeti beton*

Zveza med napetostjo in deformacijo je za neobjeti beton (slika II-2.14) določena na osnovi izmerjene vrednosti za cilindrično tlačno trdnost, ki je znašala  $f_{cm} = 56 \text{ MPa}$ . Beton je v vseh stebrih in gredah bil enake kvalitete.

$$\rightarrow f_{cm,no} = f_{cm} = 56,0 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow f_{cm} = 0,3 \cdot (f_{cm} - 8)^{2/3} = 3,96 \text{ MPa (povprečna natezna trdnost)}$$

$$\rightarrow \varepsilon_{c1} = 0,20\% \text{ (deformacija pri največji napetosti)}$$

$$\rightarrow \varepsilon_{cu1} = 0,35\% \text{ (mejna deformacija betona)}$$

#### *Objeti beton*

Objeti beton upoštevamo le v stebrih. Karakteristike objetega betona, so določene s postopkom, ki ga je predlagal Mander (Mander, 1988). Shematsko je diagram za objeti beton prikazan na sliki II-2.14. Največja tlačna trdnost  $f_{cm,o}$  je določena kot:

$$\begin{aligned} f_{cm,o} &= f_{cm} \cdot \left( -1,254 + 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \cdot f_l / f_{cm}} - 2 \cdot f_l / f_{cm} \right) & (2.1) \\ &= 56,0 \cdot \left( -1,254 + 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \cdot 1,59 / 56,0} - 2 \cdot 1,59 / 56,0 \right) \\ &= 66,3 \text{ MPa (tlačna trdnost objetega betona)} \end{aligned}$$

V zgornji formuli je  $f_{cm}$  izmerjene vrednosti cilindrične tlačne trdnosti in  $f_l$  napetost pravokotno na smer elementa, ki jih lahko prenese beton zahvaljujoč objetu s stremeni

$f_l$  je odvisna od količine stremen  $r$  in učinkovitosti objeta, ki ga zagotavljajo stremena  $\alpha$ , ter meje tečenja jekla, iz katerega so stremena  $f_{ym}$ :

$$f_l = \alpha \cdot \rho_x \cdot f_{ym} = 0,583 \cdot 0,0052 \cdot 527 = 1,59 \text{ MPa} \quad (2.2)$$

$f_{ym} = 527 \text{ MPa}$  (sr. vrednost napetosti na meji tečenja jekla na podlagi preizkusov)

$$\rho_x = \frac{A_w}{s \cdot b_o} = \frac{(2 + \sqrt{2}) \cdot 0,5027 \text{ cm}^2}{7,5 \text{ cm} \cdot 44,2 \text{ cm}} = 0,52\% \text{ (delež prečne armature)}$$

Učinkovitost stremen  $\alpha$  določimo kot:

$$\alpha = \alpha_s \cdot \alpha_n = 0,583 \quad (2.3)$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o} = 0,696 \quad (2.3)$$

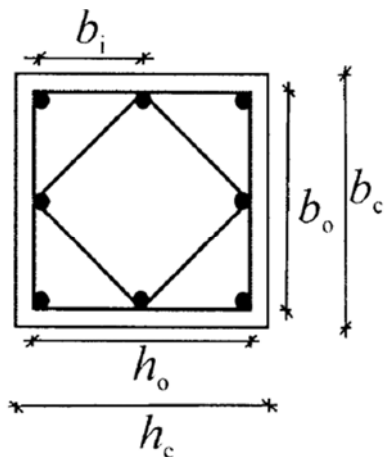
$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_o}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_o}\right) = 0,838 \quad (2.5)$$

$b_o = 44,2 \text{ cm}$  (širina betonskega jedra merjena od centra stremen)

$h_o = 44,2 \text{ cm}$  (višina betonskega jedra merjena od centra stremen)

$s = 7,5 \text{ cm}$  (razdalja med stremeni)

$b_i = 22,1 \text{ cm}$  (razdalja med sosednjimi podprtimi palicami)



Slika II-2.14: Objeto betonsko jedro-opis oznak

Karakteristične vrednosti deformacij objetega betona se po priporočilih Manderja (Mander et al, 1988), določijo kot:

$$\varepsilon_{c1,c} = \varepsilon_{c1} \cdot \left(1 + 5 \cdot (f_{cm,o}/f_{cm} - 1)\right) = 0,20\% \cdot \left(1 + 5 \cdot (66,3/56 - 1)\right) = 0,38\% \quad (2.6)$$

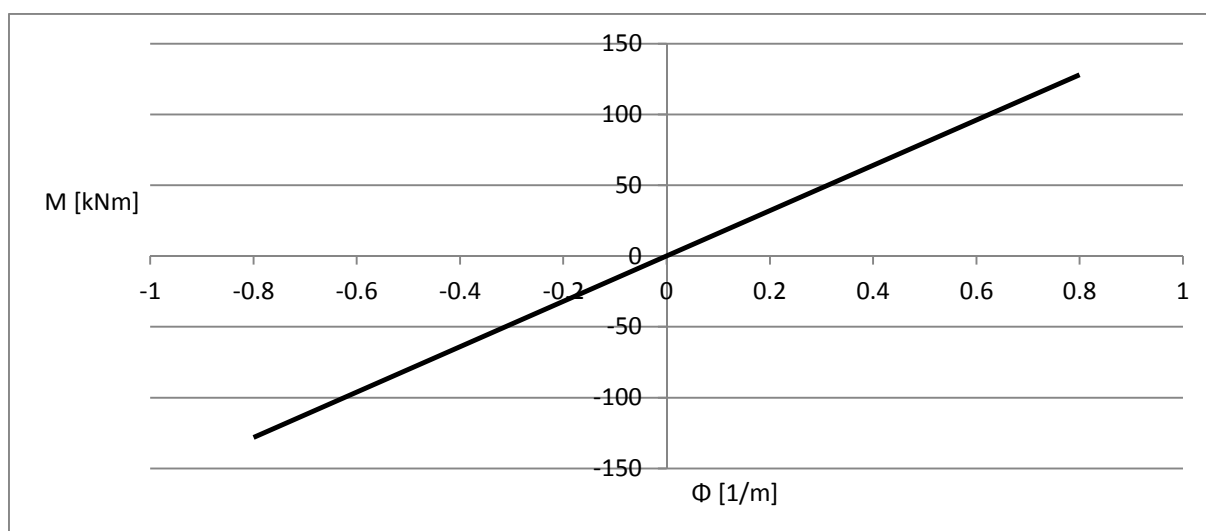
$$\varepsilon_{cu,c} = 0,004 + 1,4 \cdot \rho \cdot f_{ym}/f_{cm,o} \cdot \varepsilon_{su} = 0,004 + 1,4 \cdot 0,0104 \cdot 527/66,3 \cdot 0,096 = 1,51\% \quad (2.7)$$

**Preglednica II-2.12: Karakteristike objetega betona**

$f_{cm,o}$	$\epsilon_{c1,c}$	$\epsilon_{cu,c}$
[MPa]	[%]	[%]
66,3	0,38	1,51

**2.2 Numerični model stikov stebrov in gred**

Najprej smo stike stebrov in gred modelirali kot idealno členkaste v konstrukciji z mozničnimi stiki (2) in kot idealno toge (polno momentno odporne) v konstrukciji z inovativnimi stiki (4). Analiza je pokazala (glej poglavji 3 in 4), da je potrebno model stikov nekoliko spremeniti. V primeru (2) smo stike modelirali kot rotacijske vzmeti s konstantno togostjo, kot je prikazano na sliki II-2.16.

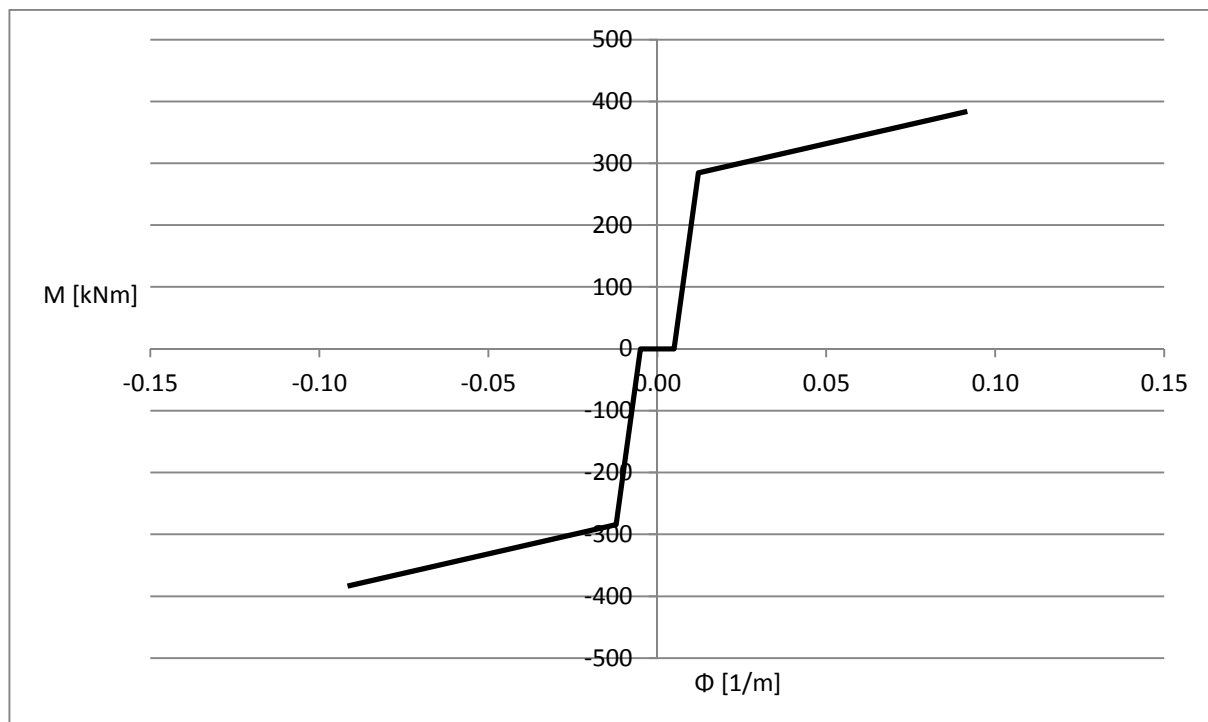


**Slika II-2.15: Odnos moment-ukrivljenost v stikih med gredami in stebri**

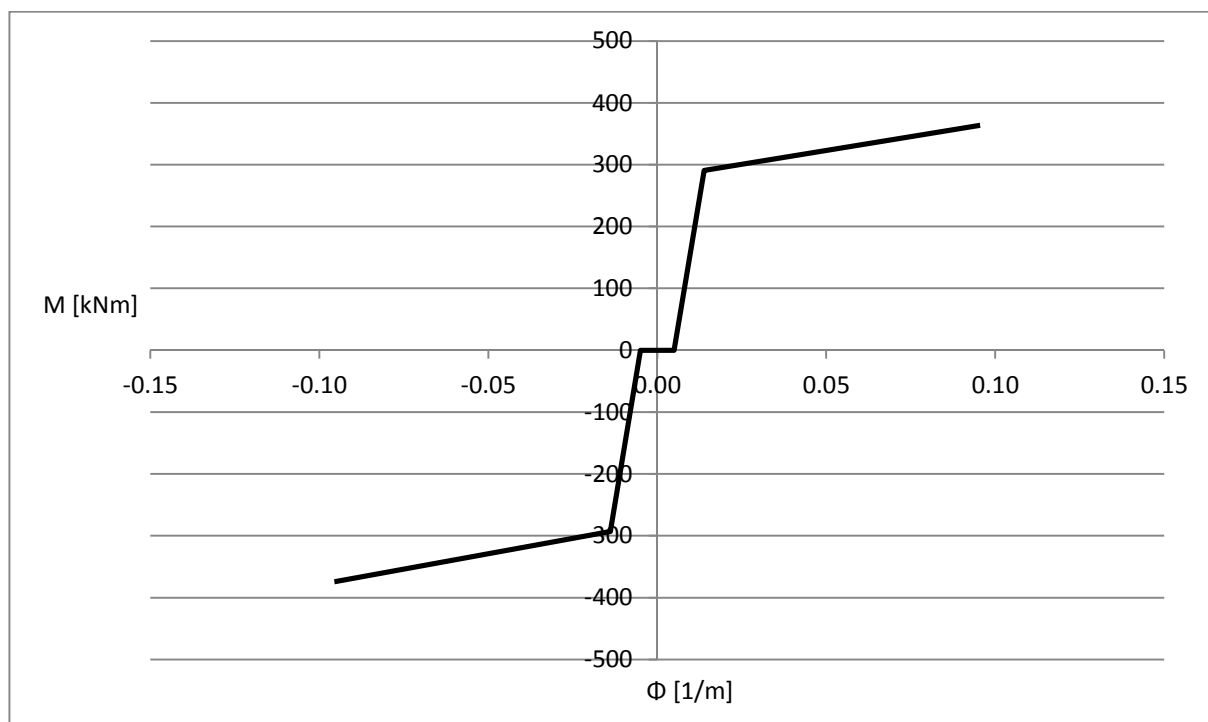
V konstrukciji z inovativnimi stiki (4) smo stike modelirali tudi z rotacijskimi vzmetmi, vendar smo lasnosti teh vzmeti določili nekoliko drugače (Slike II-2.17 do 2.19).

Ob ogledu prototipa po preizusih je bilo mogoče opaziti, da je bil beton, ki zapolnjuje prazen prostor na mestu stikov, poškodovan. Med obremenjevanjem je betonsko polnilo odpadlo, posledično pa je bil zato izgubljen kontakt v tlaku. Kot je bilo prikazano v primeru psevdo-dinamičnega in cikličnega preizkusa, je uporaba brezdimenzionalnega elementa za modeliranje stikov, kateremu pripišemo obnašanje po bilinearnemu diagramu z upoštevanjem zdrsa v armaturi, pomenila veliko boljše ujemanje rezultatov (glej poglavje 4).

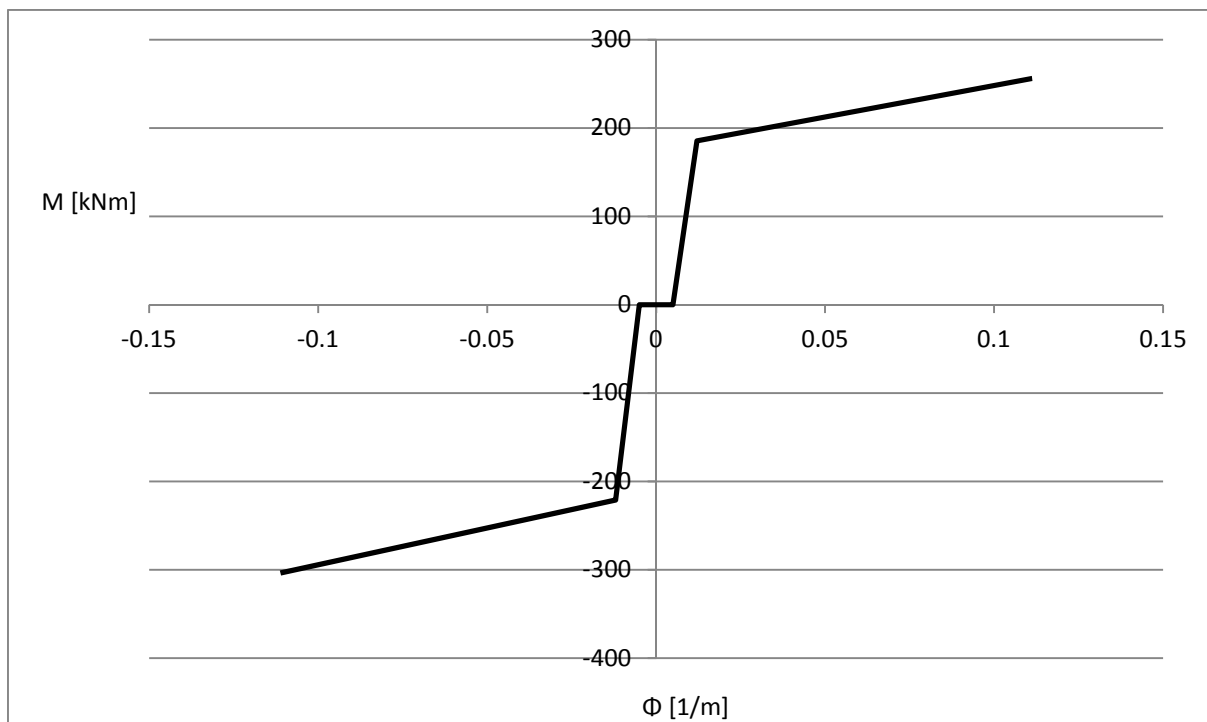




Slika II-2.16: Diagram moment-ukrivljenost, ki pripada vozliščem gred v 1. etaži



Slika II-2.17: Diagram moment-ukrivljenost, ki pripada vozliščem gred v 2. etaži

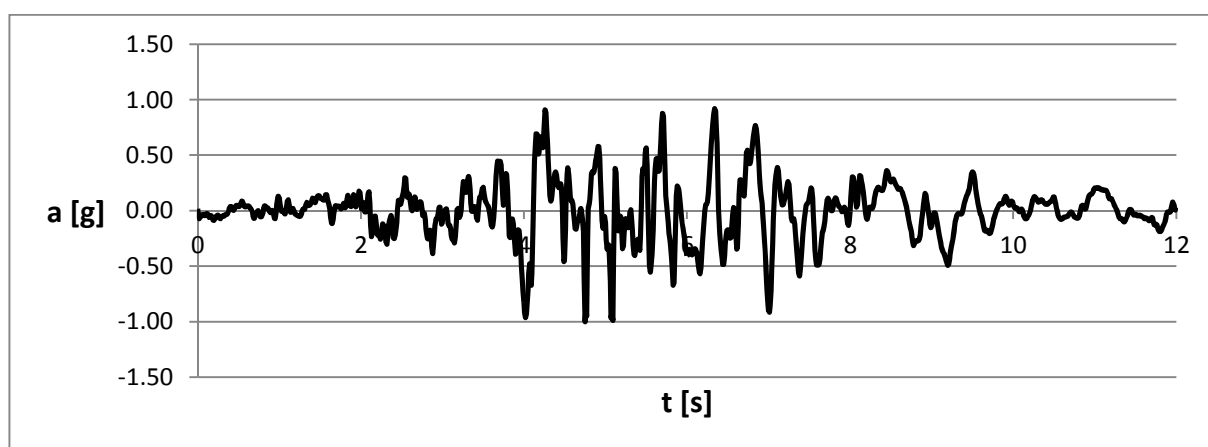


**Slika II-2.18: Diagram moment-ukrivljenost, ki pripada vozliščem gred v 3.etaži**

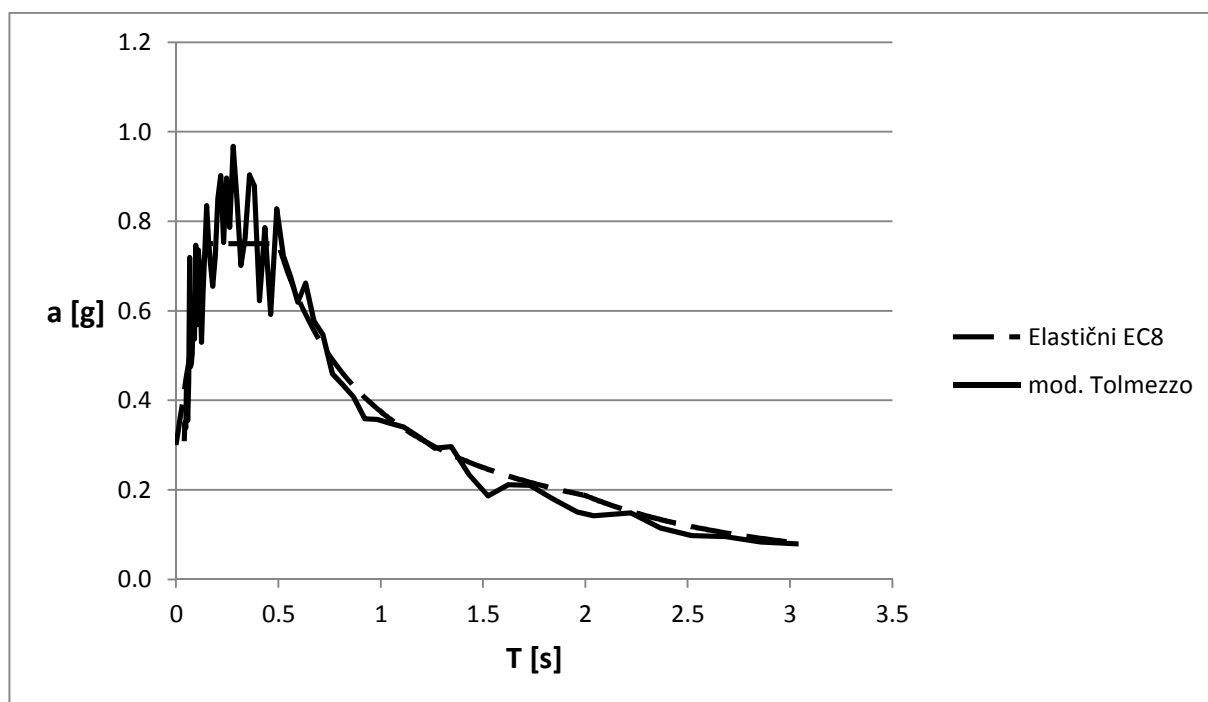
### 3 POTRESNI ODZIV TRIETAŽNE MONTAŽNE STAVBE Z MOZNIČNIMI STIKI

#### 3.1 Obtežba

Pri pseudodinamičnem preizkusu in pri računski analizi je bil uporabljen umetno generiran akceleroگرام, določen na osnovi akcelerograma registriranega v Tolmezzu (1976). Generiran akceleroگرام je dolžine 12 sekund (Slika II-3.1). Zapis je bil modificiran na način, da ustreza elastičnemu spektru iz EC8 za tla tipa B (Slika II-3.2; SIST EN 1998-1, 3.2.2.2) in normiran na maksimalni pospešek tal 1 g ( $9,81 \text{ m/s}^2$ ). Vsi v tem poglavju prikazani in analizirani rezultati modela in eksperimenta pri psevdodinamičnem so prikazani za maksimalni pospešek tal 0,30g.



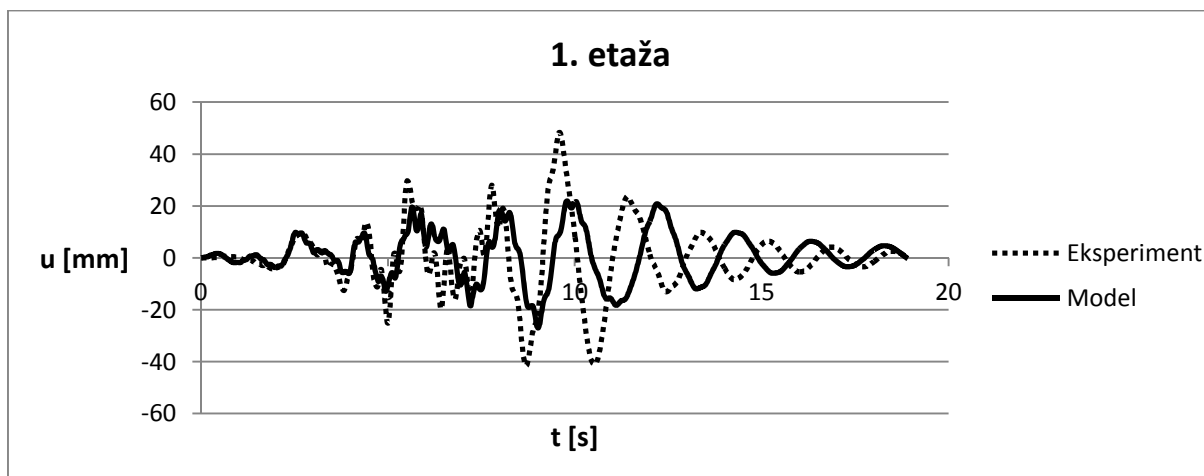
Slika II-3.1: Modificiran (in normiran na maksimalni pospešek tal 1,0g) akceleroگرام potresa Tolmezzo (1978)



Slika II-3.2: Elastični spekter po EC8 ter spekter uporabljenega akcelerograma (Tolmezzo 1976)

## 3.2 Nelinearna dinamična analiza izhodiščnega modela

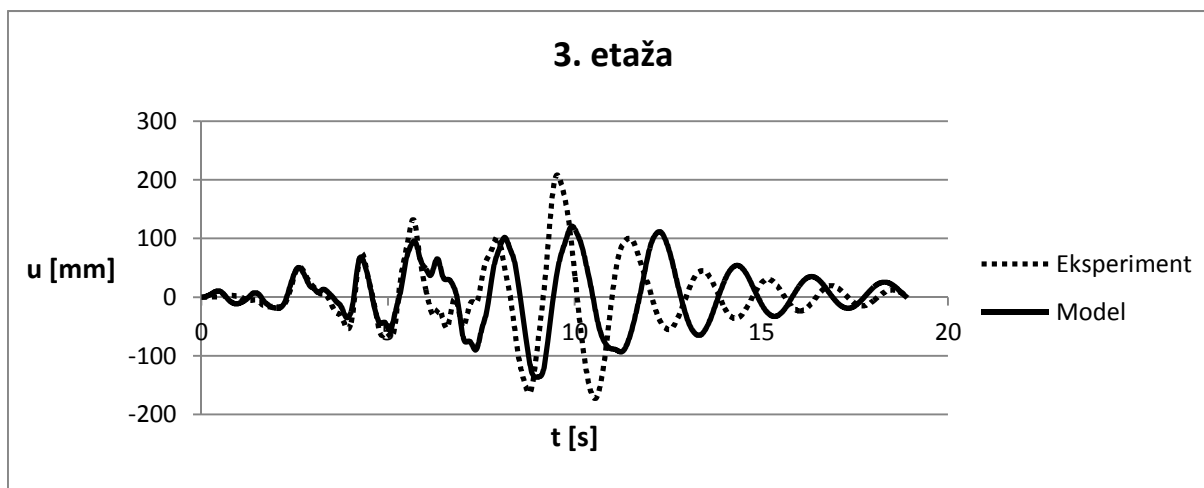
### 3.2.1 Pomiki



Slika II-3.3: Primerjava pomikov v 1. etaži

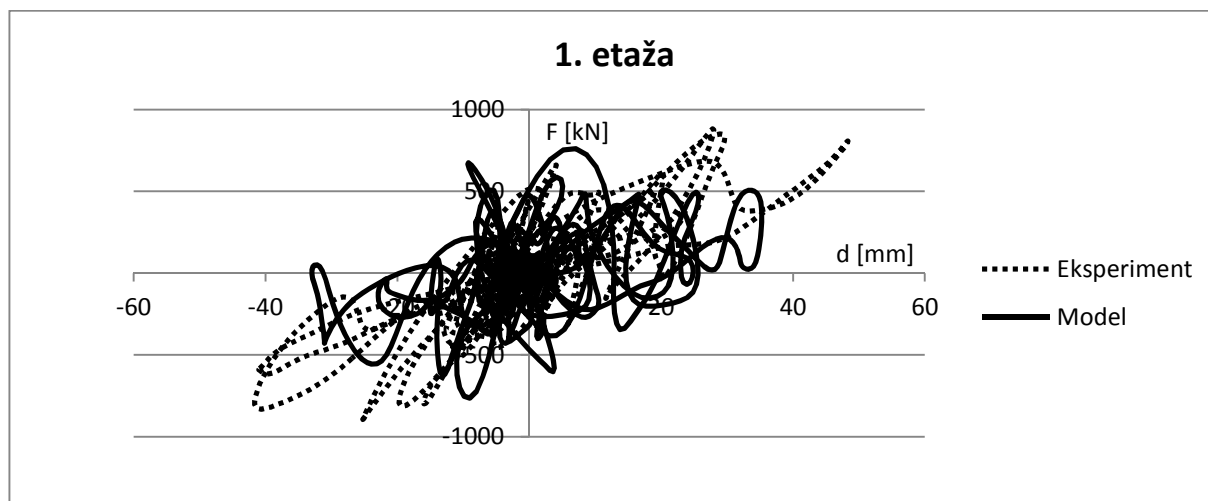


Slika II-3.4: Primerjava pomikov v 2. etaži

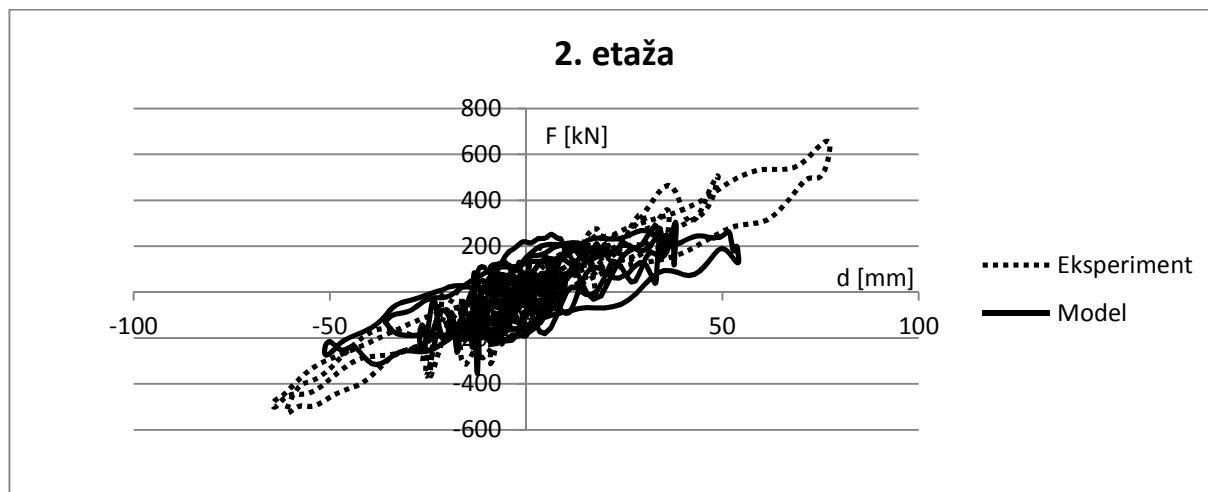


Slika II-3.5: Primerjava pomikov v 3. etaži

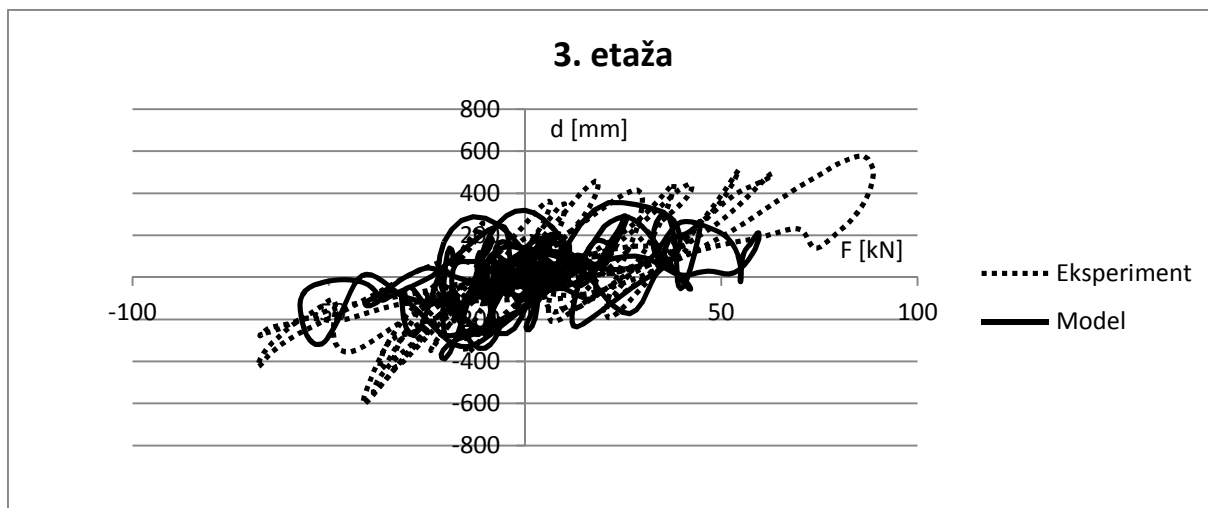
Primerjava med pomiki eksperimenta in računskega modela v vseh treh etažah (Slike II-3.3 do II-3.5) nakazuje, da je model očitno bolj podajen. Nihajni čas modela je očitno daljši. Glede na dejstvo, da v modelu nismo upoštevali zgodovino (konstrukcija se je poškodovala med prvim testom, ko je bil preizkušan prefabricirani mešani sistem ekvivalenten stenastemu), je rezultat nepričakovan. V primeru, da bi upoštevali še zgodovino, bi seveda dobili še bolj podajen model in rezultati računske analize bi se še toliko bolj razlikovali od meritev tekom eksperimenta.



Slika II-3.6: Primerjava histerez (relativni pomik prve etaže-sila ob vpetju)



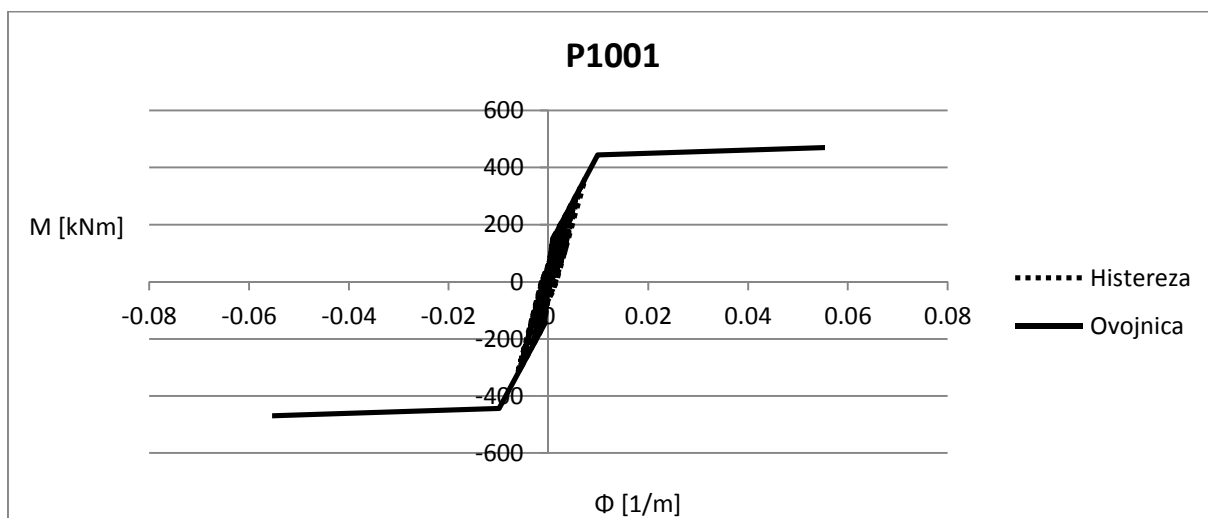
Slika II-3.7: Primerjava histerez (relativni pomik-sila na dnu druge etaže)



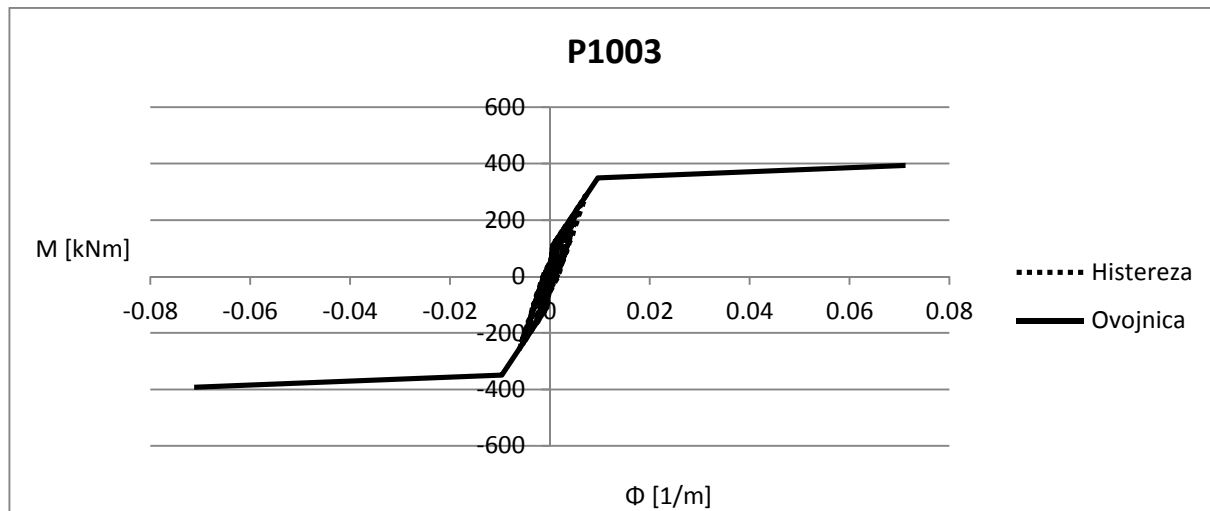
Slika II-3.8: Primerjava histerez (relativni pomik-sila na dnu vrhnje etaže)

Zgornje Slike II-3.6do II-3.8 prikazujejo histezeze med pomikom in silo na dnu etaže, ki pravtako kažejo na nekoliko podcenjeno togost. Histerezne zanke modela so očitno bolj položne, kot zanke eksperimenta.

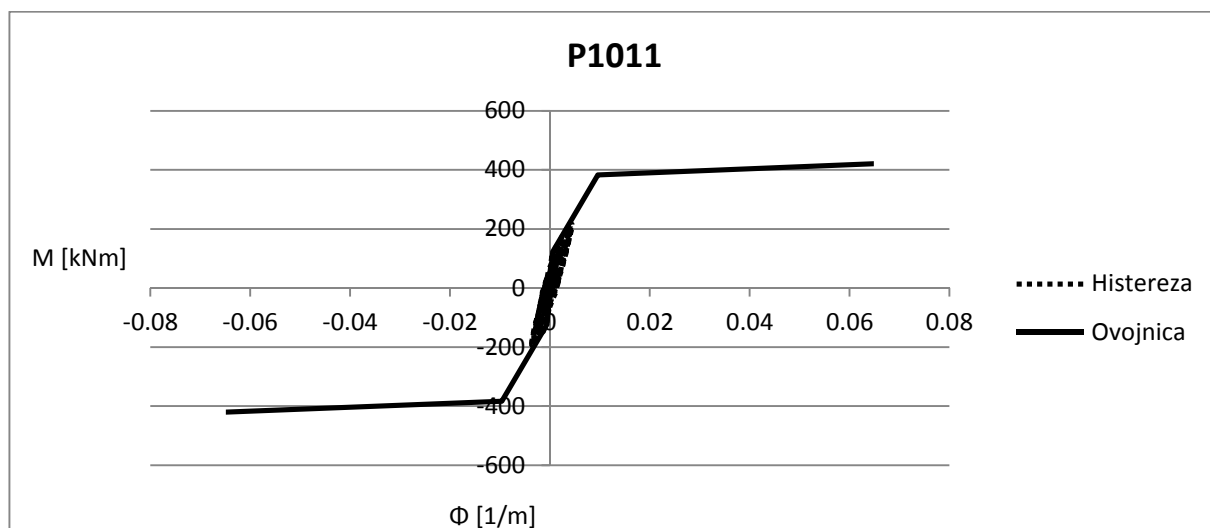
### 3.2.2 Histereze (moment-ukrivljenost)



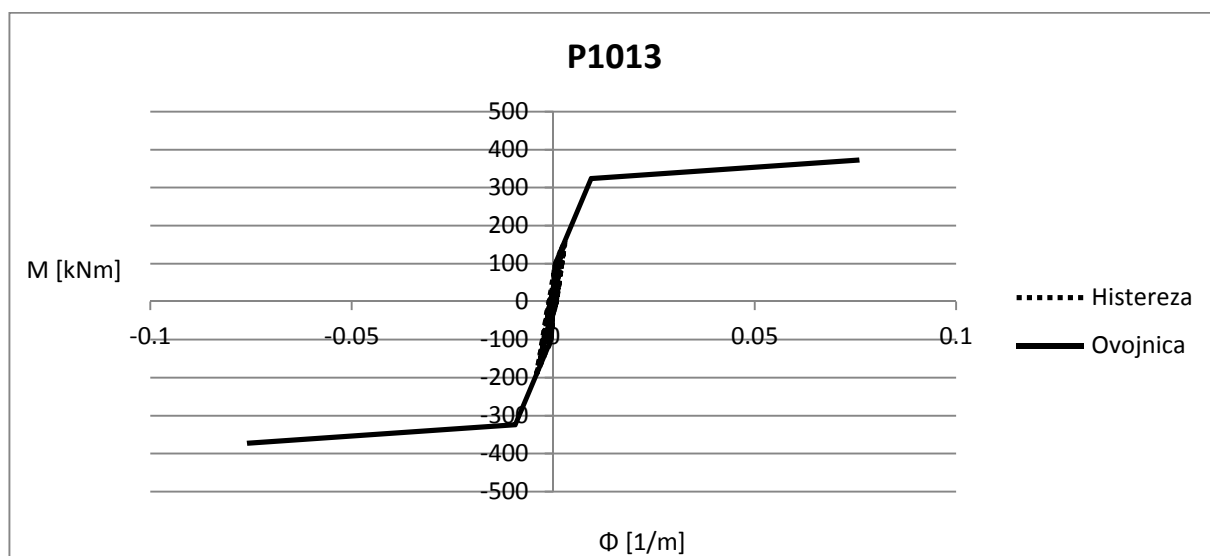
Slika II-3.9: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1001.



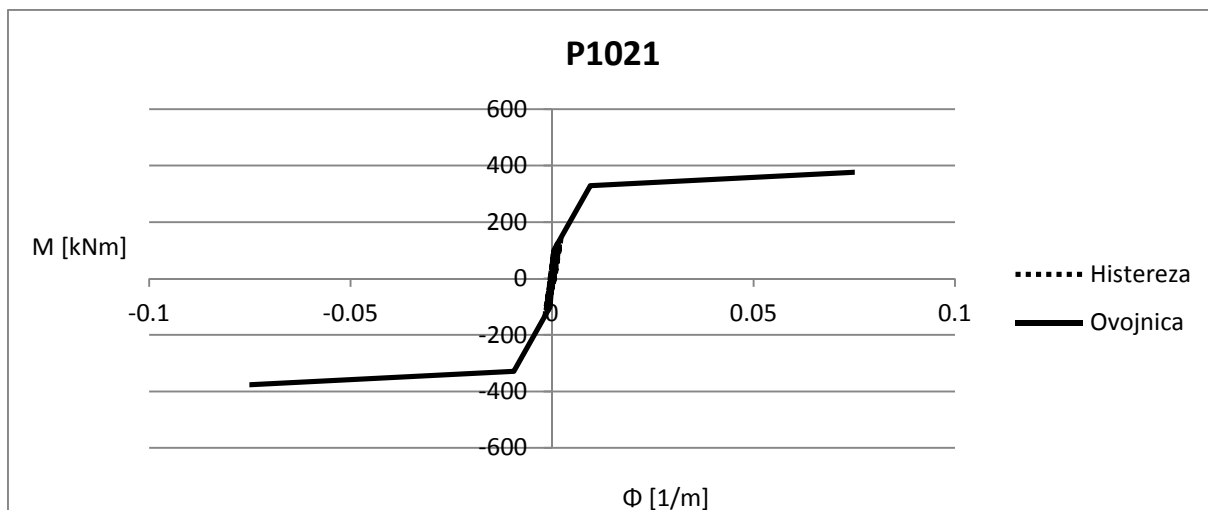
Slika II-3.10: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1003.



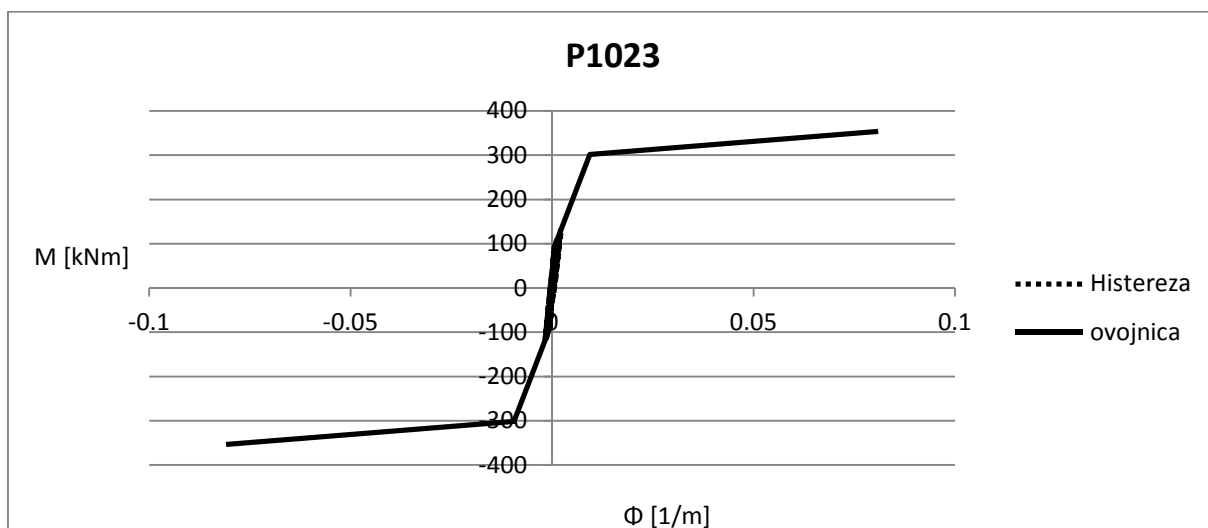
Slika II-3.11: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1011.



Slika II-3.12: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1013.



Slika II-3.13: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1021.



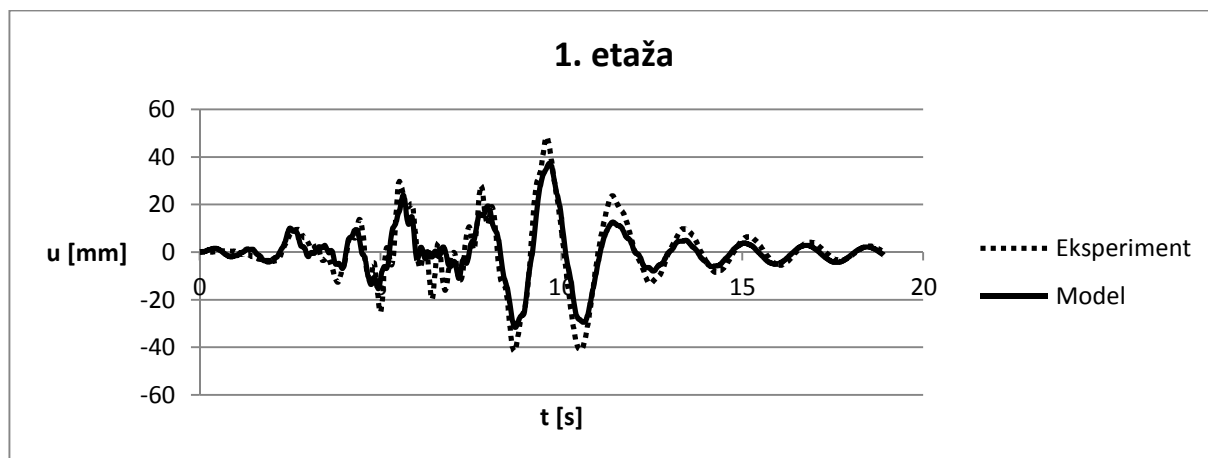
Slika II-3.14: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1023 .

Med preizkušanjem drugega preizkušanca ne pride do plastifikacije v nobenem od stebrov. To je jasno razvidno iz Slik II-3.9 do II-3.14. Točka ( $M_y$ ,  $\Phi_y$ ) ni dosežena. To kaže na premajhno začetno togost modela že pred plastifikacijo, torej v praktično elastičnem območju.



### 3.3 Nelinearna dinamična analiza korigiranega modela

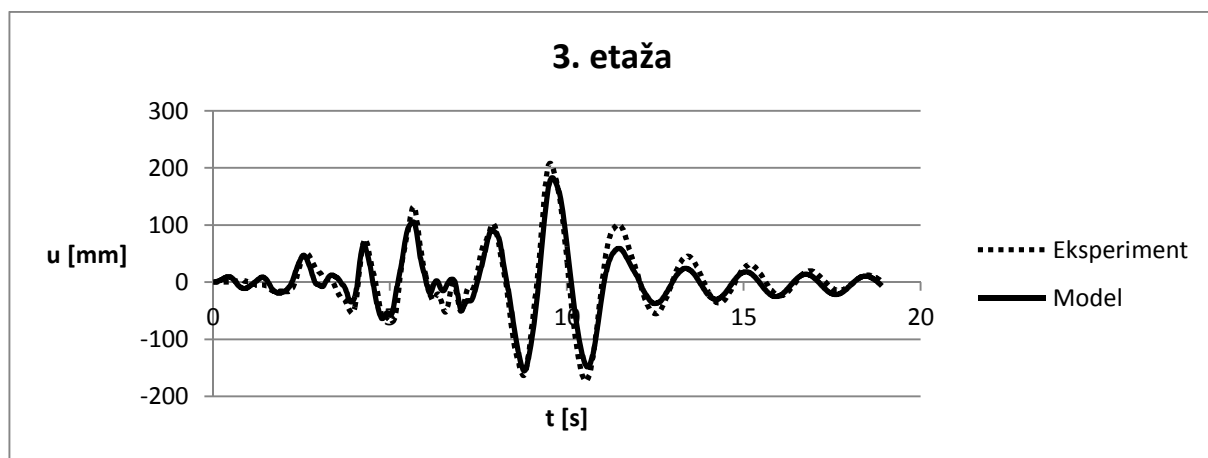
#### 3.3.1 Pomiki



Slika II-3.15: Primerjava pomikov v 1. etaži

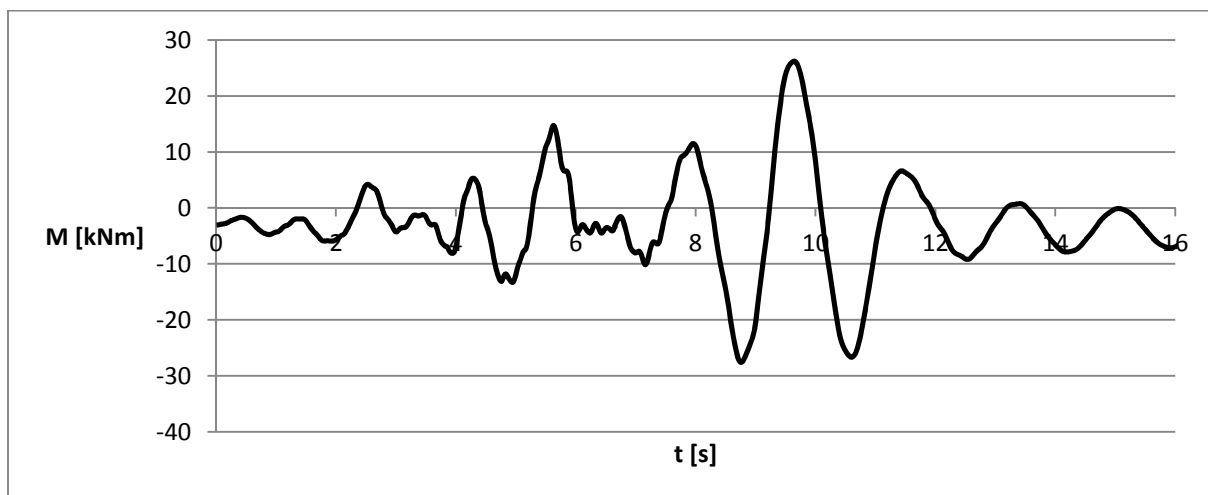


Slika II-3.16: Primerjava pomikov v 2. etaži



Slika II-3.17: Primerjava pomikov v 3. etaži

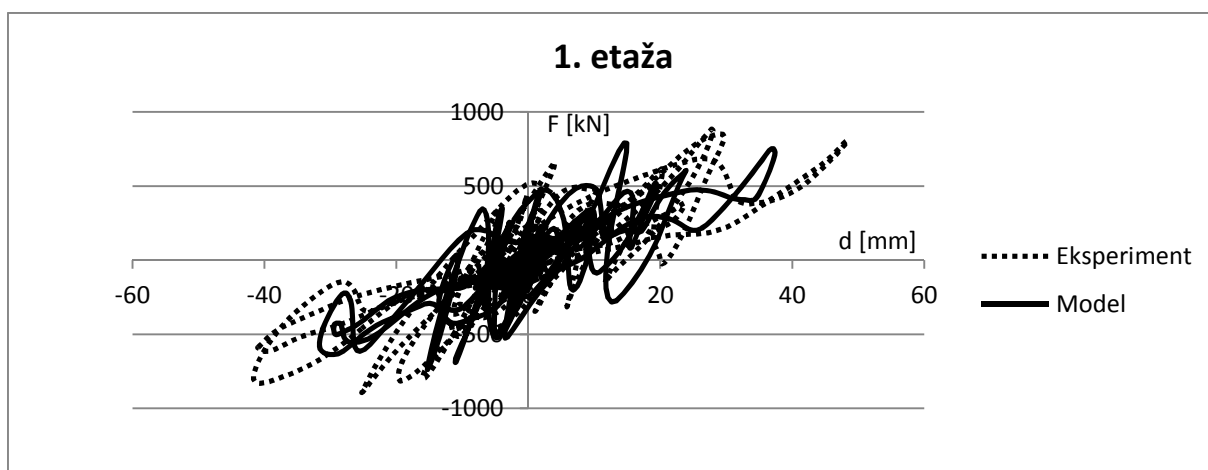
Očinto je, da je modeliranje togosti v vozliščih prineslo ugodnejše rezultate. Nihajni čas modela je krajši, povečali pa so se tudi pomiki. Ujemanje z eksperimentom je torej veliko boljše. Rezultati torej nakazujejo, da moznični stiki niso bili izvedeni kot popolni členki, zato si poglejmo še, kakšna je bila upogibna obremenitev v stikih:



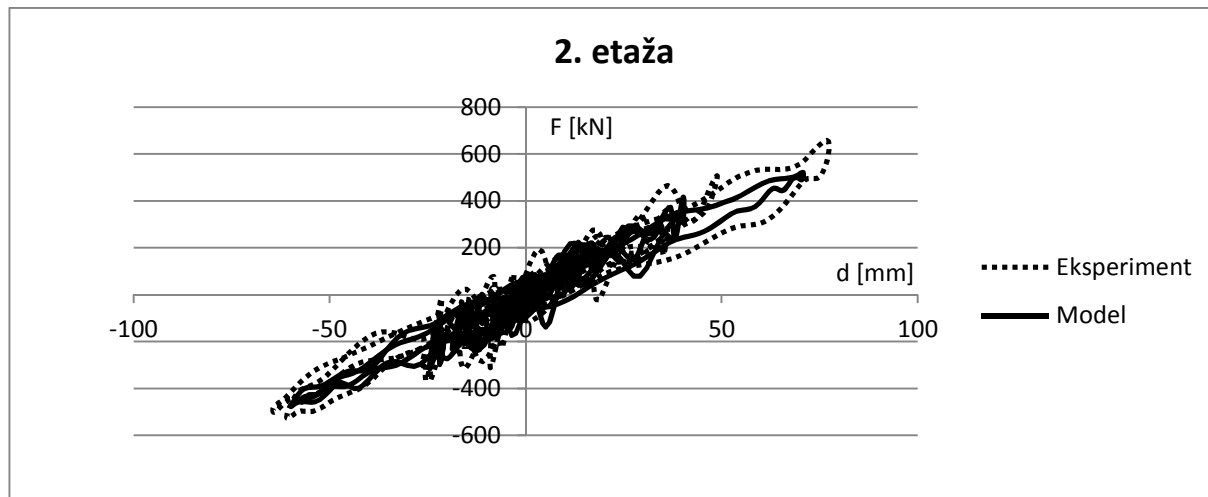
**Slika II-3.18: Upogibni moment v stiku nad vogalnim stebrov v 1. etaži (P1003)**

Upogibni moment v vozlišču nad stebrom P1003 (slika II-2.11) doseže vrednost približno 27  $\text{kNm}$ , kar je 6% upogibnega momenta na meji tečenja pri stebri P1003 (slika II-2.5) Predpostavka o obnašanju popolnega članka sicer ni popolnoma izpolnjena, je pa to relativno dobra ocena.

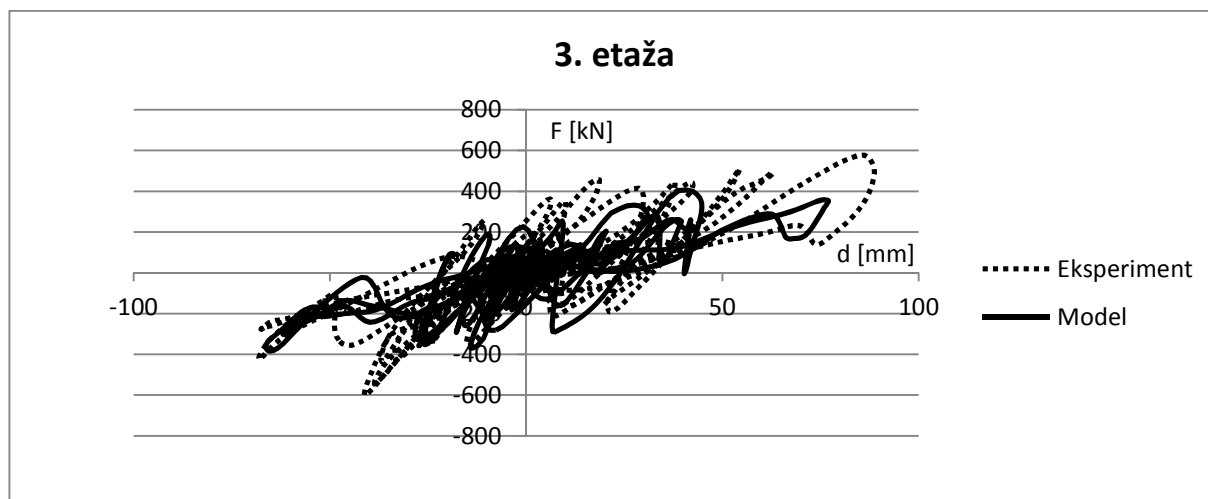
### 3.3.2 Histereze (relativni pomik etaže, sila na dnu etaže)



**Slika II-3.19: Primerjava histerez (relativni pomik prve etaže-sila ob vpetju)**



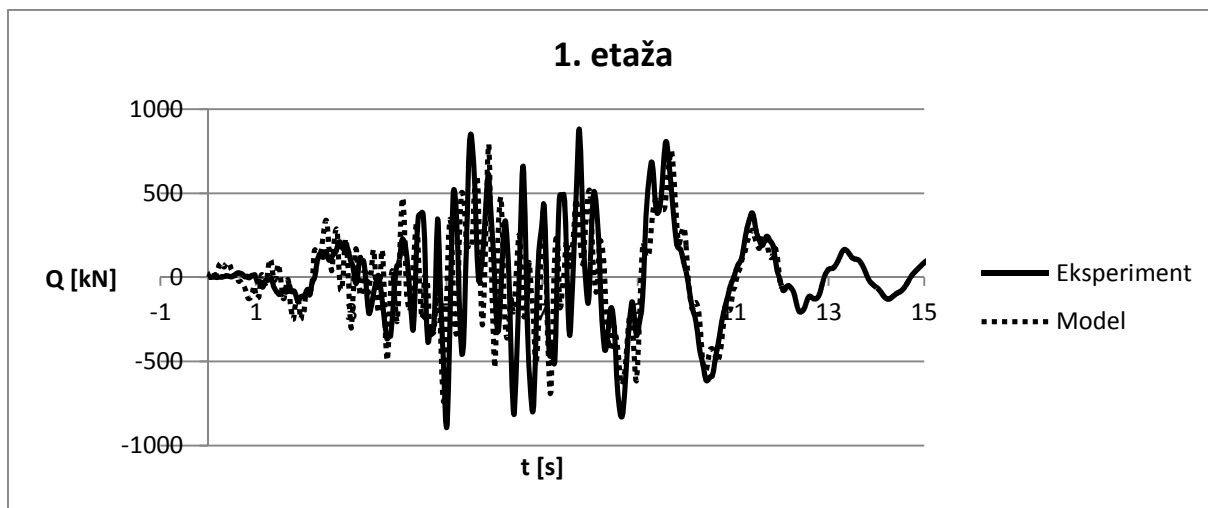
Slika II-3.20: Primerjava histerez (relativni pomik-sila na dnu druge etaže)



Slika II-3.21: Primerjava histerez (relativni pomik-sila na dnu vrhne etaže)

Tudi histereze na Slikah II-6.19 do II-6.21 pokažejo povišanje togosti računskega modela in s tem boljše ujemanje z eksperimentalnimi meritvami.

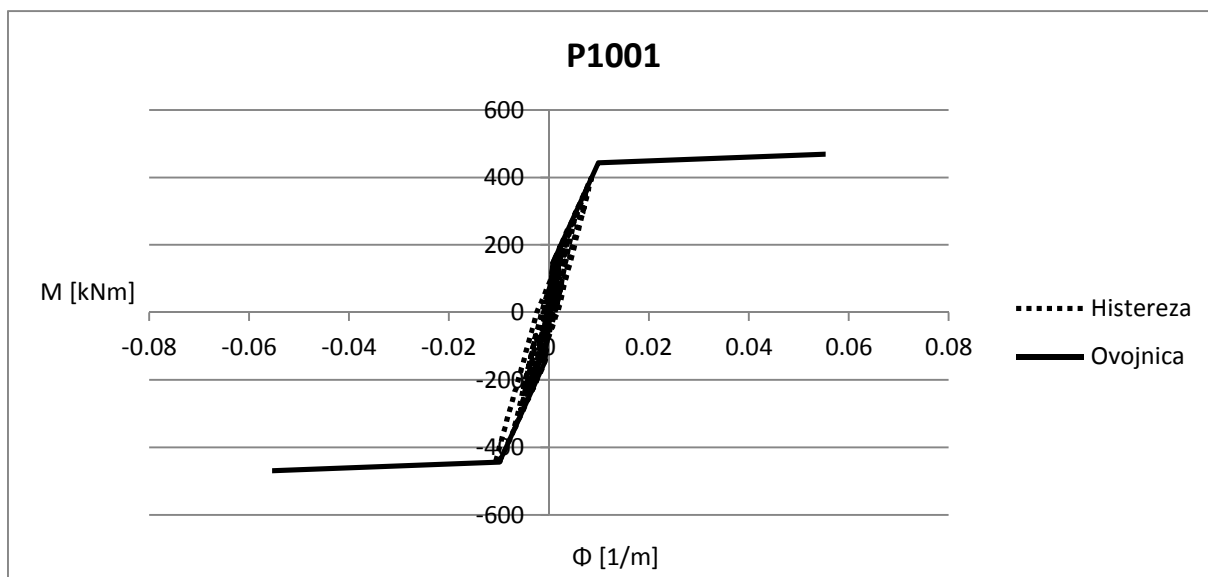
Maksimalna skupna sila ob vpetju, ki nastopi tekom obremenjevanja znaša nekaj čez 800kN (Slika II-3.22):



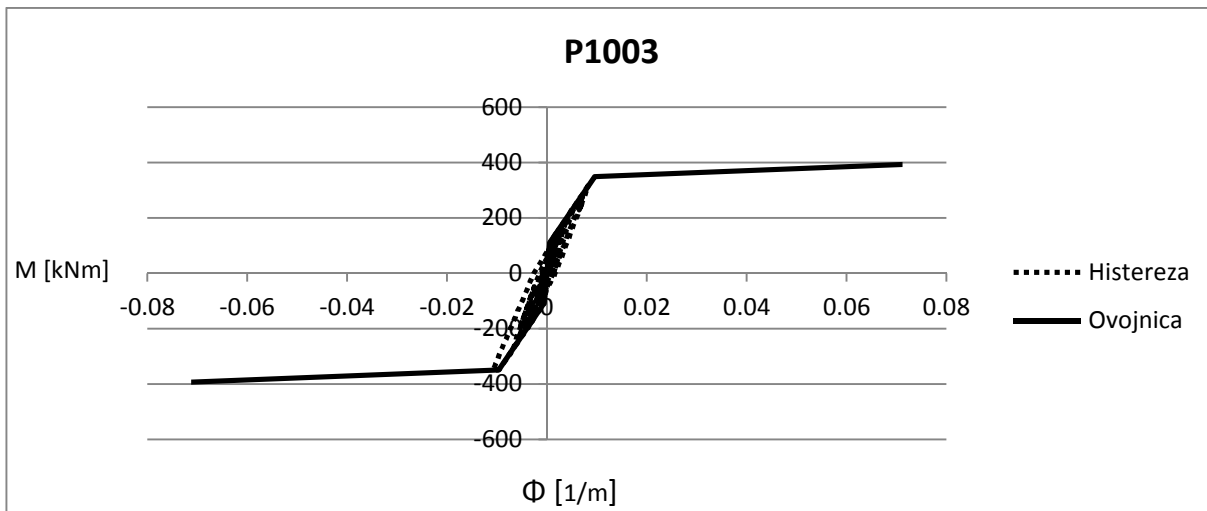
Slika II-3.21: Primerjava poteka sile ob vpetju

Sila ob vpetju izračunani po modalni analizi z upoštevanjem projektnega spektra iz Dela I je znašala 360kN. Torej dejanska sila od tiste izračunane po modalni analizi večja za faktor 2,22. Faktor povečanja strižnih sil, ki smo ga omenili že v poglavju 5.1.2.3 prejšnjega dela, je znaša 3,0. Očitno je uporaba tega faktorja dovolj dobra ocena dejanskih razmer za projektiranje takšni konstrukcij.

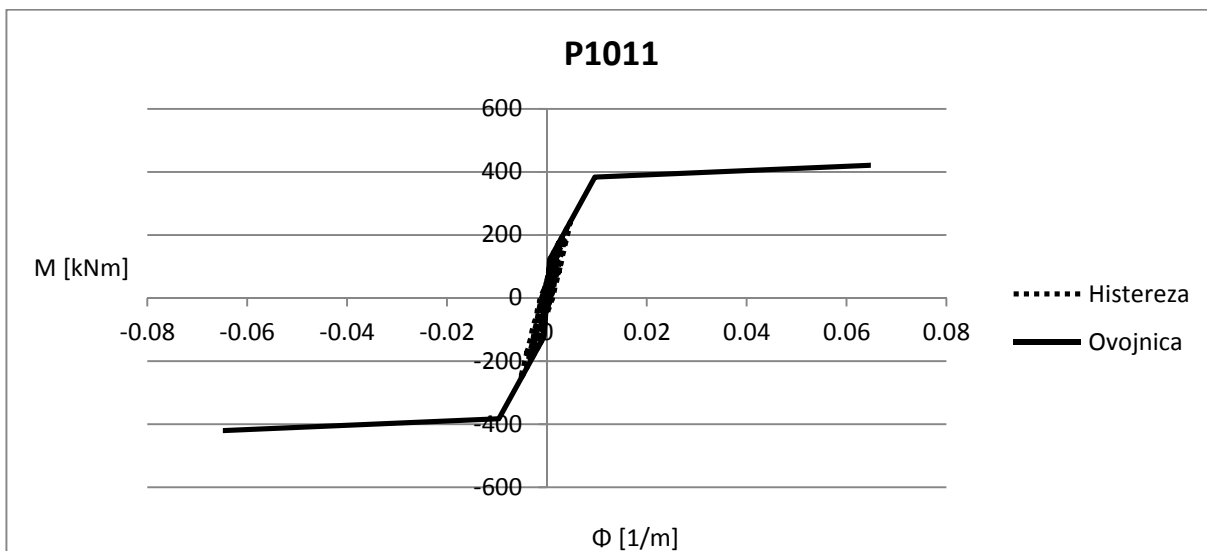
### 3.3.3 Histereze (moment-ukrivljenost)



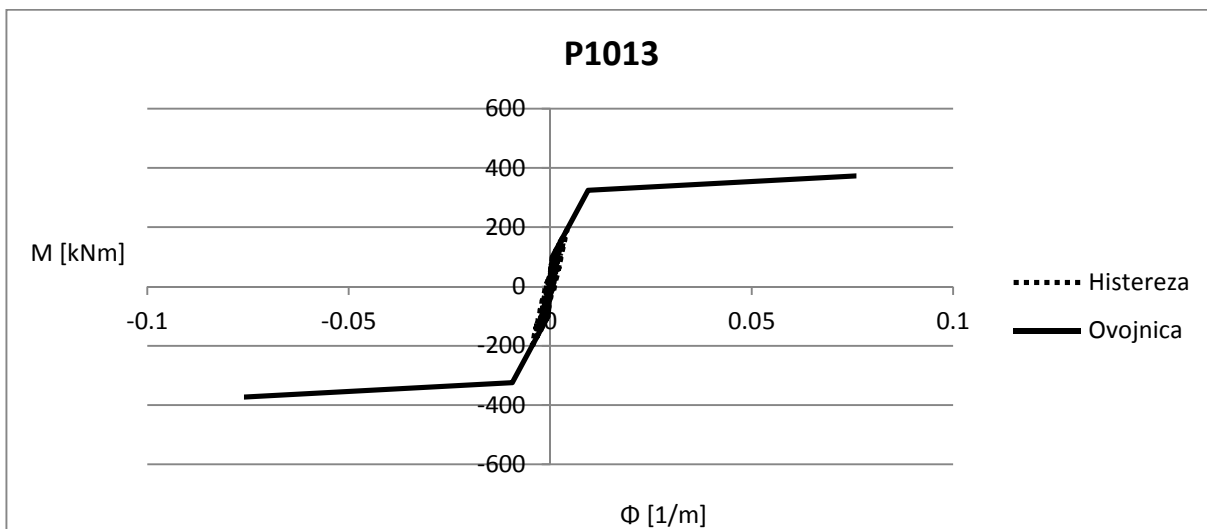
Slika II-3.22: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1001.



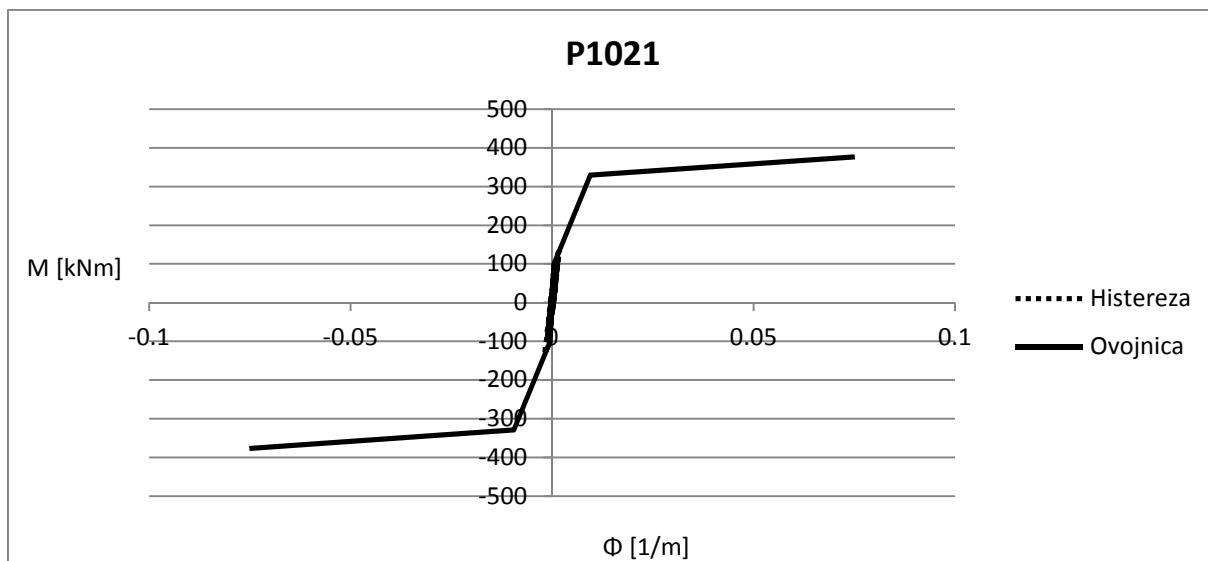
Slika II-3.23: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1003.



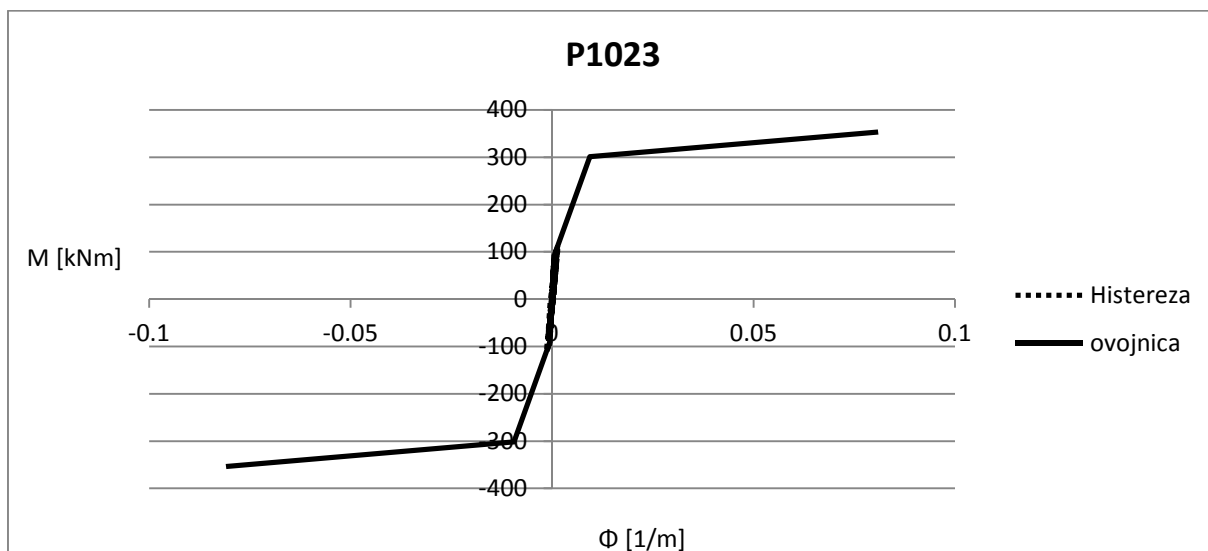
Slika II-3.24: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1011.



Slika II-3.25: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1013.



Slika II-3.26: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za stebler P1021.



Slika II-3.27: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za stebler P1023.

Histereze na Slikah II-6.22 do II-6.27 kažejo, da so se obremenitve v stebrih pri spremenjenem modelu povečale. V stebrih spodnje etaže je celo za majhno vrednost presežena meja tečenja (Sliki II-3.22 in II-3.23). Povečana obremenitev v stebrih je bila pričakovana, saj je tako modelirana konstrukcija očitno bolj toga.

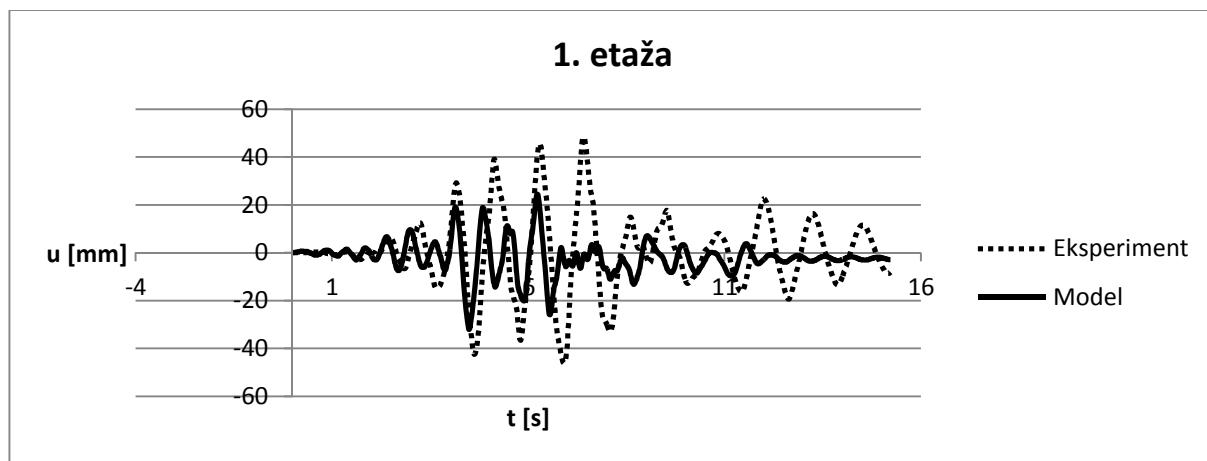
## 4 POTRESNI ODZIV TRIETAŽNE MONTAŽNE STAVBE Z INOVATIVNIMI STIKI

### 4.1 Obtežba

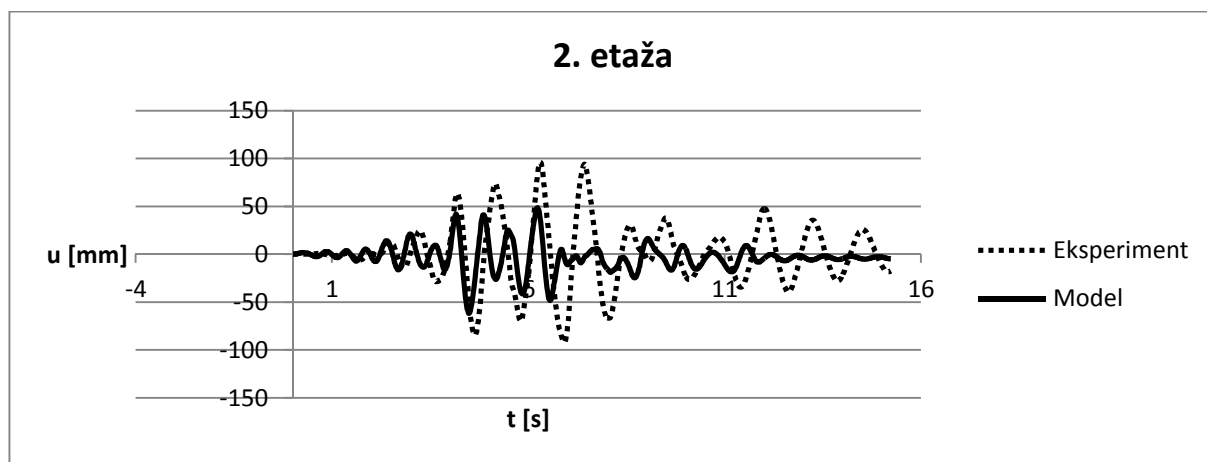
Pri pseudodinamičnem preizkusu in pri računski analizi je bil uporabljen umetno generiran akcelerogram, določen na osnovi akcelerograma registriranega v Tolmezzu (1976). Generiran akcelerogram je dolžine 12 sekund (Slika II-3.1). Zapis je bil modificiran na način, da ustreza elastičnemu spektru iz EC8 za tla tipa B (Slika II-3.2; SIST EN 1998-1, 3.2.2.2) in normiran na maksimalni pospešek tal  $1\text{ g}$  ( $9,81\text{ m/s}^2$ ). V tem poglavju prikazani in analizirani rezultati modela in eksperimenta pri psevdodinamičnem preizkusu so prikazani za maksimalni pospešek tal  $0,30\text{g}$  in  $0,45\text{g}$  (prototip 4). Na prototipu 4 je bil opravljen tudi ciklični preizkus (glej poglavje 4.4)

### 4.2 Nelinearna dinamična analiza izhodiščnega modela

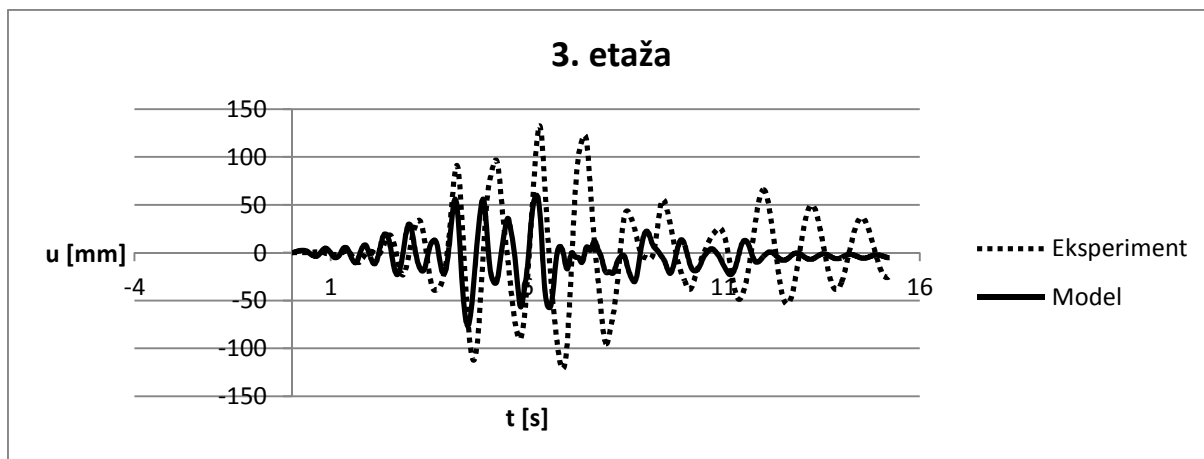
#### 4.2.1 Pomiki (PGA=0,30g)



Slika II-4.1: Primerjava pomikov v 1. etaži



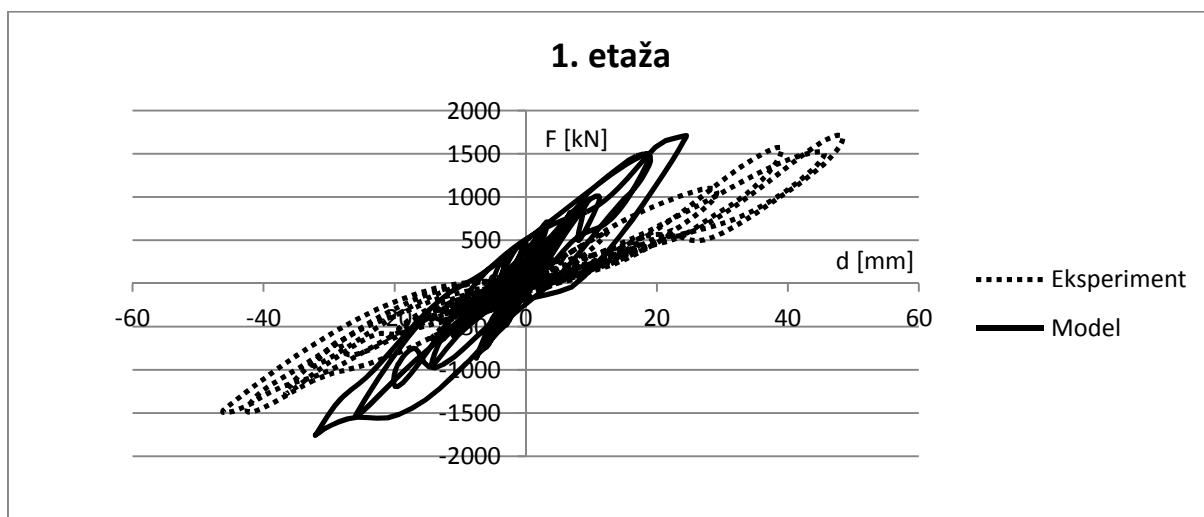
Slika II-4.4: Primerjava pomikov v 1. etaži



Slika II-4.3: Primerjava pomikov v 1. etaži

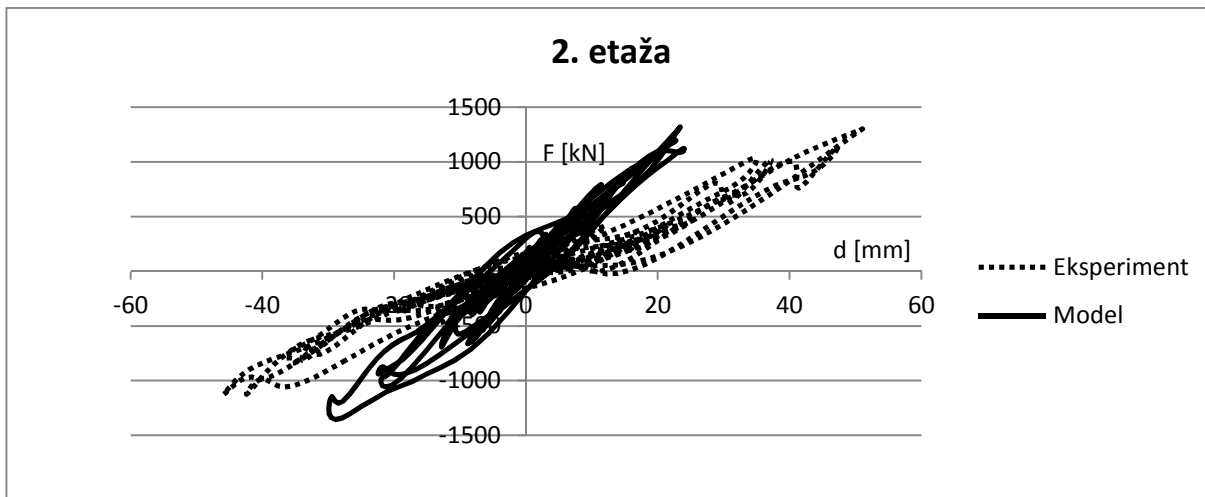
Diagrami pomikov na Slikah II-6.28 do II-6.30 ne kažejo dobrega ujemanja. Model je veliko bolj tog kot prototip. Izmerjen pomik v zgornji etaži znaša 125mm, medtem ko je maksimalni pomik dobljen iz analize enak 55mm. Preveliko togost modela kažejo tudi histereze v poglavju 6.3.2. Razlog bi lahko bil v neupoštevanju zdrsa armature v sistemih za povezavo armature gred in stebra (Slika 5). Izboljšava modela sledi v poglavju 6.5.

#### 4.2.2 Histereze (relativni pomik etaže-sila na dnu etaže, $PGA=0,30g$ )

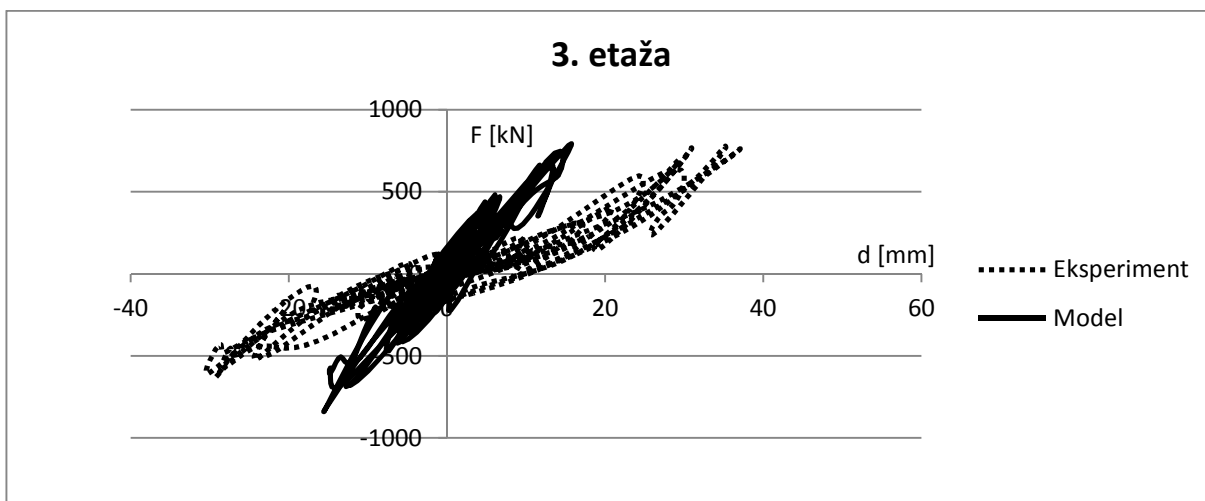


Slika II-4.4: Primerjava histerez (relativni pomik prve etaže-sila ob vpetju)



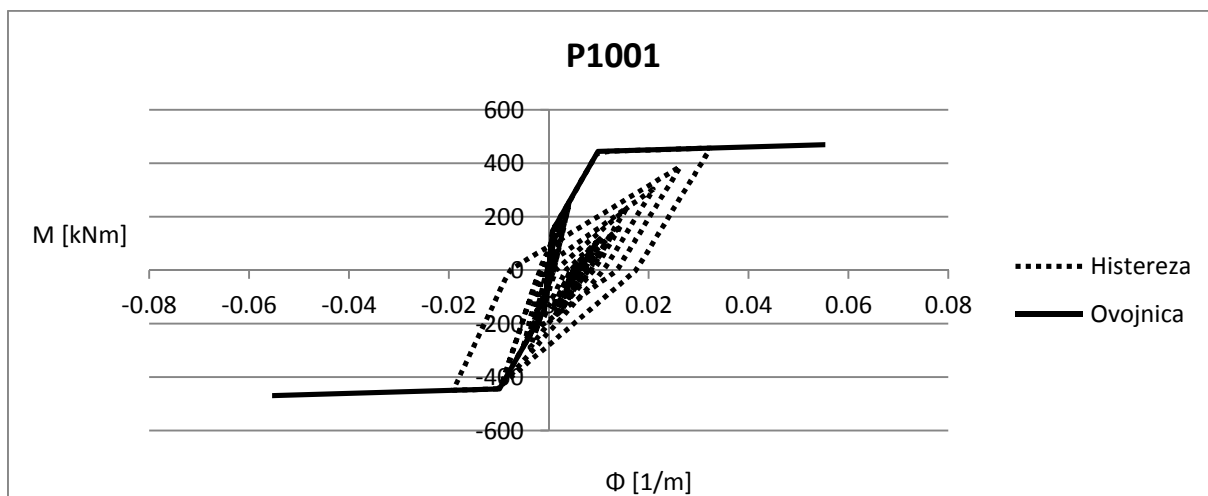


Slika II-4.5: Primerjava histerez (relativni pomik-sila na dnu druge etaže)

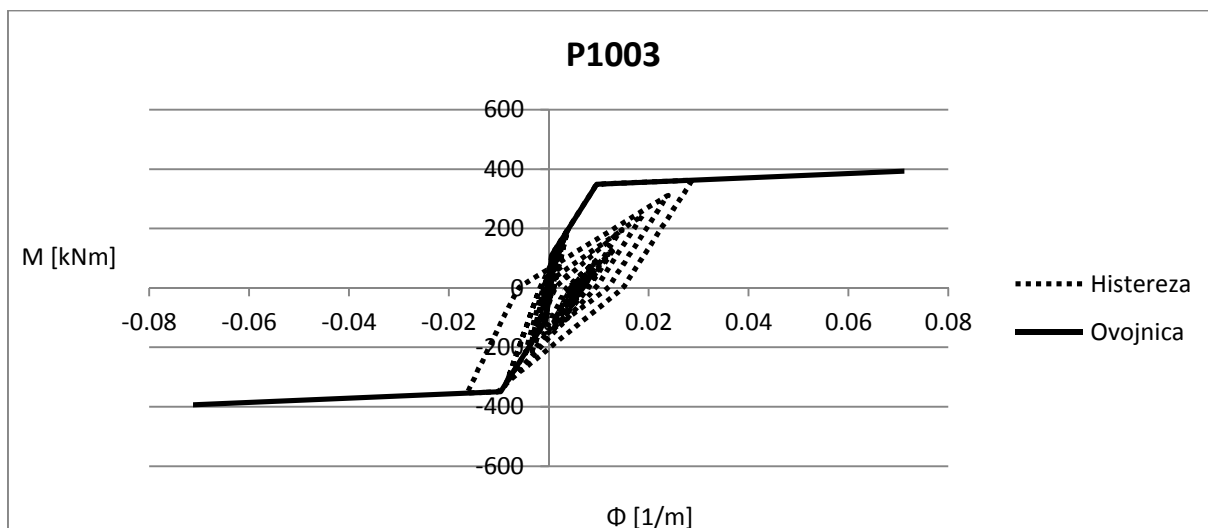


Slika II-4.6: Primerjava histerez (relativni pomik-sila na dnu vrhnje etaže)

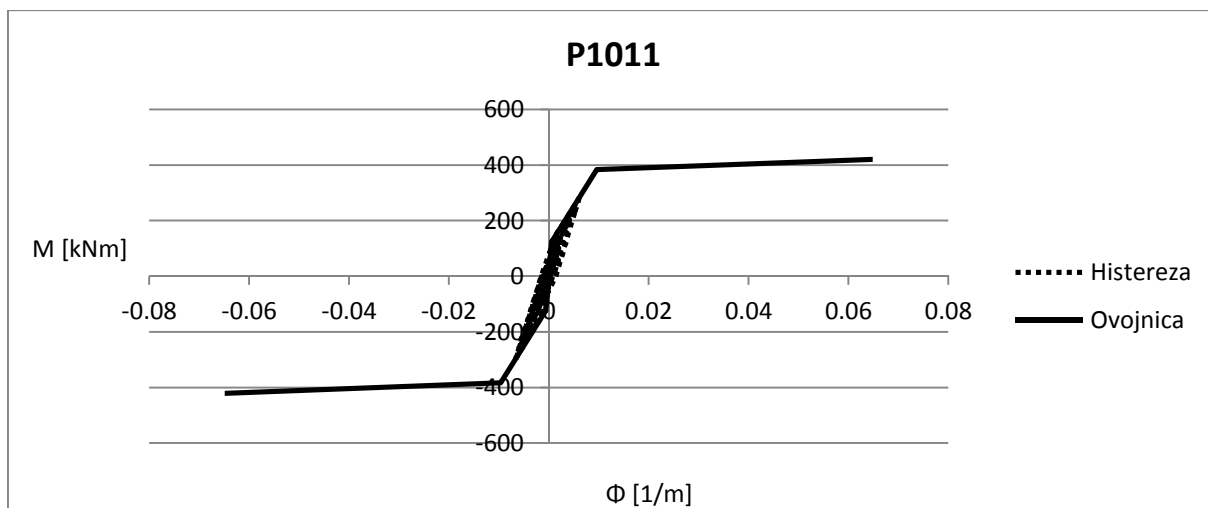
### 4.2.3 Histereze (moment-ukrivljenost, PGA=0,30g)



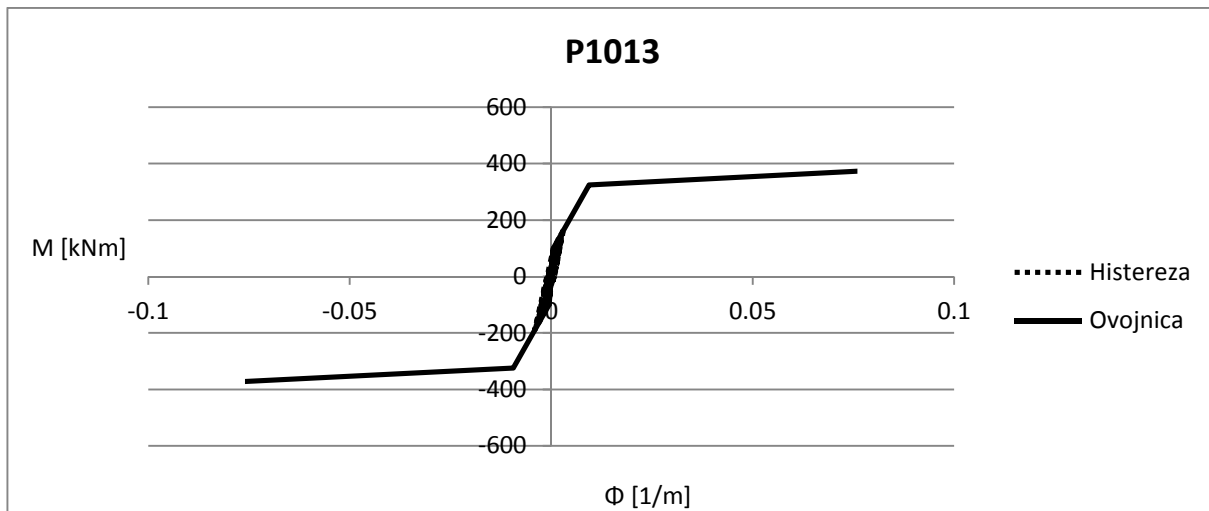
Slika II-4.7: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1001.



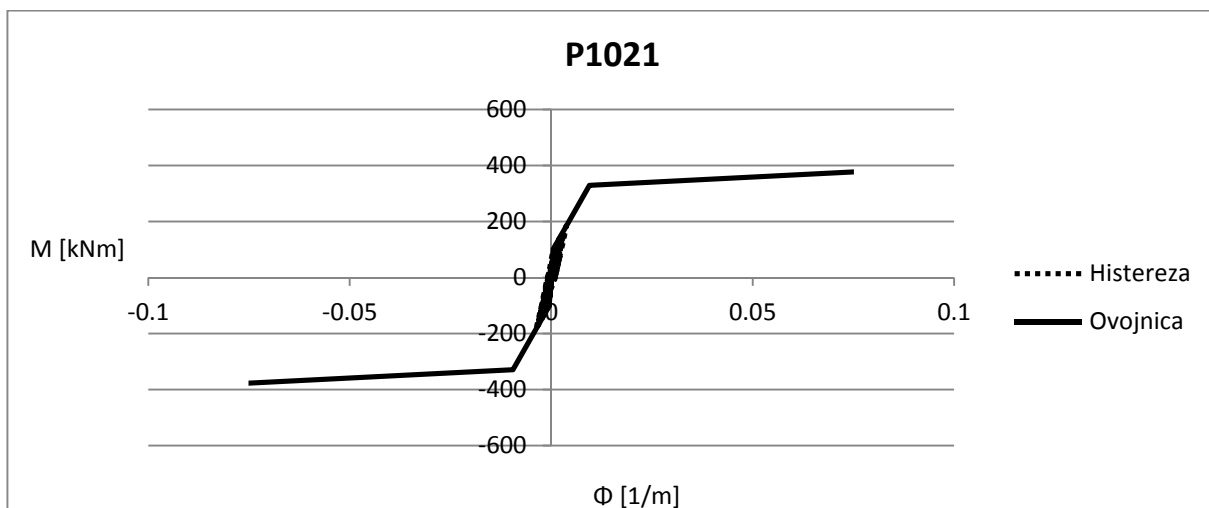
Slika II-4.8: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1003.



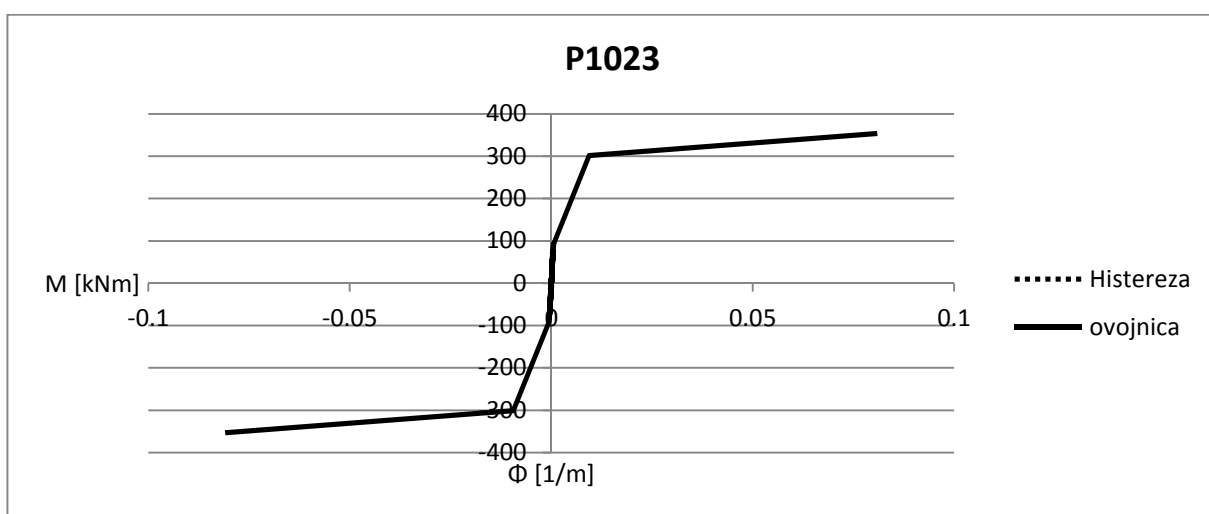
Slika II-4.9: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1011.



Slika II-4.11: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1013.

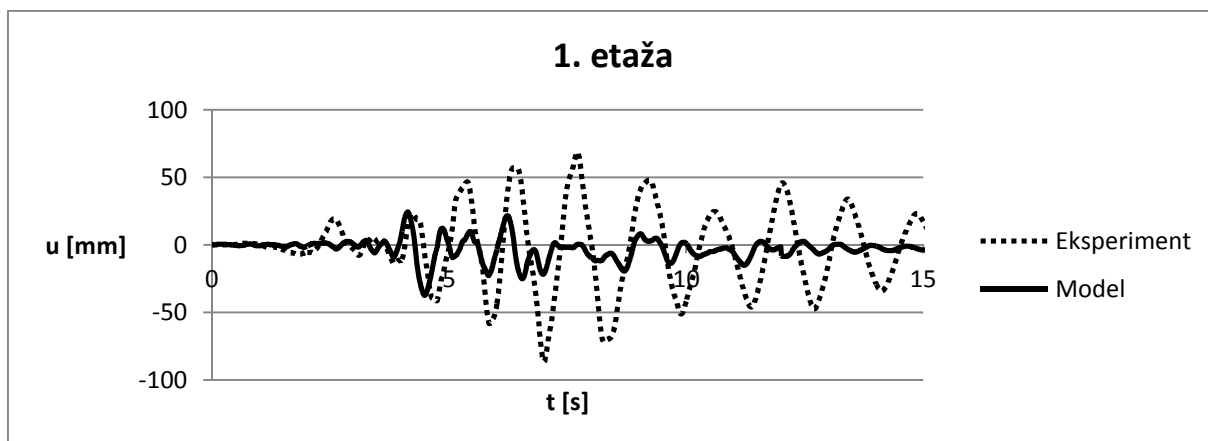


Slika II-4.12: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1021.

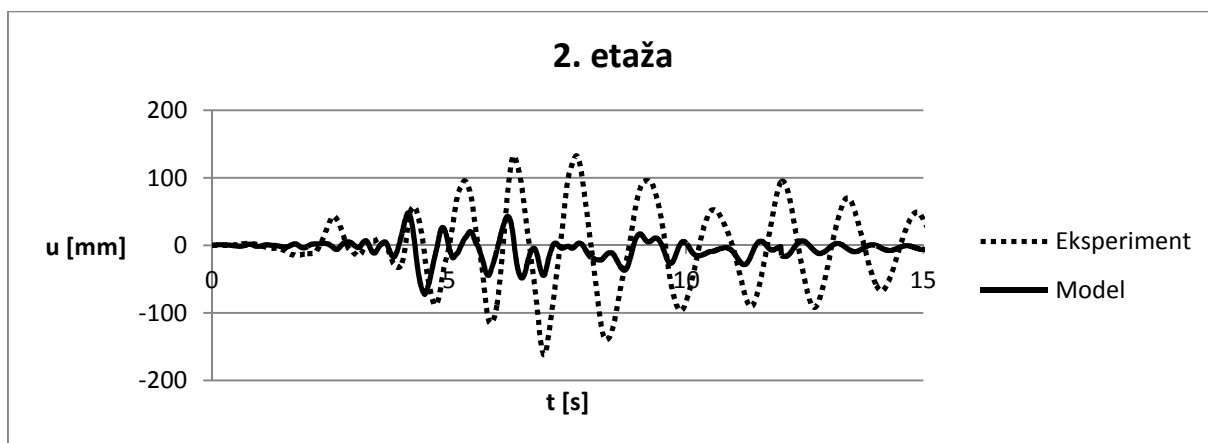


Slika II-4.13: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1023.

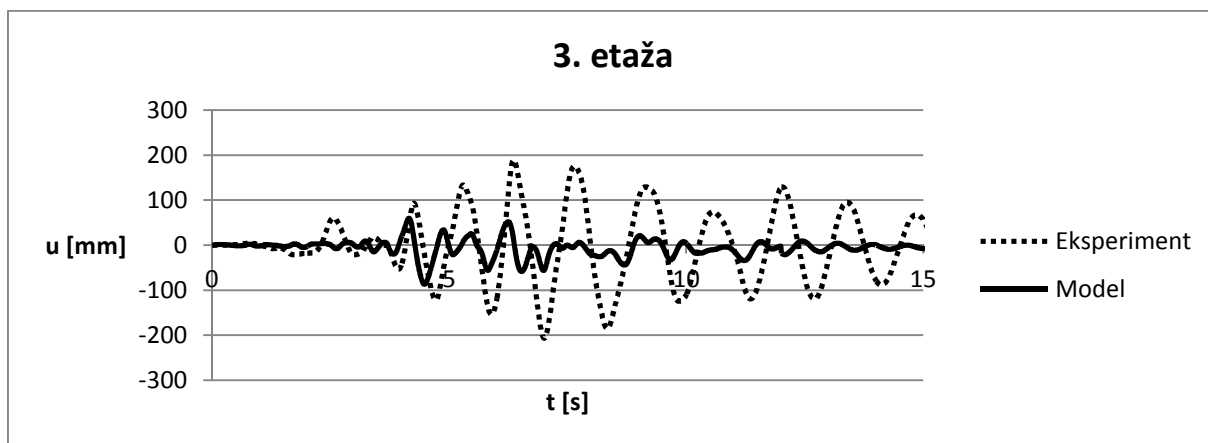
#### 4.2.4 Pomiki (PGA=0,45g)



Slika II-4.14: Primerjava pomikov v 1. etaži



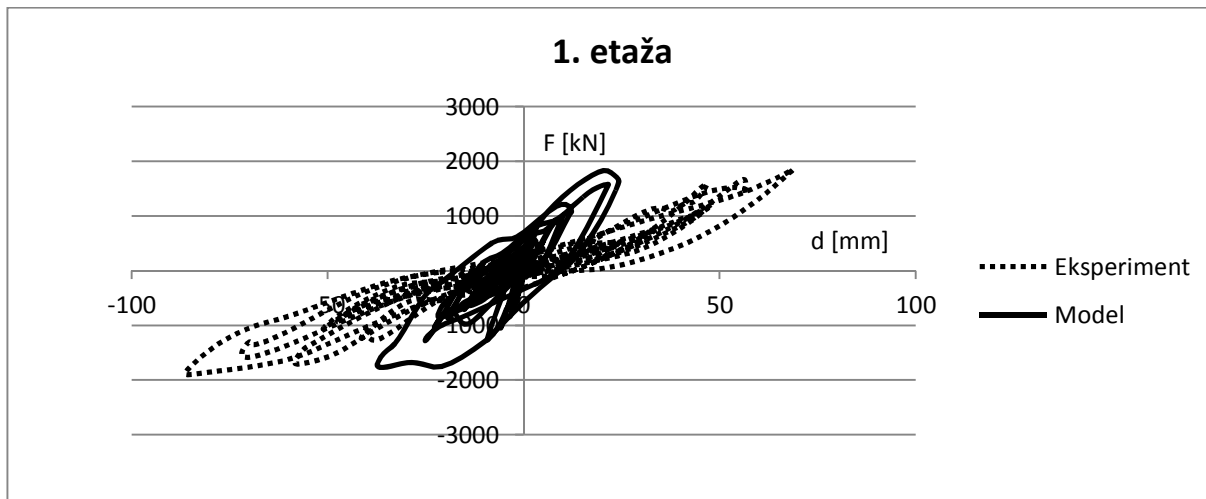
Slika II-4.15: Primerjava pomikov v 2. etaži



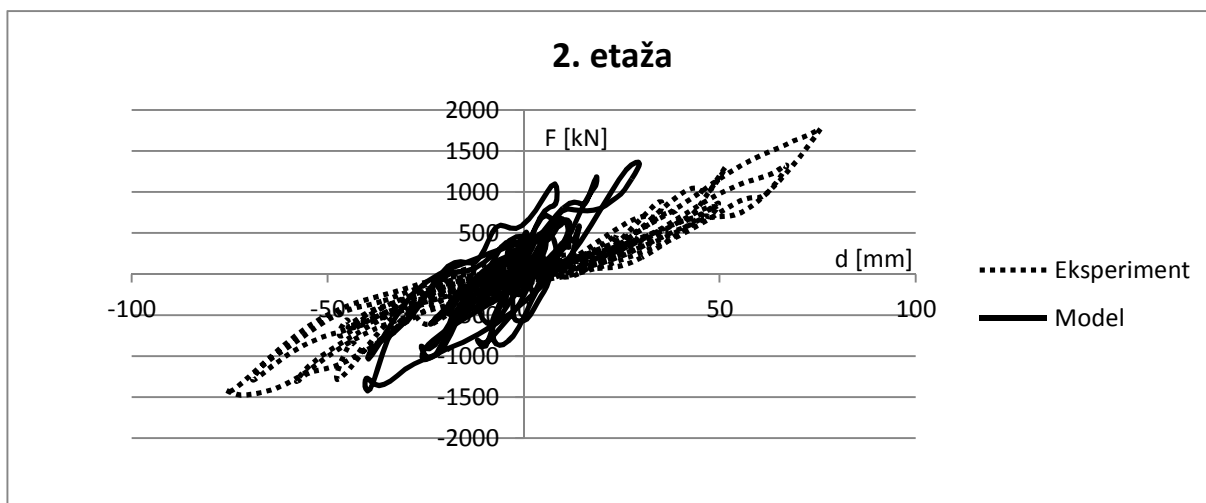
Slika II-4.16:Primerjava pomikov v 3. etaži

Tudi rezultati pri maksimalnem pospešku tal 0,45g pokažejo, da računski model prototipa 4 relativno slabo prikazuje dejansko stanje. Spet je problematična prevelika togost modela. Izboljšava je predstavljena v poglavju 6.6.

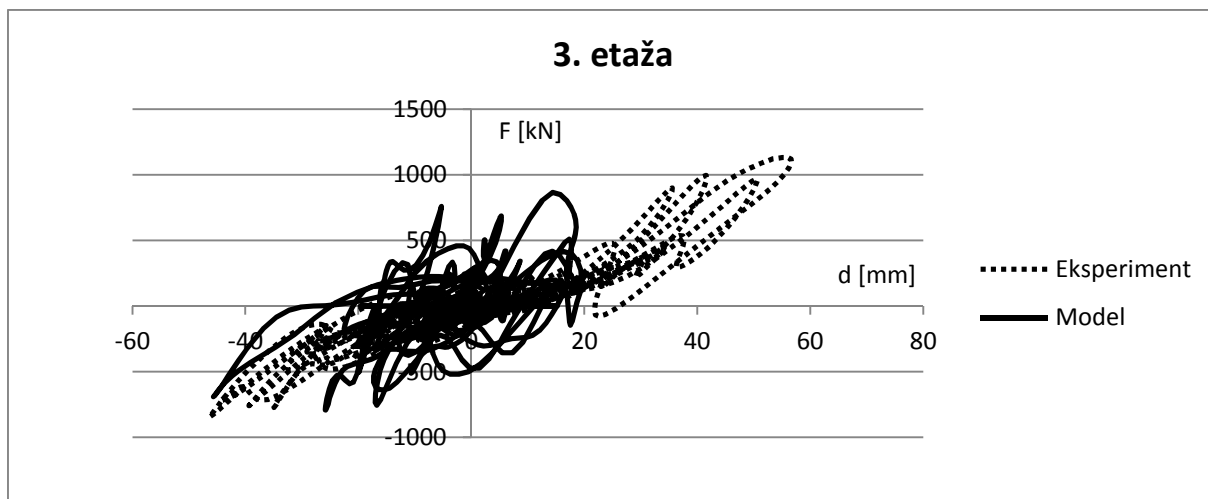
#### 4.2.5 Histereze (relativni pomik etaže-sila na dnu etaže, PGA=0,45g)



Slika II-4.17: Primerjava histerez (relativni pomik prve etaže-sila ob vpetju)

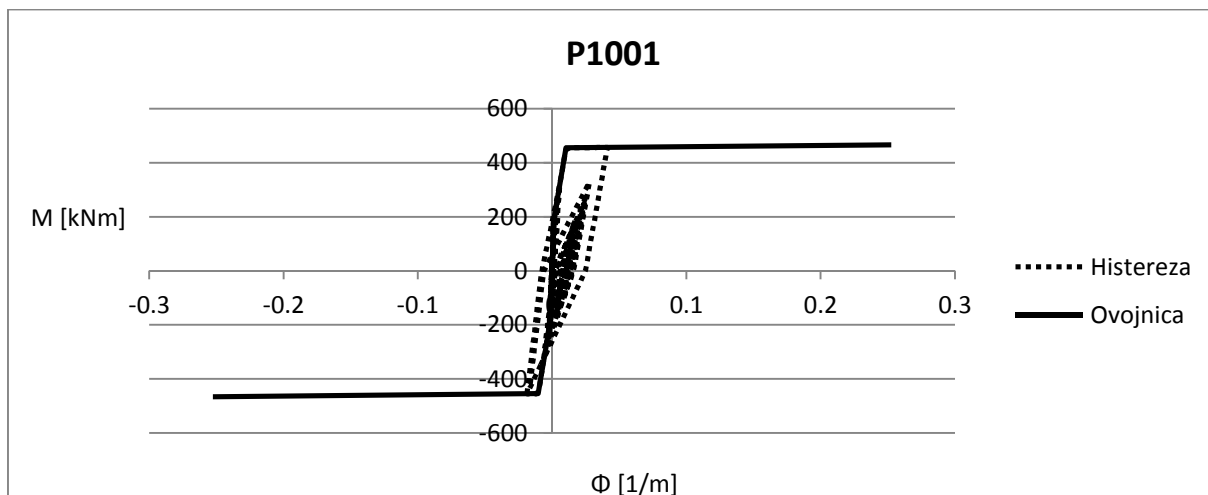


Slika II-4.18: Primerjava histerez (relativni pomik-sila na dnu druge etaže)

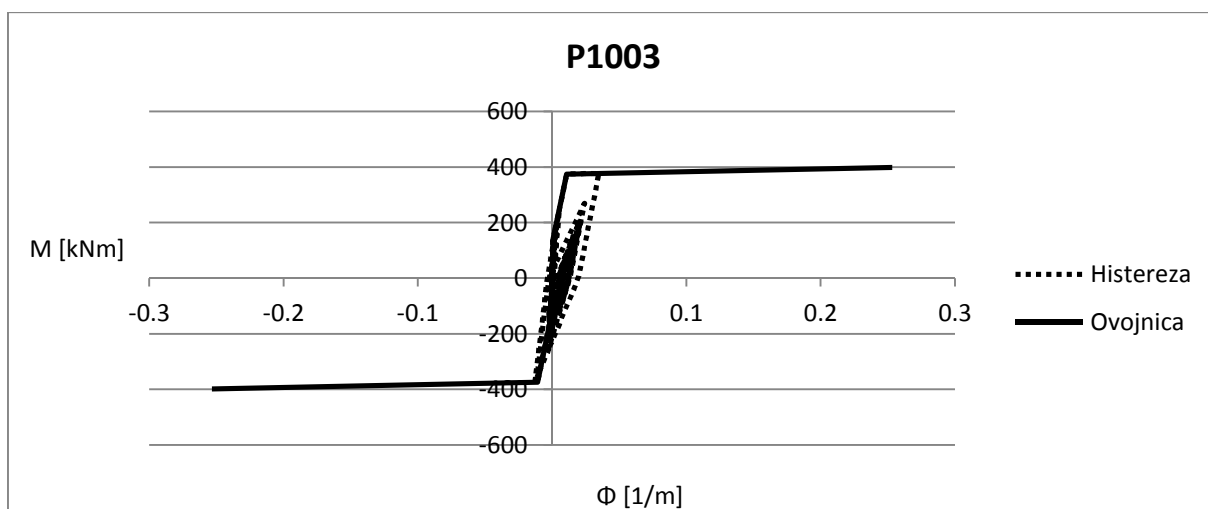


Slika II-4.19: Primerjava histerez(relativni pomik-sila na dnu vrhnje etaže)

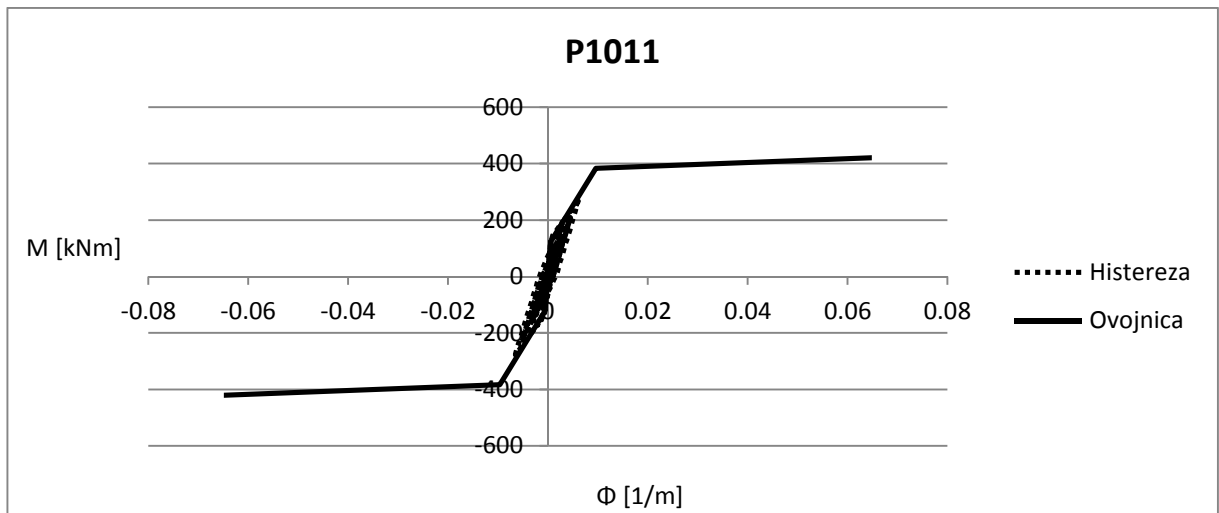
#### 4.2.6 Histereze (moment-ukrivljenost, PGA=0,45g)



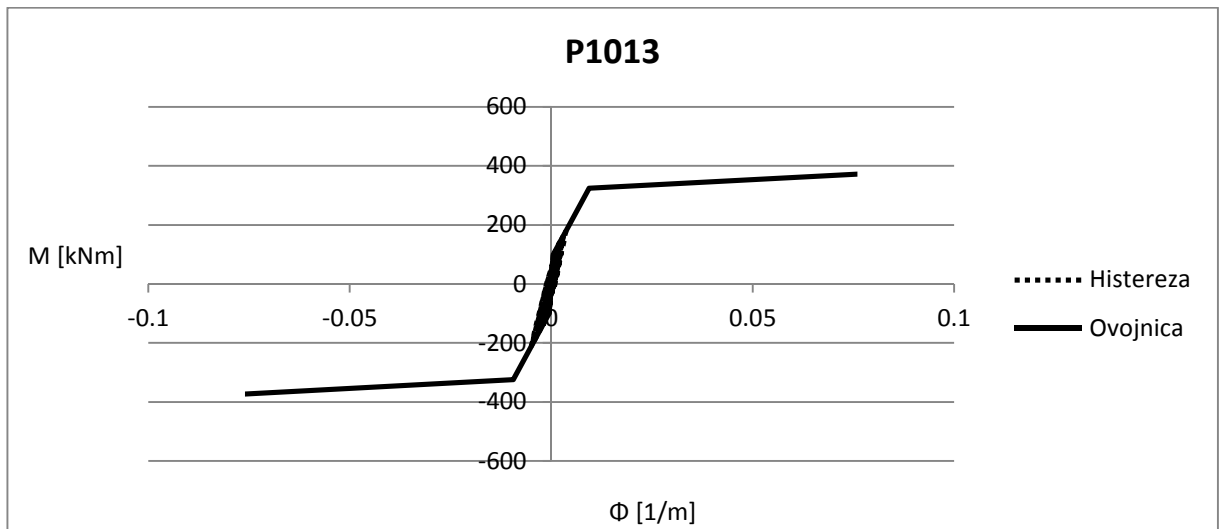
Slika II-4.20: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1001.



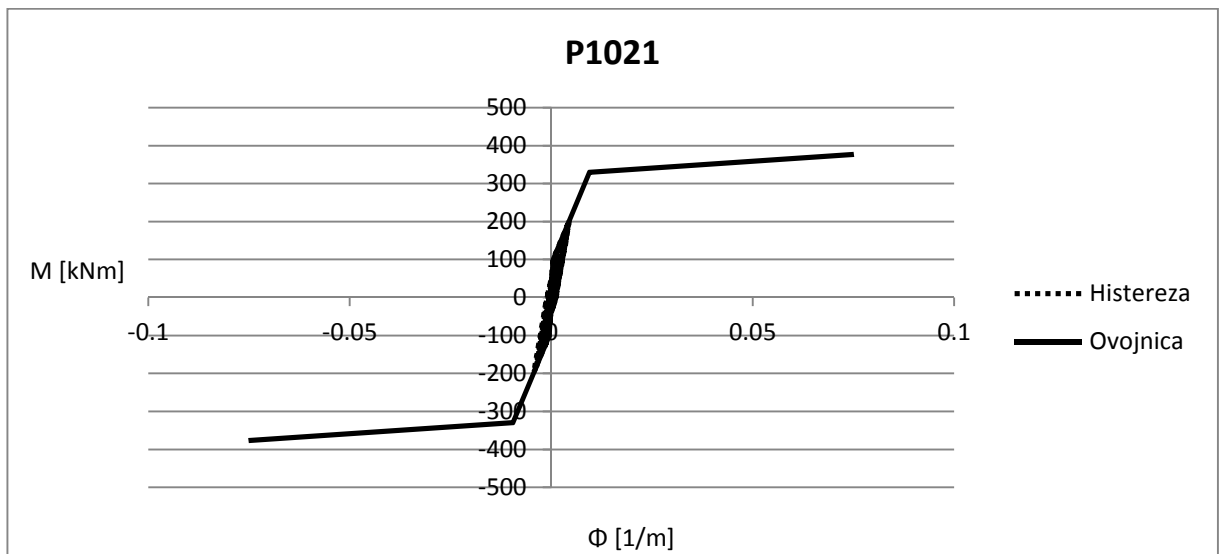
Slika II-4.21: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1003.



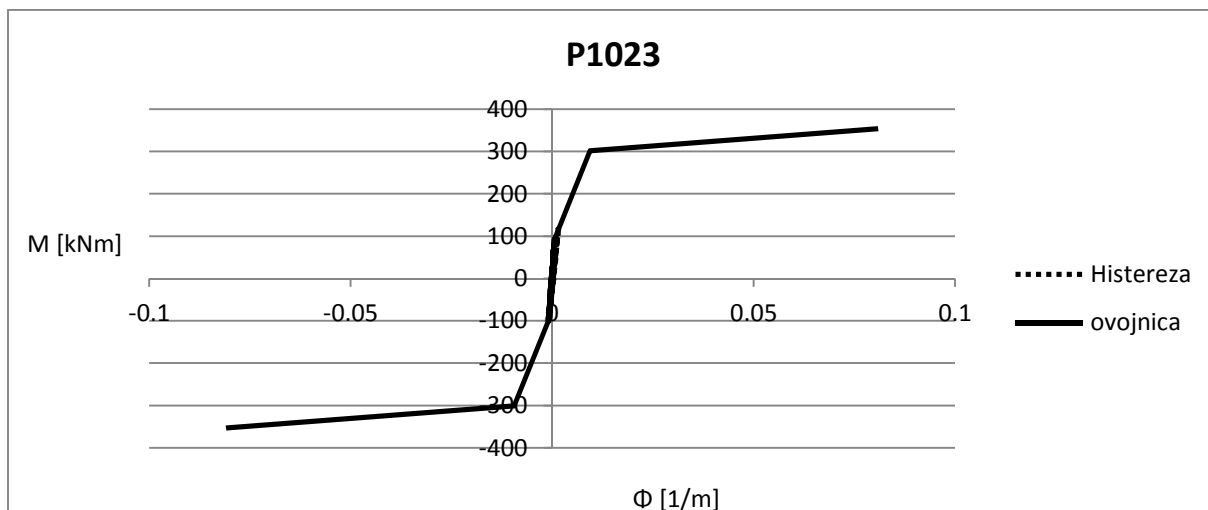
Slika II-4.22: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1011.



Slika II-4.23: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1013.



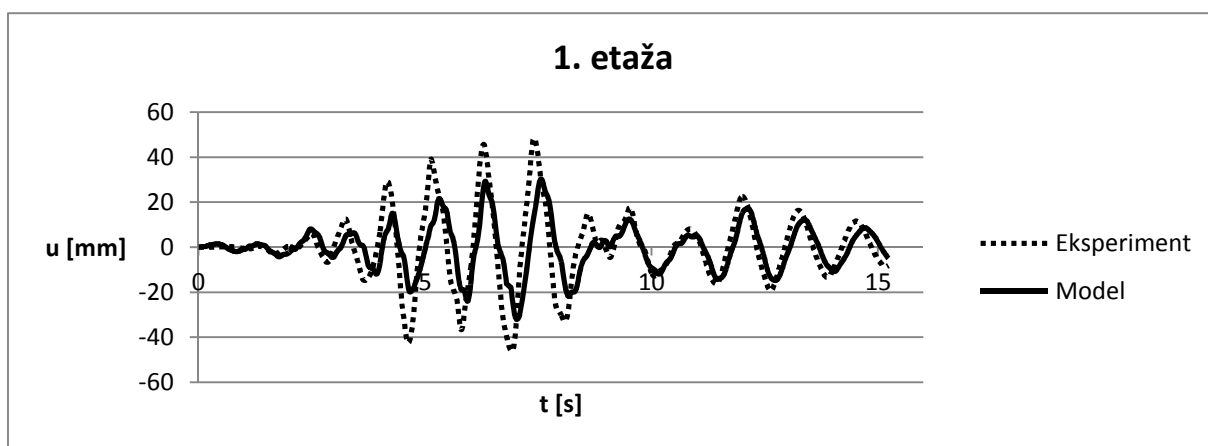
Slika II-4.24: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1021.



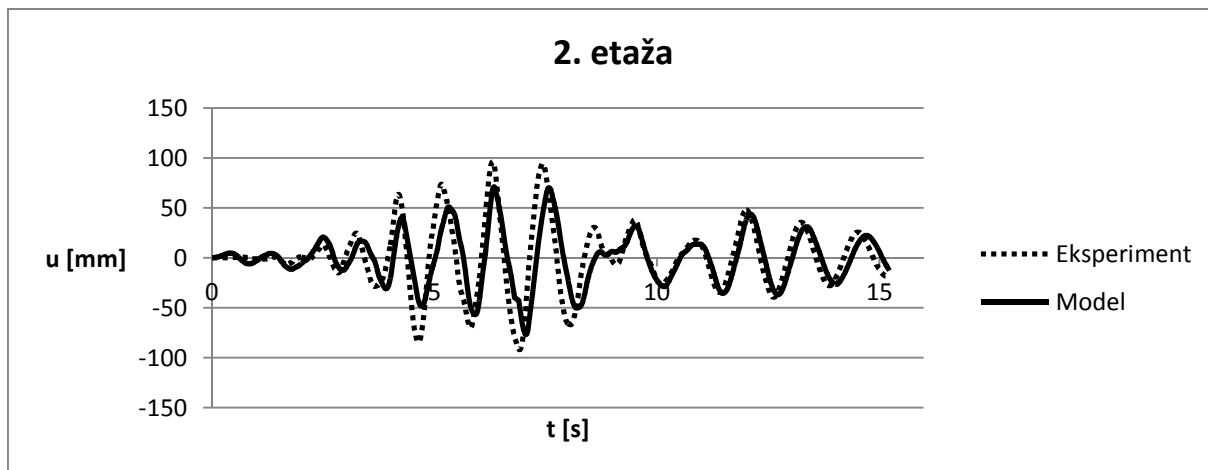
Slika II-4.25: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1023.

### 4.3 Nelinearna dinamična analiza korigiranega modela

#### 4.3.1 Pomiki (PGA=0,30g)

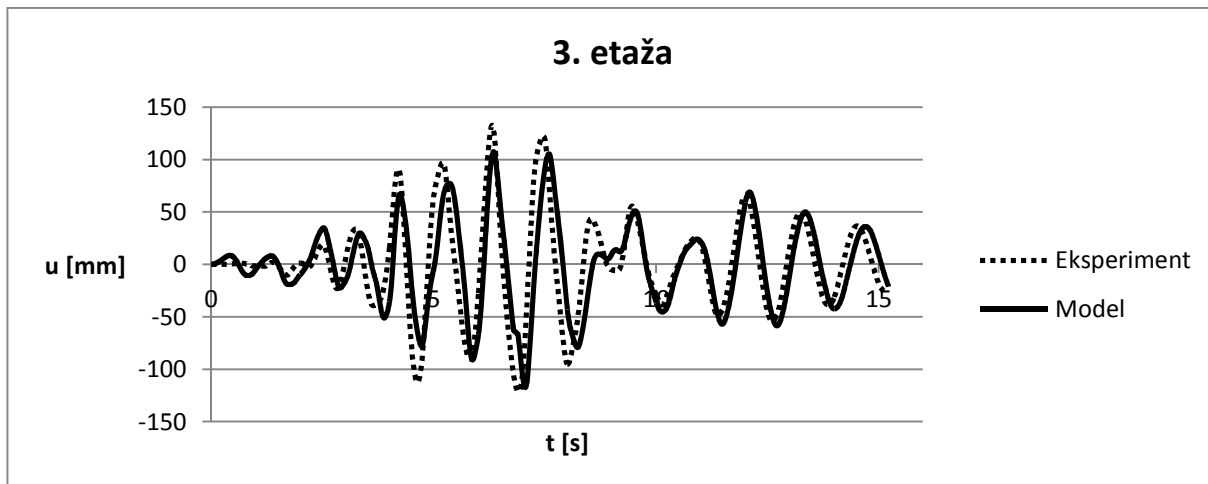


Slika II-4.26: Primerjava pomikov v 1. etaži



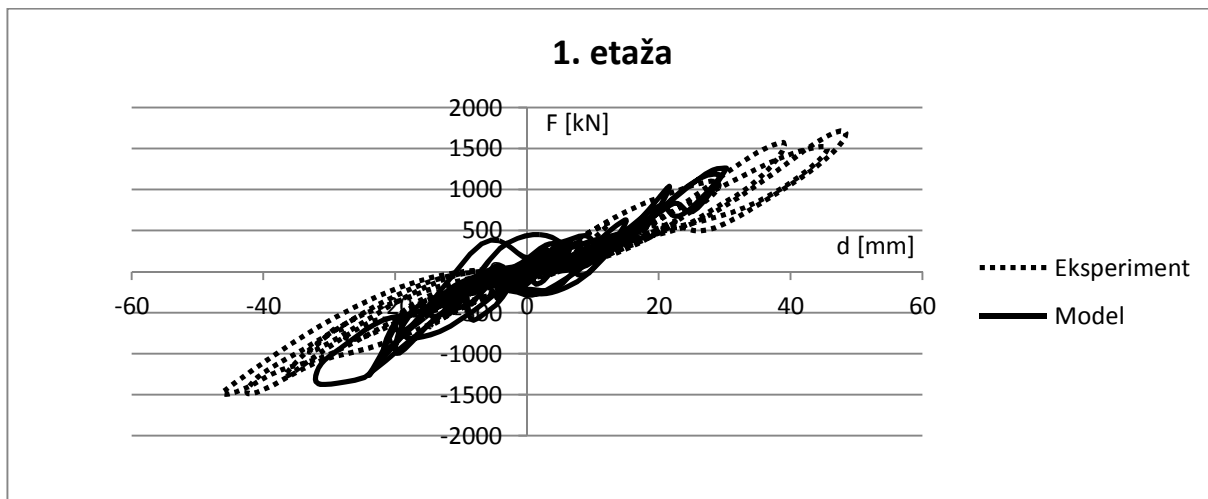
Slika II-4.27: Primerjava pomikov v 2. etaži



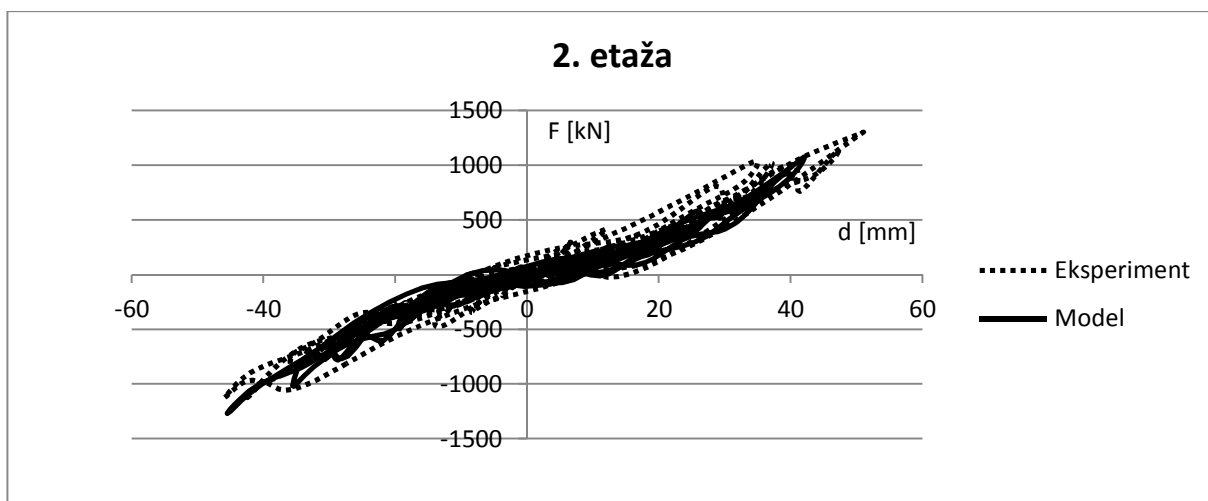


Slika II-4.28: Primerjava pomikov v 3. etaži

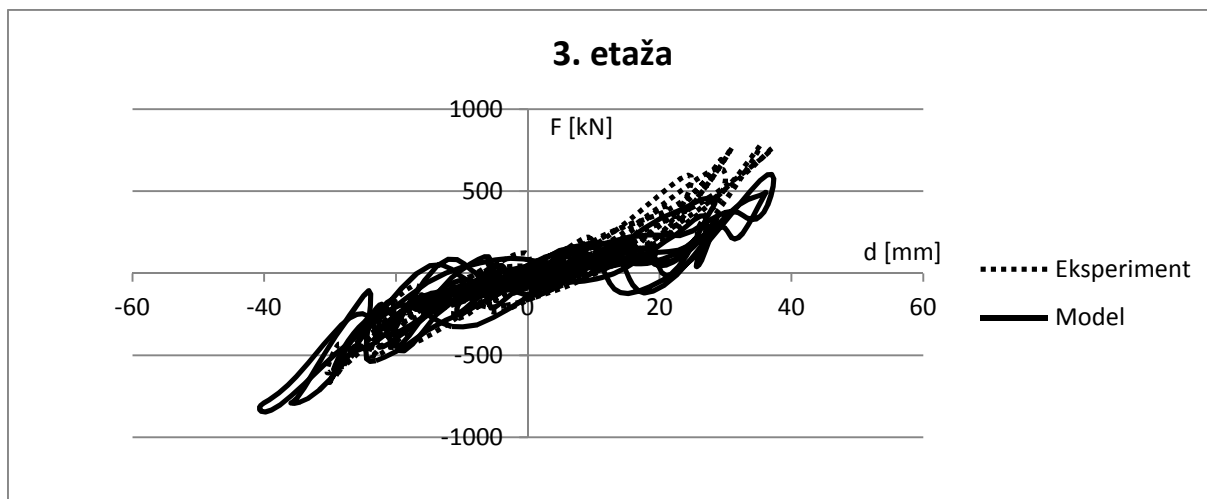
#### 4.3.2 Histereze (relativni pomik etaže-sila na dnu etaže, PGA=0,30g)



Slika II-4.29: Primerjava histerez (relativni pomik prve etaže-sila ob vpetju)



Slika II-4.30: Primerjava histerez (relativni pomik-sila na dnu druge etaže)

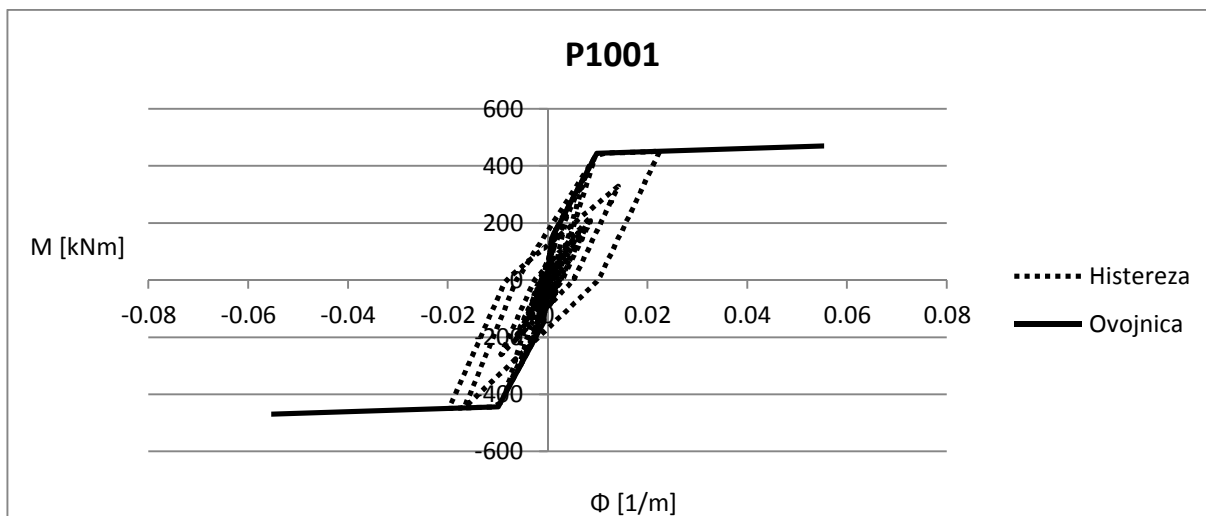


**Slika II-4.31: Primerjava histerez(relativni pomik-sila na dnu vrhnje etaže)**

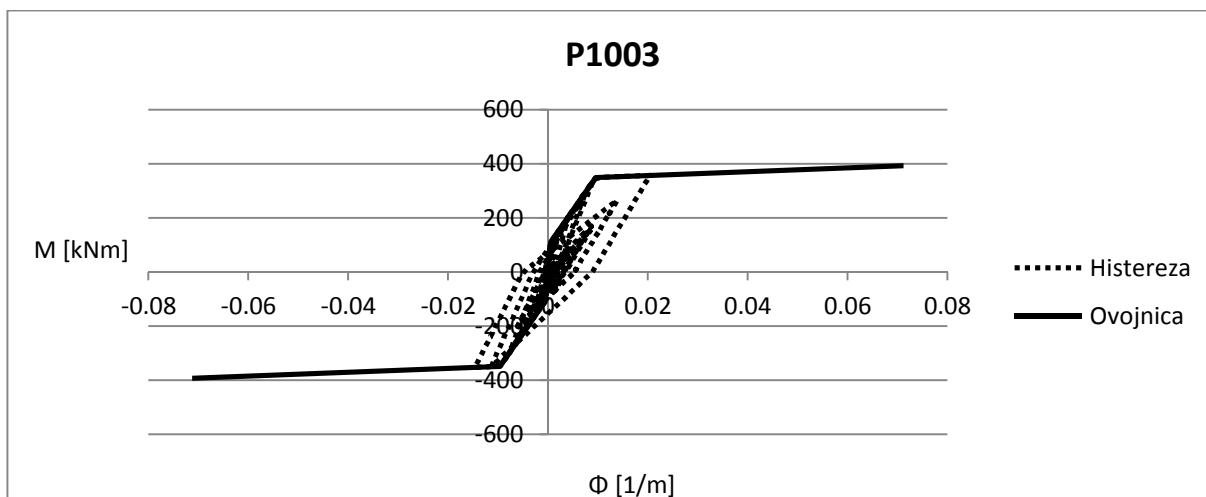
Dodajanje zdrsa pri modeliranju stikov je pozitivno vplivalo na rezultate. Nihajni čas v analizi in eksperimentu se ujame. Prav tako so tudi velikosti pomikov zelo podobne. Maksimalni izmerjen pomik znaša 125mm, medtem ko je računski iz analize enak 115mm. Tudi histereze na Slikah II-6.58 do II-6.60 prikazujejo dobro ujemanje v togosti.

Da je bila sprememba v modeliranju stikov učinkovit ukrep kažejo tudi rezultati v poglavju 6.6 za izboljššan model prototipa 4 pri maksimalnem pospešku tal 0,45g.

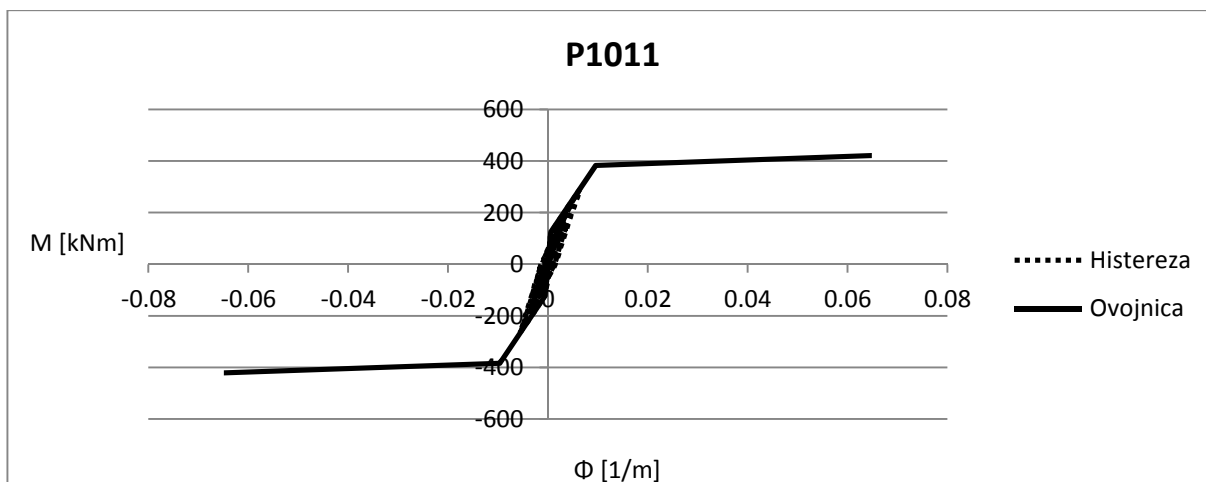
### 4.3.3 Histereze (moment-ukrivljenost, PGA=0,30g)



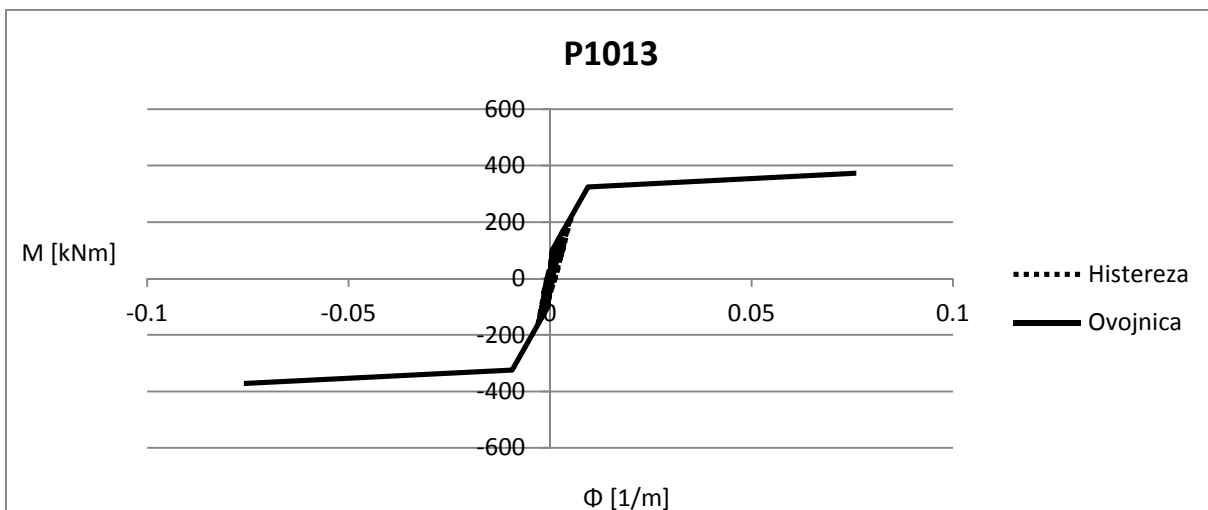
Slika II-4.32: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1001.



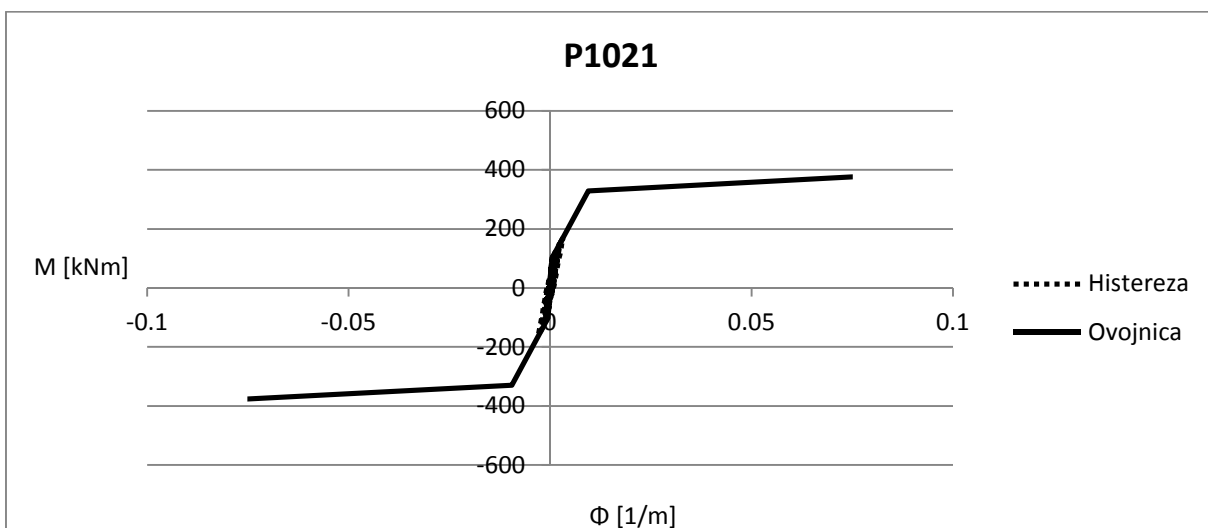
Slika II-4.33: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1003.



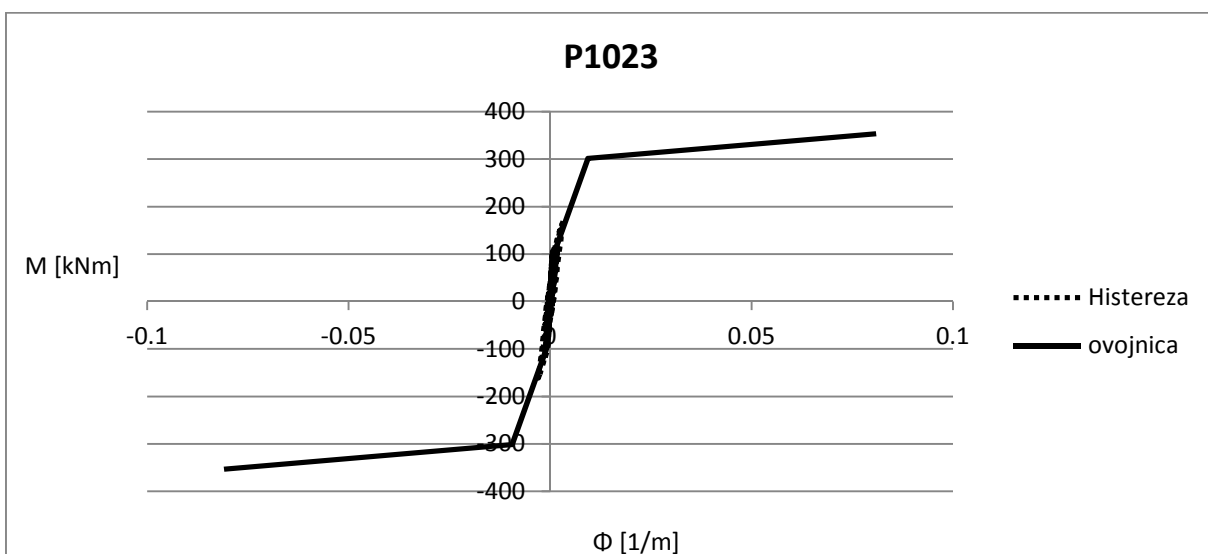
Slika II-4.34: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1011.



Slika II-4.35: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1013.

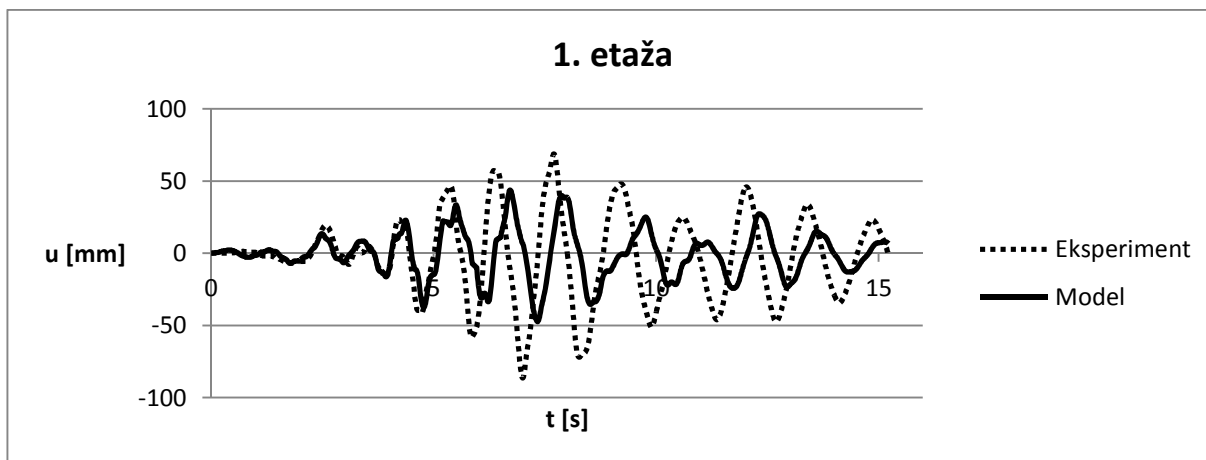


Slika II-4.36: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1021.

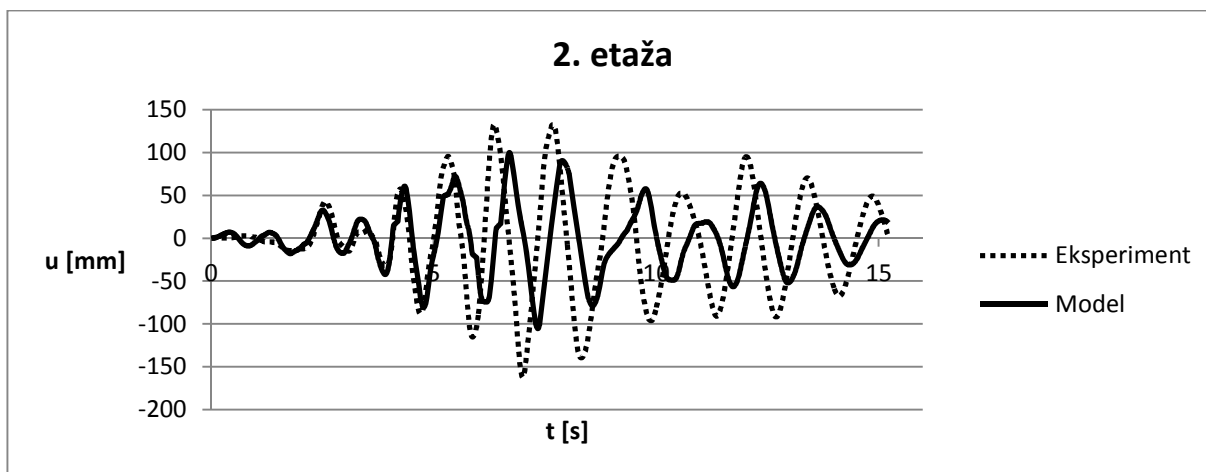


Slika II-4.37: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1023.

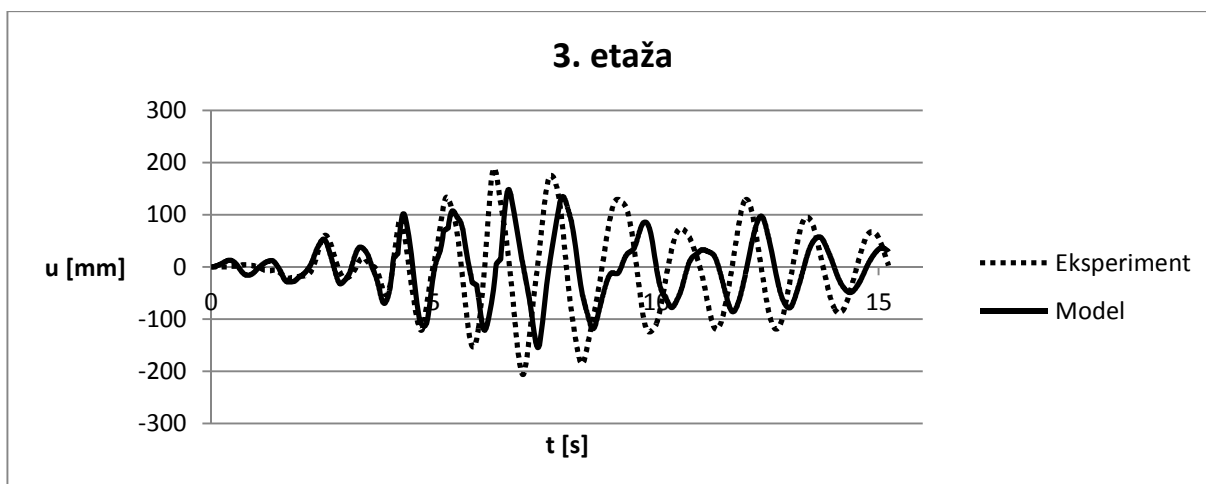
#### 4.3.4 Pomiki (PGA=0,45g)



Slika II-4.38: Primerjava pomikov v 1. etaži

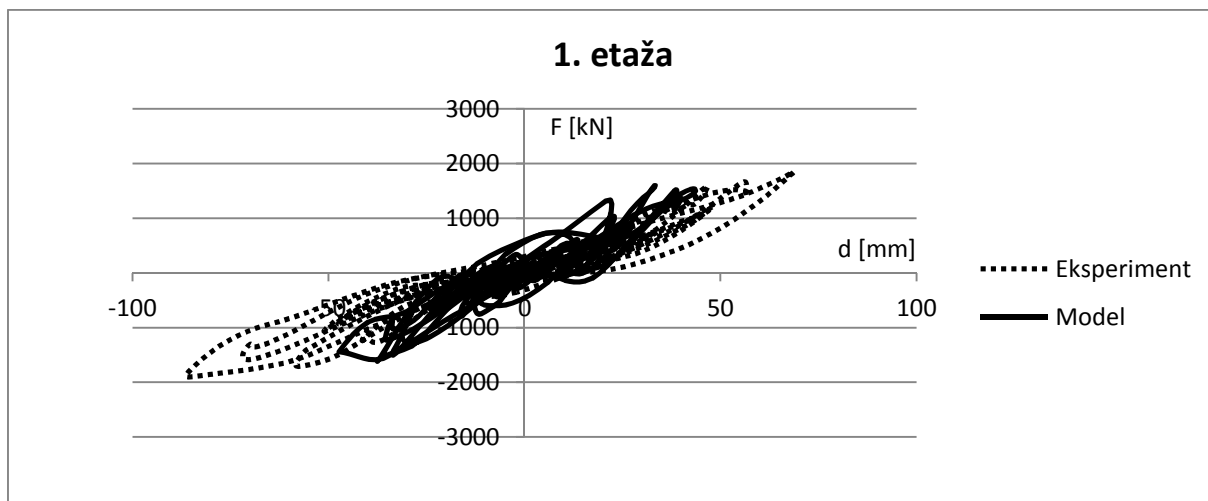


Slika II-4.39: Primerjava pomikov v 2. etaži

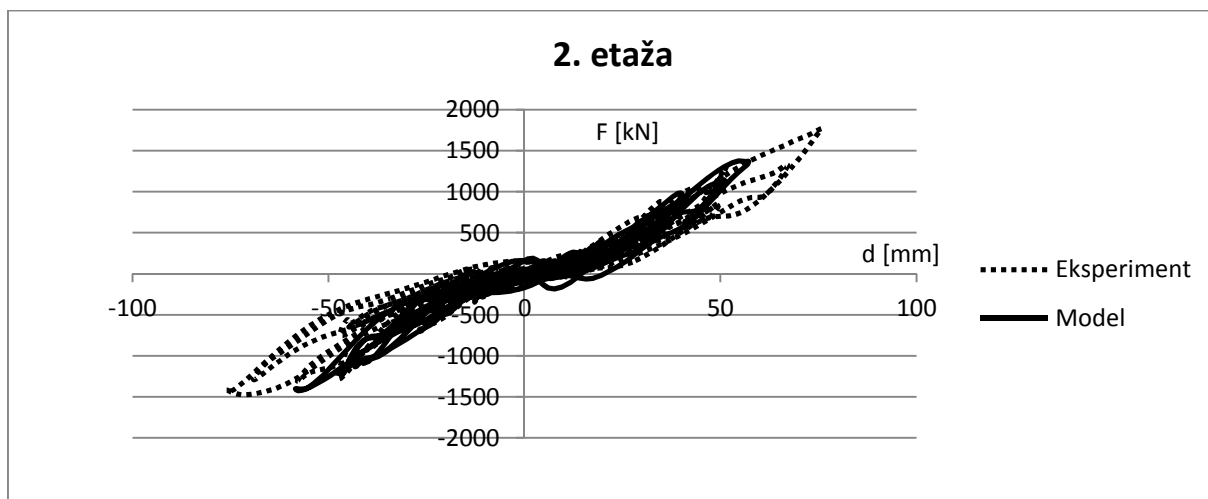


Slika II-4.40: Primerjava pomikov v 3. etaži

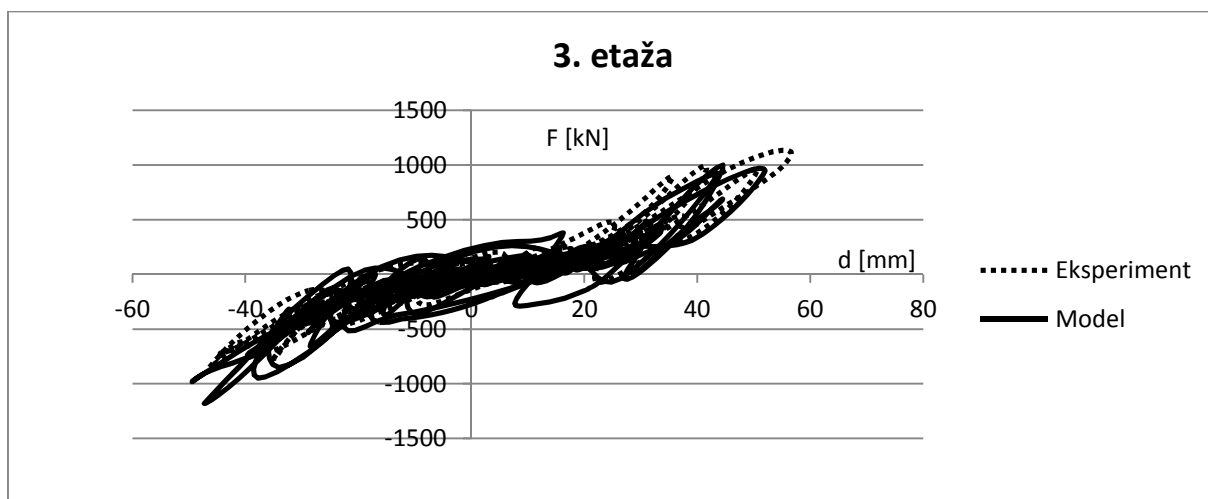
#### 4.3.5 Histereze (relativni pomik etaže- sila na dnu etaže, PGA=0,45g)



Slika II-4.41: Primerjava histerez (relativni pomik prve etaže-sila ob vpetju)

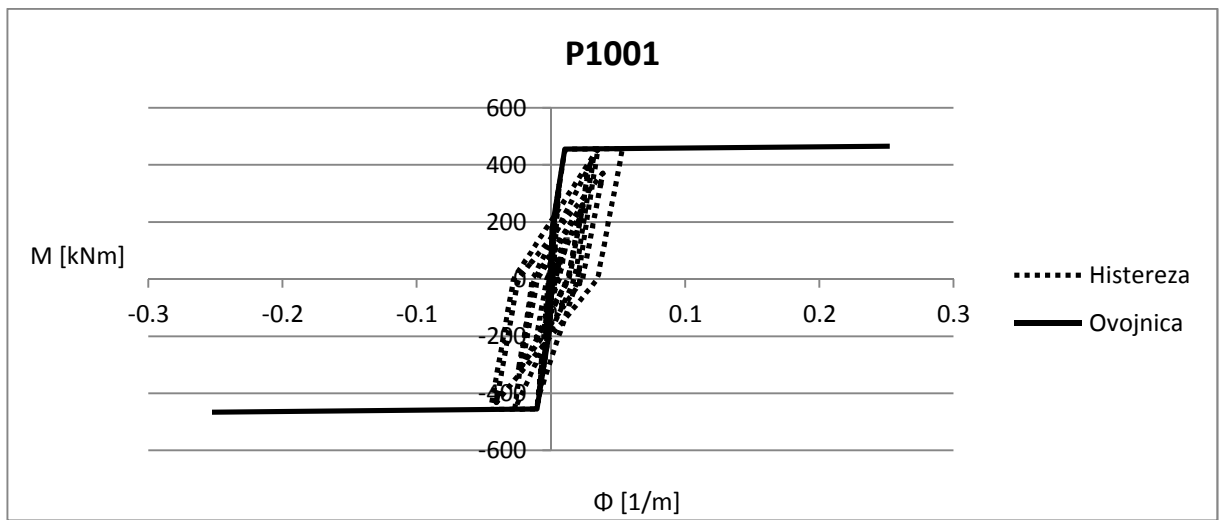


Slika II-4.42: Primerjava histerez (relativni pomik-sila na dnu druge etaže)

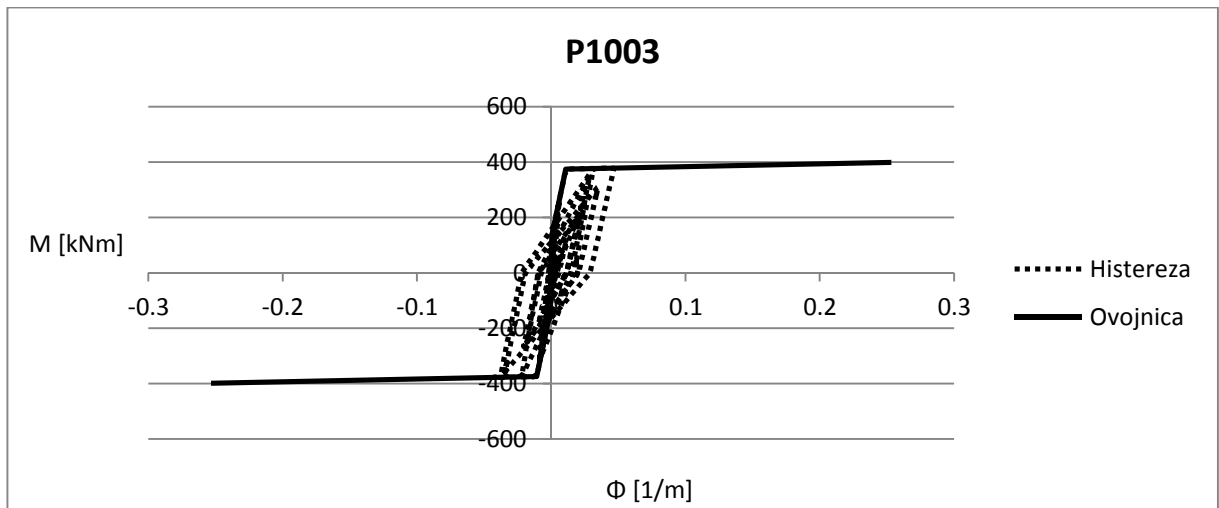


Slika II-4.43: Primerjava histerez (relativni pomik-sila na dnu vrhnje etaže)

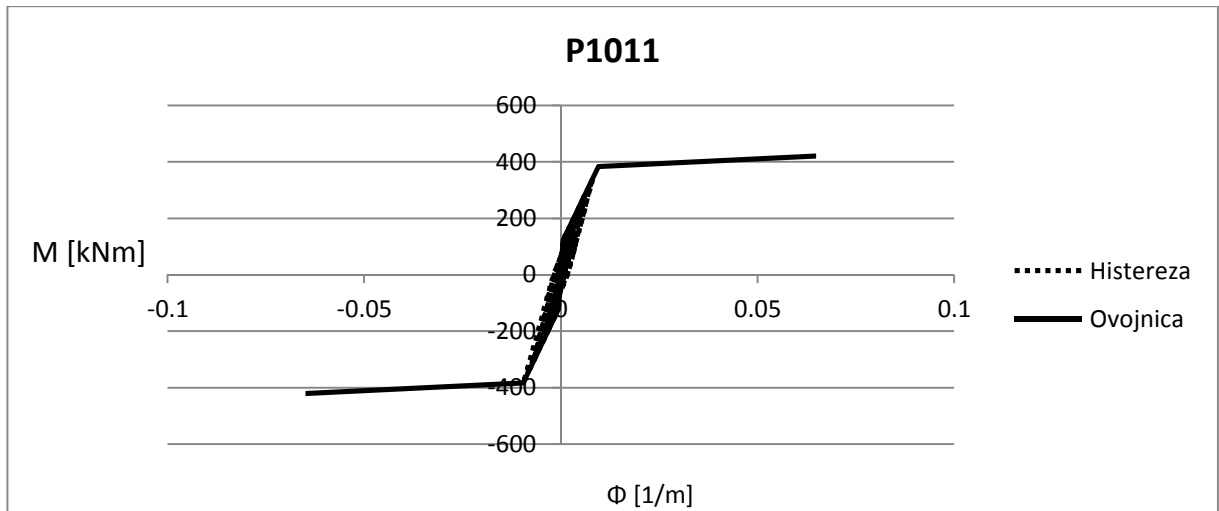
4.3.6 Histereze (moment-ukrivljenost, PGA=0,45g)



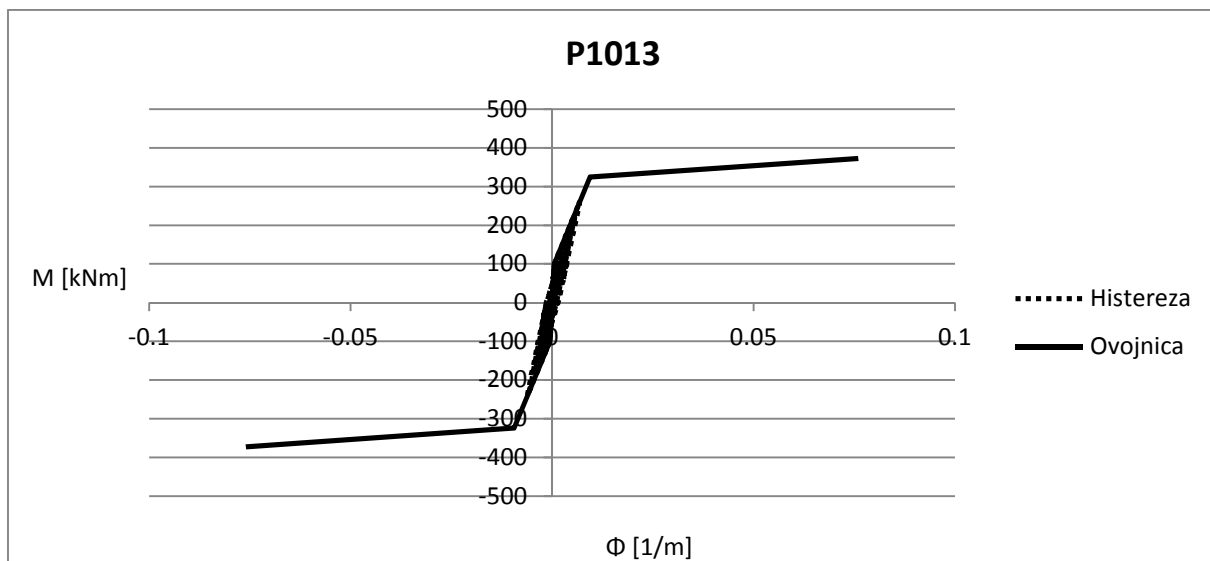
Slika II-4.44: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1001.



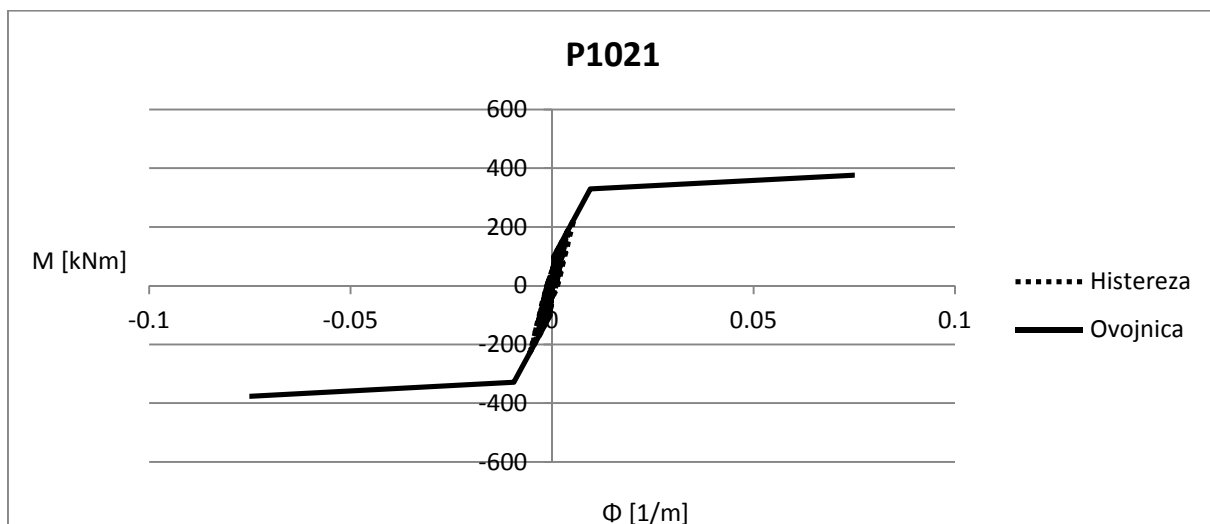
Slika II-4.45: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1003.



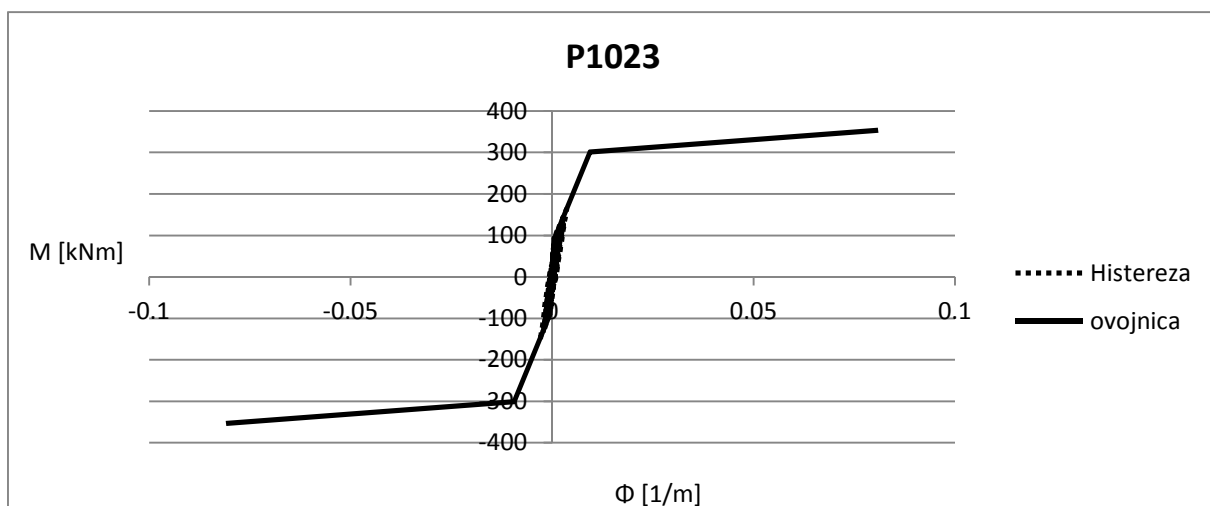
Slika II-4.46: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1011.



Slika II-4.47: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1013.



Slika II-4.48: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1021.

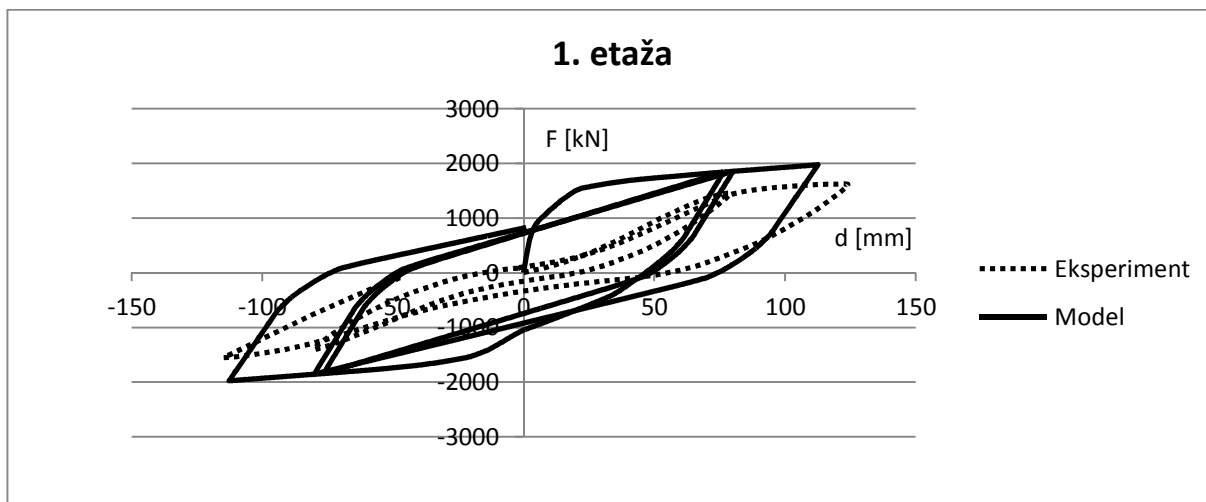


Slika II-4.49: Histereza moment-ukrivljenost računskega modela za steber P1023.

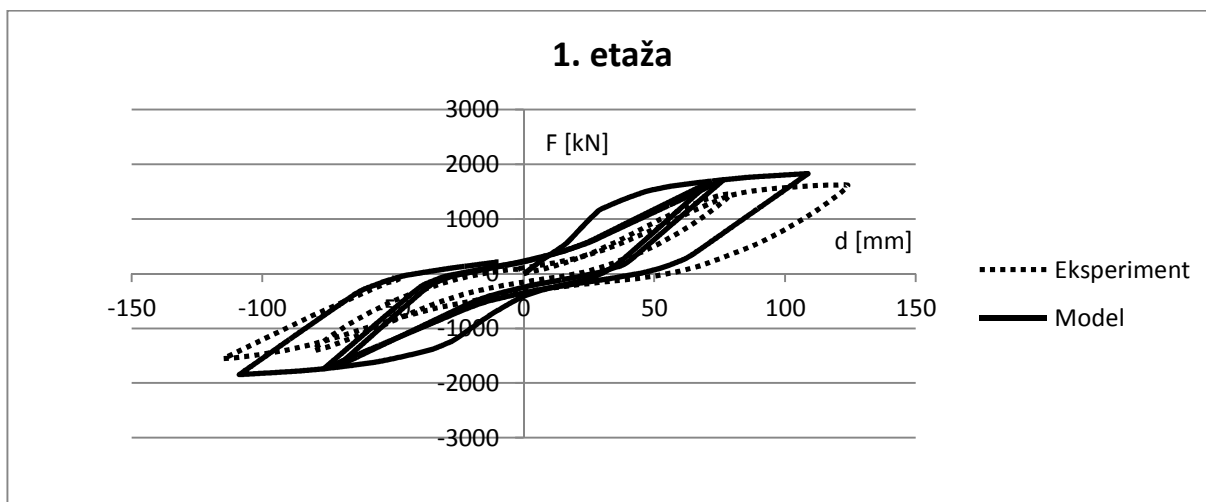


#### 4.4 Ciklična analiza

Na preizkušancu številka 4 je bil izveden tudi ciklični preizkus, pri katerem je bila konstrukcija potisnjena globoko v neelastično območje. Na sledečih slikah so prikazani diagrami, ki prikazujejo odnos sila na dnu etaže-pomik 1. etaže pri modelu s popolnoma togimi stiki in pri modelu s stiki modeliranimi kot brezdimezionalni elementi. Obnašanje teh je določeno z bilinearnim diagramom moment ukrivljenost in upoštevanjem zdrsa armature (Slika II-6.52).



Slika II-4.50: Histereza sila-pomik na nivoju 1. etaže (predpostavljeni togi stiki)



Slika II-4.51: Histereza sila-pomik na nivoju 1. etaže (uporaba brezdim. elementa)

Tudi pri cikličnem preizkusu se pokaže, uporaba brezdimezionalnega elementa, ki upošteva zdrs armature daje boljše rezultate kot modeliranje stikov s predpostavko o popolni togosti.

## 5 ZAKLJUČEK

V drugem delu diplomske naloge smo s pomočjo nelinearne dinamične analize ocenili potresni odziv trietažnih armiranobetonskih montažnih stavb, katerih projektiranje po standardu Evrokod 8 smo prikazali v prvem delu. Analizirali smo stavbo s mozničnimi stiki (2) in z inovativnimi stiki (4). Z nelinearno analizo in s pomočjo rezultatov eksperimentalnih raziskav obeh stavb smo ovrednotili naslednje predpostavke in postopke, ki smo jih upoštevali v fazi projektiranja:

- standardni in raziskovani inovativni stiki so dovolj močni;
- v primeru standardnih stikov z mozniki lahko upoštevamo, da je zveza med stebri in gredami členkasta;
- inovativni stiki zagotavljajo togo zvezo med stebri in gredami, oziroma, odziv takšnih stavb je podoben odzivu monolitno izvedenih stavb z momentno odpornimi stiki;
- raziskovani tipi montažnih plošč so togi v svoji ravnini.

Poleg teh predpostavk smo ovrednotili tudi vpliv višjih nihajnih oblik na prečne sile v podajnih stebrih v montažnih stavbah s klasičnimi mozničnimi stiki.

Da bi lahko komentirali zgornje trditve smo izvedli več računov za oba konstrukcijska sistema, pri različnih maksimalnih pospeških tal (0,30 oziroma 0,45g) ter rezultate primerjali z meritvami med eksperimentom. Na koncu je bil preizkušanec z inovativnimi stiki preizkušan in analiziran tudi pri ciklični obtežbi.

Eksperiment je pokazal, da so se v obeh preizkušancih (z mozničnimi stiki in inovativnimi stiki) pomiki različnih delov konstrukcije znotraj ene etaže malo razlikovali. Tako je bila potrjena predpostavka, da so se montažne plošče obnašale kot toge diafragme.

### Stavba z mozničnimi stiki

Potresni odziv stavbe z mozničnimi stiki smo najprej ocenili s predpostavko, da so zveze med gredami in stebri izvedene kot idealni členki. Primerjava z eksperimentom je pokazala, da je potrebno to predpostavko nekoliko korigirati, saj se je potresni odziv, ocenjen z izhodiščno analizo konstrukcije, nekoliko razlikoval od tistega, ki je bil registriran pri eksperimentu. Analitično določeni pomiki in sila ob vpetju so bili nekoliko manjši, nihajni čas, pa nekoliko daljši od izmerjenih vrednosti.

Potem, ko je v analizi bila korigirana zveza med stebri in gredami, tako da ni bila več idealno členkasta (upoštevano je, da lahko stik prenese manjše vrednosti upogibnih momentov) je bil analitično ocenjen odziv praktično enak eksperimentalno določenemu odzivu.

Tudi nelinearna dinamična analiza in eksperiment sta pokazala, da je obravnavna konstrukcija zelo deformabilna. Pri potresni intenziteti 0.3 g je bil registriran 20 cm pomik na vrhu konstrukcije, kar znaša približno 2% višine konstrukcije. Pri tem je potrebno poudariti, da je odziv konstrukcije bil še praktično v elastičnem območju, saj je zelo omejeno število stebrov steklo, pa še v teh je meja tečenja bila komaj presežena. Ocenjena vrednost maksimalnega pomika se dobro ujema tudi z vrednostjo, ki smo jo določili v I. delu naloge z elastično analizo.

Nelinearna dinamična analiza je prav tako pokazala, da so vrednosti prečnih sil v stebrih bistveno večje kot tiste, ki smo jih določili z modalno analizo s projektnim spektrom pospeškov. Skupna sila ob vpetju izračunana z modalno analizo je znašala 360kN. Vrednost, ki je določena z eksperimentom in nelinearno dinamično analizo je znašala 800kN. Prečne sile ob vpetju so torej precej ( $800\text{kN}/360\text{kN}=2,22$ ) večje od tistih, ki smo jih določili z modalno analizo. S tem je pokazano, da je pri projektiranju vitkih stebrov v večetažnih montažnih halah smiselno uporabljati postopek, ki ga predlagamo za določitev največjih možnih prečnih sil v stebrih v I delu naloge.

#### Stavba z inovativnimi stiki med gredami in stebri

Potresni odziv stavbe z inovativnimi stiki smo najprej ocenili s predpostavko, da je zveza med stebri in gredami idealno toga, oziroma da je v popolnosti monolitizirana. Primerjava z eksperimentom je pokazala, da je tudi to predpostavko potrebno nekoliko korigirati. Ob ogledu prototipa po preizkusih je bilo mogoče opaziti, da je del betonskega polnila na stiku stebrov in gred odpadel, in je posledično nastal določen medsebojni zasuk stebrov in gred. Torej lahko sklepamo, da zveza med temi elementi ni bila popolnoma monolitizirana. To potrjuje tudi nelinearna dinamična analiza, saj je togost konstrukcije, ocenjena pod predpostavko o polno monolitizirani zvezi, bila nekoliko precenjena. Kljub temu, da z inovativnimi stiki ni bila dosežena popolna monolitizacija konstrukcije, je bil njihov osnovni namen deloma izpolnjen. Pomiki v vrhnji etaži preizkušanca s takšnimi stiki znašajo 60% tistih pri preizkušancu z mozničnimi stiki.

V nadaljnjih analizah je bil upoštevan medsebojni zasuk gred in stebrov. Posledično je bil analitično ocenjen odziv zelo podoben eksperimentalno določenemu.

Nosilnost stikov je bila v fazi projektiranja ocenjena relativno dobro, vendar je njihova dejanska sposobnost sipanja energije bila manjša kot smo to predpostavili v fazi projektiranja. Zato bi bilo potrebno narediti nadaljnje analize, s katerimi bi ocenili ali bi bilo potrebno zaradi tega nekoliko zmanjšati faktor obnašanja v fazi projektiranja.

## ZAKLJUČEK

Odziv AB montažnih objektov pri močni potresni obtežbi je bil, zaradi kompleksnega nelinearnega obnašanja, še do nedavnega precej neraziskan. Še zlasti je bilo slabo raziskano obnašanje stikov med montažnimi elementi in odziv vitkih večetažnih konzolnih stebrov.

Projektiranje montažnih večetažnih stavb po standardu Evrokod 8 večinoma temelji na principih, ki so bili razviti za monolitne stavbe, katerih odziv je lahko precej drugačen. Zato je potresni odziv večetažnih montažnih AB stavb bolj podrobno raziskovan v okviru evropskega projekta SAFECAST – Performance of Innovative Mechanical Connections in Precast Structures under Seismic Conditions (Obnašanje inovativnih mehanskih spojev v montažnih konstrukcijah stavb pri potresnem vplivu). Del teh raziskav je vključen tudi v to diplomsko nalogo. Eden izmed glavnih ciljev tega projekta je raziskati potresni odziv tako klasičnih kot tudi inovativnih stikov, ki bi predvsem omogočali bolj togo zvezo med stebri in gredami, oziroma zmanjševali veliko podajnost montažnih konstrukcij s klasičnimi mozničnimi stiki.

V tej diplomski nalogi sta bili najprej projektirani dve AB montažni večetažni stavbi; ena z mozničnimi in ena z inovativnimi stiki, in sicer z upoštevanjem določil standarda Evrokod 8. Postopek projektiranja in rezultati so prikazani v I. delu naloge. Obe stavbi sta bili eksperimentalno preizkušeni v naravni velikosti v laboratoriju evropskega raziskovalnega centra ELSA v Ispri. Najprej je bila preizkušena stavba s klasičnimi mozničnimi stiki. Potem so bili stiki med gredami in stebri monolitizirani s posebnimi inovativnimi sistemi, nato pa je bila stavba preizkušena še enkrat.

V II. delu naloge je bil potresni odziv obeh stavb ocenjen z nelinearno dinamično analizo. Zanimalo nas je predvsem obnašanje stikov med konstrukcijskimi elementi in specifičnosti potresnega odziva vitkih večetažnih stebrov. Analitični rezultati so primerjani tudi z eksperimentom.

V nadaljevanju je podan povzetek ugotovitev obeh delov naloge.

### *Ugotovitve Dela I:*

- Pričakovali bi, da je rutinsko projektiranje tako pogostih konstrukcijskih sistemov, kot so AB montažne hale, brez težav in da je v standardih jasno opredeljeno. Izkazalo pa se je, da tudi najnovejša verzija standarda še vedno ne določa dovolj natančno vseh postopkov projektiranja takšnega tipa konstrukcij.
- Postopek določanja maksimalnih strižnih sil v večetažnih sistemih členkasto povezanih konzolnih stebrov, ki lahko nastopijo med potresnim odzivom, ni jasno določen. Strižna sila, ki jo določimo z modalno analizo s spektrom odziva je lahko bistveno manjša od maksimalnih možnih strižnih sil. Razlogi so naslednji:

- dejanska nosilnost prerezov je višja od projektne,
- zaradi poškodb in posledično mehčanja konstrukcije se podaljša njen nihajni čas, kar poveča vpliv višjih nihajnih oblik (razlog je v obliki spektra odziva),
- s faktorjem obnašanja določenim po standardu bi upravičeno lahko reducirali le strižne obremenitve, ki jih prispeva 1. nihajna oblika.

Zato smo predlagali, da se za določitev maksimalnih možnih strižnih sil uporabi postopek, podoben tistemu, ki ga standard predpisuje za duktilne AB stene.

- Glede na to, da so isti stebri in grede uporabljeni v obeh eksperimentalno preizkušenih konstrukcijah in glede na to, da je bil odziv obravnavnih stavb različen, ni bilo možno izpolniti ravno vseh zahtev, ki jih za takšne sisteme določa standard Evrokod 8. Tako konstrukcija z mozničnimi stiki (sistem povezanih večetažnih konzol) ni izpolnila vseh zahtev standarda glede omejitev uklona stebrov, oz. določil, ki se nanašajo na analizo konstrukcije po teoriji drugega reda. Razlog za to je njena velika podajnost. V kolikor bi želeli izpolniti tudi te zahteve, bi morali povečati dimenzije stebrov. Smiselnost takšnega ukrepa bo preverjena v nadaljnjih študijah, in sicer glede na rezultate eksperimentalnih raziskav. Za enkrat je edina možna alternativa povečanju dimenzij stebra le monolitizacija stikov, ki pa je, kot je že bilo omenjeno, tudi eksperimentalno raziskana.
- Pri preizkušancu z inovativnimi stiki je bilo ugotovljeno, da je stopnja vzdolžne armature ob vozliščih gred nekoliko podcenjena in je minimalno pod predpisano mejo. Prav tako konstrukcija z inovativnimi stiki ni v celoti izpolnjevala zahtev načrtovanja upogibne nosilnosti stebrov v vozliščih po metodi načrtovanja nosilnosti. Zato so bili stebri nekoliko šibkejši kot zahteva striktna uporaba standarda v tej nalogi.

#### *Ugotovitve Dela II:*

- Večetažna stavba s klasičnimi (mozničnimi- členkastimi) stiki je zelo podajna. To je pokazal že račun pomikov v I. delu naloge, kjer je ugotovljeno, da je velika podajnost lahko resen problem. Tudi nelinearna analiza in eksperiment sta to potrdila, saj je maksimalen pomik na vrhu stavbe, pri neznatnem tečenju omejenega števila stebrov znašal kar 2% višine stavbe.
- Nelinearna dinamična analiza je potrdila, da so vrednosti prečnih sil v stebrih bistveno večje kot tiste, ki smo jih določili z modalno analizo s projektnim spektrom pospeškov in da je pri projektiranju vitkih stebrov v večetažnih montažnih halah smiselno uporabljati postopek, ki ga predlagamo za določitev največjih možnih prečnih sil v takšnih stebrih v I. delu naloge.
- Tako klasični, kot tudi inovativni stiki so bili dovolj močni, da se niso poškodovali.
- Klasični stiki se niso obnašali kot idealno členkasti.

- V obeh obravnavanih stavbah so se montažne plošče obnašale kot toge diafragme
- Inovativni stiki niso zagotovili popolne monolitizacije konstrukcije. Njihova nosilnost je bila v fazi projektiranja ocenjena relativno dobro, vendar je bila dejanska sposobnost sipanja energije manjša kot smo to predpostavili v fazi projektiranja. Zato bi bilo potrebno narediti nadaljnje analize, s katerimi bi ocenili, ali bi bilo potrebno zaradi tega nekoliko zmanjšati faktor obnašanja v fazi projektiranja.
- Kljub temu, da z inovativnimi stiki ni bila dosežena popolna monolitizacija konstrukcije, je bil njihov osnovni namen vsaj deloma izpolnjen. Pomiki v vrhnji etaži preizkušanca s takšnimi stiki znašajo 60% tistih pri preizkušancu z mozničnimi stiki.

## VIRI

Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.) 2009. Projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza Edvarda Kadelja v Ljubljani, FAGG: 550 str.

Fajfar, P., Fischinger, M., Remec, Č. 1985. Evaluation of aseismic provisions in the U.S.A. and Yugoslavia. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo: 210 str.

Fardis, M.N. 1995. Lessons learnt in past earthquakes. V: Gerald Duma (ur.). 10th European Conference on Earthquake Engineering, 28 avgust-2. september, Dunaj, Avstrija. Rotterdam: Balkema, vol. 1, str. 779788

Fischinger, M., Kramar, M., Isaković, T. 2008. Cyclic response of slender RC columns typical of precast industrial buildings. Bull Earthquake Engineering 6, 3:519534.

Fischinger, M., Kramar, M., Isaković, T. 2008. Ocena potresne varnosti armiranobetonskih montažnih hal z močnimi stiki. Gradbeni vestnik 57, 1: 271-278, 2: 295302 in 3: 323329.

Fischinger, M. 1989. Neelastična dinamična analiza armiranobetonskih zgradb pri potresni obremenitvi. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza Edvarda Kadelja v Ljubljani, FAGG: 216 str.

Kramar, M., Isaković, T., Fischinger M. 2009. Seismic collapse risk of precast industrial buildings with strong connections. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 39, 8:847-868

Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R.1988. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. Journal of Structural Engineering 114, 8:18041826

OpenSees. 2008. Open System for Earthquake Engineerign Simulation, version 2.0.1. Pacific Earthquake Engineering Reserch Center, University of California, Berkeley. <http://opensees.berkeley.edu> (pridobljeno 30.6.2011)

Park, R., Paulay, T., 1975. Reinforced concrete structures. New York, Wiley: 769 str.

PEER. 2007. PEER Structural Performance Database University of California, Berkeley. <http://nisee.berkeley.edu/spd>

Petrone, C. 2010. Inelastic Seismic Response and Risk Analysis of Multi-storey Precast Building. Diplomska naloga. Napoli, Università degli studi di Napoli, Facolta' di ingegneria: 176 f

SIST EN 1992-1-1: 2005 Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij 1.1del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1992-1-1: 2005/A101 Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij 1.1del: Splošna pravila in pravila za stavbe-Nacionalni dodatek.

SIST EN 1998-1: 2005 Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij 1.1del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

Takeda, T., Sozen, M. A., Nielson, N.N. 1970. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. ASCE Journal of Structural Division 96, 12: 25572573.





## **PRILOGA A: Kontrola rezultatov modalne analize in primerjava z rezultati metode z ekvivalentnimi vodoravnimi silami**

### **A.1 Kontrola rezultatov modalne analize**

Ker se želimo prepričati v relevantnost rezultatov, ki smo jih dobili iz programa, naredimo kontrolo ročno. Pri tem zanemarimo strižne deformacije in računamo le z enim konzolnim stebrom, ki ima maso skoncentrirane na nivojih etaž. Celotno maso zato delimo s številom stebrov (9).

$$EI_{red} = 3,6 \cdot 10^7 \cdot 0,5 \cdot \frac{0,5^4}{12} = 93750 \text{ kNm}^2; \text{ togost stebra}$$

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} 19,0 & 0 & 0 \\ 0 & 17,53 & 0 \\ 0 & 0 & 14,11 \end{bmatrix} t; \text{ masna matrika}$$

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} 1,278 & 3,136 & 5,000 \\ 3,136 & 9,764 & -16,958 \\ 5,000 & -16,958 & 32,451 \end{bmatrix} 10^{-4} \frac{m}{kN}; \text{ podajnostna matrika}$$

$$\mathbf{K} = \mathbf{D}^{-1} = \begin{bmatrix} 4,910 & -2,849 & 0,732 \\ -2,849 & 2,760 & -1,004 \\ 0,732 & -1,004 & 0,442 \end{bmatrix} 10^4 \frac{kN}{m}; \text{ togostna matrika}$$

Rešujemo problem lastnih vrednosti:

$$\mathbf{M}\Psi = \frac{1}{\omega^2} \mathbf{K}\Psi \tag{1}$$

$\Psi$ ; matrika treh lastnih vektorjev dimenzije  $3 \times 3$

$\omega_i$ ; vektor lastnih frekvenc konstrukcije

Kvadrati lastnih frekvenc konstrukcije:

$$\omega_1^2 = 15,77$$

$$\omega_2^2 = 588,24$$

$$\omega_3^2 = 3333,33$$

Nihajni časi:

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 1,582s \tag{2}$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_2} = 0,259s \quad (3)$$

$$T_3 = \frac{2\pi}{\omega_3} = 0,109s \quad (4)$$

Lastni vektorji predstavljajo nihajne oblike konstrukcije:

$$\Psi_1 = \begin{bmatrix} 0,164 \\ 0,538 \\ 1,0 \end{bmatrix}$$

$$\Psi_2 = \begin{bmatrix} 0,919 \\ 1,0 \\ -0,871 \end{bmatrix}$$

$$\Psi_3 = \begin{bmatrix} 1,0 \\ -0,793 \\ 0,310 \end{bmatrix}$$

Faktorji participacije:

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{e=1}^3 \Psi_{1,e} \cdot m_e}{\sum_{e=1}^3 \Psi_{1,e}^2 \cdot m_e} = 1,353 \quad (5)$$

$$\Gamma_2 = \frac{\sum_{e=1}^3 \Psi_{2,e} \cdot m_e}{\sum_{e=1}^3 \Psi_{2,e}^2 \cdot m_e} = 0,513 \quad (6)$$

$$\Gamma_3 = \frac{\sum_{e=1}^3 \Psi_{3,e} \cdot m_e}{\sum_{e=1}^3 \Psi_{3,e}^2 \cdot m_e} = 0,302 \quad (7)$$

Pomiki in sile za vsako od nihajnih oblik:

$$\begin{bmatrix} u_{11} \\ u_{12} \\ u_{13} \end{bmatrix} = \Gamma_1 \frac{S_d(T_1)}{\omega_1^2} \begin{bmatrix} \Psi_{11} \\ \Psi_{12} \\ \Psi_{13} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 10,90 \\ 35,77 \\ 66,49 \end{bmatrix} 10^{-3} m \quad (8)$$

$$\begin{bmatrix} u_{21} \\ u_{22} \\ u_{23} \end{bmatrix} = \Gamma_2 \frac{S_d(T_2)}{\omega_2^2} \begin{bmatrix} \Psi_{11} \\ \Psi_{12} \\ \Psi_{13} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1,97 \\ 2,14 \\ -1,86 \end{bmatrix} 10^{-3} m \quad (9)$$

$$\begin{bmatrix} u_{31} \\ u_{32} \\ u_{33} \end{bmatrix} = \Gamma_3 \frac{S_d(T_3)}{\omega_3^2} \begin{bmatrix} \Psi_{11} \\ \Psi_{12} \\ \Psi_{13} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,21 \\ -0,16 \\ 0,06 \end{bmatrix} 10^{-3} m \quad (10)$$

$$\begin{bmatrix} F_{11} \\ F_{12} \\ F_{13} \end{bmatrix} = [K] \begin{bmatrix} u_{11} \\ u_{12} \\ u_{13} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3,04 \\ 9,59 \\ 15,01 \end{bmatrix} kN \quad (11)$$

$$\begin{bmatrix} F_{21} \\ F_{22} \\ F_{23} \end{bmatrix} = [K] \begin{bmatrix} u_{21} \\ u_{22} \\ u_{23} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 22,15 \\ 21,61 \\ -15,28 \end{bmatrix} kN \quad (12)$$

$$\begin{bmatrix} F_{31} \\ F_{32} \\ F_{33} \end{bmatrix} = [K] \begin{bmatrix} u_{31} \\ u_{32} \\ u_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,21 \\ -0,16 \\ 0,06 \end{bmatrix} kN \quad (13)$$

Končne pomike po etažah izračunamo s kombinacijo po načinu SRSS:

$$\begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sqrt{10,90^2 + 1,97^2 + 0,21^2} \\ \sqrt{35,77^2 + 2,14^2 + -0,16^2} \\ \sqrt{66,49^2 + -1,86^2 + 0,06^2} \end{bmatrix} 10^{-3} m = \begin{bmatrix} 0,011 \\ 0,036 \\ 0,067 \end{bmatrix} m \quad (14)$$

S preprostim statičnim računom za vsako nihajno obliko izračunamo silo ob vpetju:

$$\begin{bmatrix} Q_{b1} \\ Q_{b2} \\ Q_{b3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3,04 + 9,59 + 15,01 \\ 22,15 + 21,61 - 15,28 \\ 15,31 - 11 + 3,41 \end{bmatrix} kN = \begin{bmatrix} 27,64 \\ 28,48 \\ 7,72 \end{bmatrix} kN \quad (15)$$

Zgornji vektor kaže (enačba 5.15), da je vpliv druge nihajne oblike na silo ob vpetju zaradi potresnega vpliva večji kot vpliv prve. Iz tega lahko sklepamo, da s predpostavko, da konstrukcija s celotno svojo maso niha le v prvi nihajni obliki, ne uspemo oceniti zgornje meje potresne sile.

Končno silo ob vpetju izračunamo po načinu SRSS:

$$Q_b = \sqrt{27,64^2 + 28,48^2 + 7,72^2} = 40,43 kN \quad (16)$$

V spodnji Preglednici je prikazan primerjava med rezultati izračunani s programom SAP2000 in rezultati, ki so bili izračunani ročno.

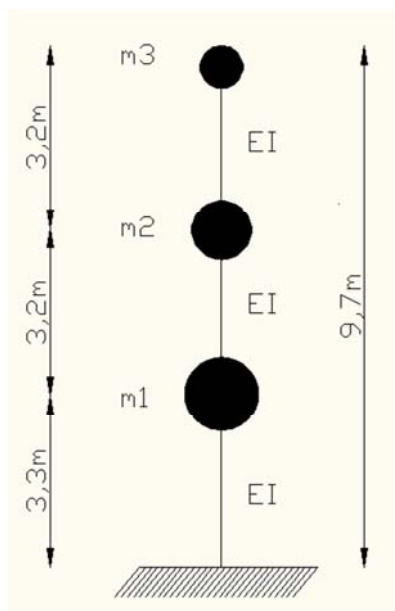
**Preglednica A.1.1: Primerjava rezultatov "peš" računa in rezultatov iz programa SAP2000**

	$\psi$	Nihajni čas	$u$	$Q_b$
		[s]	[m]	[kN]
<b>Program</b>	$\begin{bmatrix} 0,164 & 0,919 & 1,0 \\ 0,538 & 1,0 & -0,793 \\ 1,0 & -0,871 & 0,310 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 1,583 \\ 0,261 \\ 0,101 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0,011 \\ 0,036 \\ 0,067 \end{bmatrix}$	40,43
<b>Ročno</b>	$\begin{bmatrix} 0,164 & 0,941 & 1,0 \\ 0,539 & 1,0 & -0,798 \\ 1,0 & -0,879 & 0,313 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 1,582 \\ 0,259 \\ 0,109 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0,011 \\ 0,036 \\ 0,067 \end{bmatrix}$	40,62

Na podlagi Preglednice A-1-1 lahko sklepamo, da so računalniški rezultati kljub dvomom, ki so se pojavili ob kontroli skupne potresne sile ob vpetju, pravilni. Rezultati se dobro ujemajo, manjše napake se pojavijo zaradi zaokroževanja ali zanemaritvi strižne podajnosti stebrov pri računu ročno. Največje razhajanje najdemo pri načinu nihanja v drugi nihajni obliki, kjer je razlika med pomikoma v prvi etaži 2,4% (Preglednica A-1-1).

## A.2 Primerjava rezultatov modalne analize in metode z ekvivalentnimi vodoravnimi silami

### 1 Dejanska situacija: dejanska razporeditev mas in spekter po EC8



Slika A.2.1: Model z dejansko razporeditvijo mas.

$$m_1 = 19t \text{ (masa 1. etaže)}$$

$$m_2 = 17,53t \text{ (masa 2. etaže)}$$

$$m_3 = 14,11t \text{ (masa 3. etaže)}$$

$$m = 50,64t \text{ (skupna masa)}$$

$$EI_{red} = 3,6 \cdot 10^7 \cdot 0,5 \cdot \frac{0,5^4}{12} = 93750kNm^2 \text{ (reducirana togost konstrukcije)}$$

Preglednica A.2.1: Deleži sodelujočih mas (varianta 1)

Nihajna oblika	Nihajni čas	$U_x$	$\Sigma U_x$
	[s]		
1	1,58	0,71	0,71
2	0,26	0,23	0,94
3	0,10	0,06	1,00

**Preglednica A.2.2: Skupna sila in moment ob vpetju (varianta 1)**

$F_x$	$M_y$
[kN]	[kNm]
40,6	228,9

**Preglednica A.2.3: Nihajne oblike (varianta 1)**

Nihajna oblika	1. etaža	2. etaža	3. etaža
1	0,164	0,538	1,0
2	0,919	1,0	-0,871
3	1,0	-0,793	0,310

$$F_{x,zg} = m \times S_{d,l} = 50,64 \text{ t} \cdot 0,079 \text{ g} = 39,2 \text{ kN} \quad (1)$$

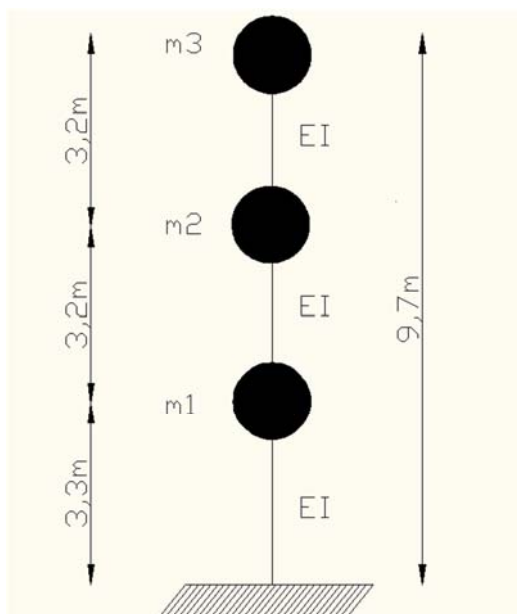
$$F_{x,sp} = m_{eff,1} \times S_{d,l} = 50,64 \text{ t} \cdot 0,71 \cdot 0,079 \text{ g} = 27,86 \text{ kN} \quad (2)$$

$$k_\eta = \frac{F_{ELF}}{F_{MA}} = \frac{39,2}{40,6} = 0,97$$

Preglednica A.1.1 pokaže, da ima druga nihajna oblika relativno velik vpliv. Odziv po spektru EC8 za prvo nihajno obliko znaša 0,079g in za drugo 0,25g. Na podlagi teh podatkov bi lahko sklepali, da ima druga nihajna oblika relativno velik vpliv na skupno silo ob vpetju (Base Shear). Po metodi ELF (Equivalent Lateral Forces) znaša sila ob vpetju 39,2kN, po modalni analizi pa je ta sila višja (30,6kN). Faktor je tako manjši od 1,  $k_\eta = 0,97$ . Glede na različne že opravljene analize v preteklosti (Fajfar et al., 1985), bi moral biti faktor  $k_\eta = 1,17$ . Pri tem sta bili bistveni dve predpostavki: največje razmerje med odzivom v prvi in drugi nihajni obliki je lahko 3,0 ter mase so enakomerno in zvezno razporejene po višini konzole. Vsi od omenjenih treh parametrov (spekter, enakomernost, zveznost) sta lahko razlog, da v našem primeru celo  $k_\eta < 1,00$ . To pomeni, da metodi ekvivalentnih horizontalnih sil da rezultate, ki so na nevarni strani.

## 2 Enakomerno razporejene mase po etažah

V tem primeru je skupna masa v modelu enaka. Spremenimo le to, da so mase v vseh etažah enake. Model ima 3 koncentrirane masne točke. Prvi nihajni čas je enak kot pri varianti 1, to smo dosegli s spremembo togosti modela, ki jo povečamo s faktorjem  $\left(\frac{1,68}{1,58}\right)^2$ . 1,68s je nihajni čas konstrukcije z masami kot v varianti 2 in s togostjo kot v varianti 1. 1,58s je nihajni las konstrukcije v varianti 1.



Slika A.2.2: Model z enakimi masami v vseh treh etažah

$$m_1 = 16,88t \text{ (masa 1. etaže)}$$

$$m_2 = 16,88t \text{ (masa 2. etaže)}$$

$$m_3 = 16,88t \text{ (masa 3. etaže)}$$

$$m = 50,64t \text{ (skupna masa)}$$

$$EI_{red} = 3,6 \cdot 10^7 \cdot 0,5 \cdot \frac{0,5^4}{12} \cdot \left(\frac{1,68}{1,58}\right)^2 = 105934,6 \text{ kNm}^2$$

Preglednica A.2.4: Deleži sodelujočih mas (varianta 2)

Nihajna oblika	Nihajni čas	$U_x$	$\Sigma U_x$
	[s]		
1	1,58	0,73	0,73
2	0,26	0,21	0,95
3	0,10	0,05	1,00



**Preglednica A.2.5: Skupna sila in moment ob vpetju(varianta 2)**

$F_x$	$M_y$
kN	kNm
39,7	240,5

**Preglednica A.2.6: Nihajne oblike(varianta 2)**

Nihajna oblika	1. etaža	2. etaža	3. etaža
1	0,163	0,537	1,0
2	0,877	1,0	-0,759
3	1,0	-0,722	0,227

$$F_{x,zg} = m \times S_{d,l} = 50,64 \text{ t} \cdot 0,079 \text{ g} = 39,2 \text{ kN} \quad (3)$$

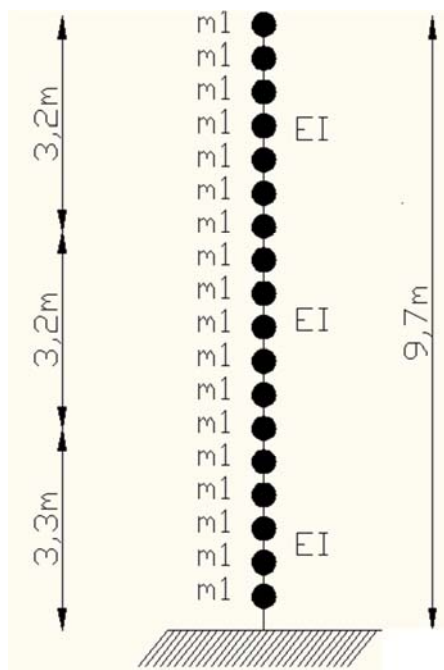
$$F_{x,sp} = m_{eff,1} \times S_{d,l} = 50,64 \text{ t} \cdot 0,73 \cdot 0,079 \text{ g} = 28,65 \text{ kN} \quad (4)$$

$$k_\eta = \frac{F_{ELF}}{F_{MA}} = \frac{39,2}{39,7} = 0,99$$

Enakomernost mas v vseh treh etažah je znižalo silo ob vpetju, ki jo dobimo iz računa po modalni analizi. Več mase v spodnjem delu konstrukcije torej nasprotno pomeni amplifikacijo vpliva višjih oz. druge nihajne oblike (glej primer 1).

### 3 Bolj enakomerna porazdelitev mase po višini konstrukcije in spekter po EC8

V tem primeru je skupna masa v modelu enaka, le da je konstantno porazdeljena po višini. Model ima 18 koncentriranih masnih točk na enaki medsebojni razdalji. Prvi nihajni čas je enak kot pri varianti 1, to smo dosegli s spremembo togosti modela.



Slika A.2.3: Model z bolj porazdeljeno maso po višini konstrukcije

$$m_1 = 2,813t \text{ (masa 1. etaže)}$$

$$m = 18 \cdot 2,813t = 50,64 \text{ (skupna masa)}$$

$$EI_{red} = 3,6 \cdot 10^7 \cdot 0,5 \cdot \frac{0,5^4}{12} \cdot \left(\frac{1,33}{1,58}\right)^2 = 66429,4kNm^2$$

Preglednica A.2.7: Deleži sodelujočih mas (varianta 3)

Nihajna oblika	Nihajni čas	$U_x$	$\Sigma U_x$
	[s]		
1	1,58	0,64	0,64
2	0,25	0,19	0,83
3	0,19	0,07	0,89
4	0,05	0,03	0,93

**Preglednica A.2.8: Skupna sila in moment ob vpetju (varianta 3)**

$F_x$	$M_y$
kN	kNm
35,7	187,6

**Preglednica A.2.9: Nihajne oblike (varianta 3)**

Nihajna oblika	1. etaža	2. etaža	3. etaža
1	0,170	0,549	1,0
2	0,672	0,530	-1,0
3	-0,914	+0,783	-1,0

$$F_{x,zg} = m \times S_{d,l} = 50,64 \text{ t} \cdot 0,079 \text{ g} = 39,2 \text{ kN} \quad (5)$$

$$F_{x,sp} = m_{eff,1} \times S_{d,l} = 50,64 \text{ t} \cdot 0,64 \cdot 0,079 \text{ g} = 25,1 \text{ kN} \quad (6)$$

$$k_\eta = \frac{F_{ELF}}{F_{MA}} = \frac{39,2}{35,7} = 1,1$$

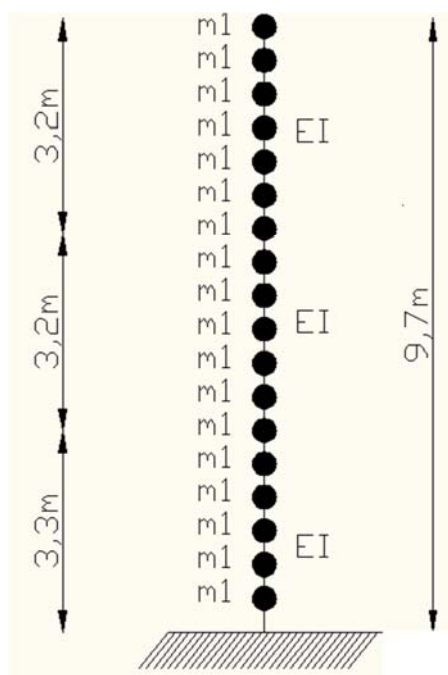
Pri porazdeljeni masi po višini konstrukcije z modalno analizo dobimo bistveno drugačen rezultat. Že nihajne oblike so popolnoma drugačne od nihajnih oblik pri variantah 1 in 2. Tokrat je maksimalni pomik v prvih treh nihajnih oblikah na vrhu, kar ne velja za prvi dve varianti. S faktorjem  $k_\eta = 1,1$  smo bistveno bližje vrednosti, ki so jo že izračunali Fajfar, Fischinger in Remec ( $k_\eta = 1,17$ , Fajfar et al., 1985).

Z vedno bolj drobno diskretizacijo masnih točk po višini konstrukcije bi se rezultatu  $k_\eta = 1,17$  še bolj približali. Faktor bi konvergirala k tej vrednosti. S tem smo pokazali, da ima zveznost mase po višini močan vpliv na razmerje med oceno sile ob vpetju po ELF in po modalni analizi.

Kljub temu si v nadaljevanju oglejmo še vpliv spektra.

#### 4 Konstanten spekter

V tem primeru je skupna masa v modelu enaka in konstantno porazdeljena po višini, kot v varianti 3. Model ima torej 18 koncentriranih masnih točk na enaki medsebojni razdalji. Prvi nihajni čas je enak kot pri varianti 1, to smo dosegli s spremembo togosti modela. Glede na prejšni primer spremenimo torej le spekter. Namesto tistega, ki je predpisan v EC8 uporabimo konstantnega.



Slika A.2.4: Model z bolj porazdeljeno maso po višini konstrukcije

$$m_1 = 2,813t \text{ (masa 1. etaže)}$$

$$m = 18 \cdot 2,813t = 50,64 \text{ (skupna masa)}$$

$$EI_{red} = 3,6 \cdot 10^7 \cdot 0,5 \cdot \frac{0,5^4}{12} \cdot \left(\frac{1,33}{1,58}\right)^2 = 66429,4kNm^2$$

Preglednica A.2.10: Deleži sodelujočih mas (varianta 4)

Nihajna oblika	Nihajni čas	$U_x$	$\Sigma U_x$
	[s]		
1	1,58	0,64	0,64
2	0,25	0,19	0,83
3	0,19	0,07	0,89
4	0,05	0,03	0,93

**Preglednica A.2.11: Skupna sila in moment ob vpetju (varianta 4)**

$F_x$	$M_y$
[kN]	[kNm]
83,0	573,7

**Preglednica A.2.12: Nihajne oblike (varianta 4)**

Nihajna oblika	1. etaža	2. etaža	3. etaža
1	0,170	0,549	1,0
2	0,672	0,530	-1,0
3	-0,914	0,783	-1,0

$$F_{x,zg} = m \times S_{d,l} = 50,64 \text{ t} \cdot 0,25 \text{ g} = 124,2 \text{ kN} \quad (7)$$

$$F_{x,sp} = m_{eff,l} \times S_{d,l} = 50,64 \text{ t} \cdot 0,64 \cdot 0,25 \text{ g} = 79,5 \text{ kN} \quad (8)$$

$$k_\eta = \frac{F_{ELF}}{F_{MA}} = \frac{124,2}{83,0} = 1,5$$

Z rezultatom  $k_\eta = 1,5$  smo zelo blizu vrednosti  $k_\eta = 1,57$ , ki je bila za upogibni nosilec z zvezno porazdeljeno maso po višini in konstantnim spektrom izračunana v že omenjeni literaturi (Fajfar et al., 1985). Lahko trdimo podobno kot v prejšni varianti: vedno bolj drobna diskretizacija bi pomenila konvergenco k  $k_\eta = 1,57$ .

Ugotovili smo torej, kaj je bistveno za razhajanja pri računu faktorja  $k_\eta$  v danem primeru in tistem, ki je bil podan v Evaluation of Aseismic Provisions in the U.S.A. and Yugoslavia (Fajfar et al., 1985):

- Fajfar in ostali so predpostavili, da je masa po višini konstrukcije zvezno porazdeljena. Za večino konstrukcij velja (izjema so npr dimniki, hladilni stolpi), da so mase diskretizirane po etažah. Zato bi bila ta predpostavka lahko zavajajoča.
- V primeru diskretno porazdeljenih mas se lahko zgodi, da izračun po metodi ekvivalentne horizontalne obtežbe (ELF) pomeni skupno nižjo silo ob vpetju kot bi jo dobili iz računa po modalni analizi. ELF je v takem primeru torej na nevarni strani.
- Večja masa v spodnjih etažah poveča vpliv višjih nihajnih oblik. Če je masa enaka v vseh etažah, je faktor  $k_\eta$  manjši (primerjaj varianto 1 in 2).
- Konstanten spekter seveda pomeni višji faktor  $k_\eta$ , odziv v vseh nihajnih oblikah je enako močan. To pomeni, da je odziv v prvi in drugi nihajni obliki enak. S tem se vpliv 1. nihajne oblike poveča.