

Ocjena ponašanja armiranobetonskih okvira primjenom metode postupovnog guranja

Varezić, Vita

Master's thesis / Diplomski rad

2023

Degree Grantor / Ustanova koja je dodijelila akademski / stručni stupanj: **University of Zagreb, Faculty of Civil Engineering / Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet**

Permanent link / Trajna poveznica: <https://um.nsk.hr/um:nbn:hr:237:723616>

Rights / Prava: [In copyright](#) / [Zaštićeno autorskim pravom.](#)

Download date / Datum preuzimanja: **2025-02-21**

Repository / Repozitorij:

[Repository of the Faculty of Civil Engineering,
University of Zagreb](#)



SVEUČILIŠTE U ZAGREBU

GRAĐEVINSKI FAKULTET

Vita Varezić

DIPLOMSKI RAD

**OCJENA PONAŠANJA ARMIRANOBETONSKIH
OKVIRA PRIMJENOM METODE POSTUPNOG
GURANJA**

Mentor: izv. prof. dr. sc. Josip Atalić

Zagreb, veljača 2023.

SADRŽAJ

POPIS SLIKA	5
POPIS TABLICA.....	8
SAŽETAK.....	10
ABSTRACT	10
1. UVOD	1
2. OSNOVNI KONCEPT SEIZMIČKOG PRORAČUNA	3
2.1. Temeljni zahtjevi za ponašanje.....	3
2.2. Temeljna načela idejnog proračuna.....	5
3. ANALIZA KONSTRUKCIJSKOG SUSTAVA	8
3.1. Pravilnost konstrukcije	8
3.1.1. Kriteriji pravilnost u tlocrtu.....	9
3.1.2. Kriteriji pravilnosti po visini.....	10
3.2. Torzijska krutost	12
3.3. Razredi duktilnosti.....	13
3.4. Faktor ponašanja.....	14
4. NEELASTIČNO PONAŠANJE	17
4.1. Čvrstoća	17
4.1.1. Fleksibilne donje etaže i krhki stupovi.....	18
4.1.2. Okvirni sustavi/dvojni sistemi.....	19
4.1.3. Asimetrična tlocrtna čvrstoća.....	20
4.1.4. Asimetrična krutosti po visini	21
4.2. Duktilnost	22
4.2.1. Moment - zakrivljenost	24
4.2.2. Ovijeni beton.....	25

5.	PROCJENA AB ZGRADA	32
5.1.	Klasifikacija oštećenja.....	33
5.1.1.	Blizu rušenja.....	34
5.1.2.	Znatno oštećenje.....	36
5.1.3.	Ograničeno oštećenje	36
5.2.	Postupci nelinearnog proračuna.....	38
5.2.1.	Modeliranje kod nelinearne analize	38
5.2.2.	Metoda postupnog guranja (<i>pushover</i> analiza)	41
5.2.3.	Nelinearna dinamička metoda u vremenu (<i>time history</i>)	48
5.2.4.	Inkrementalna dinamička analiza.....	49
6.	FAKTORI KOJI UTJEČU NA RAZINU OŠTEĆENJA.....	50
7.	NUMERIČKI PRORAČUN	55
7.1.	Model MR.....	57
7.1.1.	Modalna analiza	58
7.1.2.	Dijagram moment zakrivljenost	60
7.1.3.	Krivulje kapaciteta nosivosti.....	63
7.1.4.	Proračun kapaciteta i zahtjeva za deformacijom.....	66
7.2.	Model MK	74
7.2.1.	Krivulje kapaciteta nosivosti.....	76
7.2.2.	Proračun kapaciteta i zahtjeva za deformacijom.....	79
7.3.	Model MSK1	85
7.3.1.	Modalna analiza	87
7.3.2.	Krivulje kapaciteta nosivosti.....	88
7.4.	Model MSK2	91
7.4.1.	Modalna analiza	91

7.4.2.	Krivulje kapaciteta nosivosti.....	91
7.5.	Model MSK3	94
7.5.1.	Modalna analiza	94
7.5.2.	Krivulje kapaciteta nosivosti.....	94
7.6.	Usporedba rezultata	97
8.	ZAKLJUČAK	102
	Literatura	104

POPIS SLIKA

Slika 2.1 Shematski prikaz četiri razine ponašanja -----	4
Slika 2.2 Četiri razine oštećenja koje definira FEMA-----	4
Slika 2.3 Poželjni i nepoželjni tlocrtni oblici građevina -----	7
Slika 2.4 Efekt "psećeg repa" -----	7
Slika 3.1 Kriterij pravilnosti po visini (za uvučeno mjesto iznad 0,15H) -----	10
Slika 3.2 Kriterij pravilnosti po visini (za uvučeno mjesto ispod 0,15H) -----	11
Slika 3.3 Kriterij pravilnosti po visini – nesimetrično smanjenje presjeka -----	11
Slika 3.4 Procjena pravilnosti konstrukcije i torzijske krutosti -----	13
Slika 3.5 Faktor prekoračenja nosivosti -----	16
Slika 4.1 Mehanizmi otkazivanja okvirne konstrukcije -----	19
Slika 4.2 Petlje histereze ovisne o mehanizmu otkazivanja -----	19
Slika 4.3 Djelovanje dvojnog sistema -----	20
Slika 4.4 Krivulje kapaciteta elastičnog i neelastičnog sustava s jednim stupnjem slobode-----	23
Slika 4.5 Dijagram moment-zakrivljenost -----	25
Slika 4.6 Radni dijagram ovijenog i neovijenog betona -----	26
Slika 4.7 Analogija duktilnog lanca-----	27
Slika 4.8 Određivanje otpornosti grede na savijanje -----	29
Slika 4.9 . Krivulje kapaciteta nosivosti sustava s jakim gredama i jakim stupovima -----	29
Slika 4.10 Krhki lom stupa -----	31
Slika 4.11 Posmični slom u čvoru -----	31
Slika 5.1 . Definicija kuta zaokreta -----	33
Slika 5.2 Kut zaokreta za a) stup b) gredu -----	33
Slika 5.3 Duljina plastičnog zgloba -----	39
Slika 5.4 Shematska backbone krivulja -----	41
Slika 5.5 Definiranje trilinearnog dijagrama u software-u ETABS -----	41
Slika 5.6 Shematski prikaz krivulje kapaciteta nosivosti -----	42
Slika 5.7 $S_a - S_d$ dijagram -----	43
Slika 5.8 Određivanje ciljanog pomaka ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za a) područje kratkih perioda i b) područje srednjih i dugih perioda -----	46

Slika 5.9 Krivulja kapaciteta nosivosti i IDA krivulja -----	49
Slika 6.1 Usporedba stvarnog i projektnog spektra-----	50
Slika 6.2 Ovisnost katnosti i čvrstoće -----	53
Slika 7.1 Tlocrtni i trodimenzijski prikaz modela -----	57
Slika 7.2 Armatura greda a) G1 b) G2,3 c) G4,5-----	58
Slika 7.3 Armatura stupova a) 50x50 cm b) 60x60 cm -----	58
Slika 7.4 Prva tri oblika vibriranja MR-----	59
Slika 7.5 Podijela stupova MR -----	61
Slika 7.6 Bilinearni dijagram svih stupova MR -----	62
Slika 7.7 Bilinearni dijagram svih greda MR-----	63
Slika 7.8 Krivulja kapaciteta nosivosti zgrade za smjer X za različite oblike opterećenja (MR) -	64
Slika 7.9 Krivulja kapaciteta nosivosti zgrade za smjer Y za različite oblike opterećenja (MR) -	64
Slika 7.10 Krivulja kapaciteta nosivosti zgrade za smjer X (MR) -----	65
Slika 7.11 Krivulja kapaciteta nosivosti zgrade za smjer Y (MR) -----	65
Slika 7.12 8. korak slučaja opterećenja PO_Y (MR)-----	71
Slika 7.13 Krivulja kapaciteta ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za smjer X (MR)	
-----	72
Slika 7.14 Krivulja kapaciteta ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za smjer Y (MR)	
-----	73
Slika 7.15 14. korak slučaja opterećenja PO_X (MR) -----	73
Slika 7.16 Bilinearni radni dijagram ovijenog betona MK -----	74
Slika 7.17 Bilinearni dijagram svih stupova MK -----	75
Slika 7.18 Krivulja kapaciteta nosivosti zgrade za smjer X za različite oblike opterećenja (MK)	76
Slika 7.19 Krivulja kapaciteta nosivosti zgrade za smjer Y za različite oblike opterećenja (MK)	77
Slika 7.20 Krivulje kapaciteta nosivosti zgrade za smjer X modela MR i MK-----	77
Slika 7.21 Krivule kapaciteta nosivosti zgrade za smjer Y modela MK i MR -----	78
Slika 7.22 Krivulja kapaciteta ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za smjer X (MK)	
-----	79
Slika 7.23 Krivulja kapaciteta ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za smjer Y (MK)	
-----	80

Slika 7.24 Krivulja kapaciteta ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za smjer X (MK)	81
Slika 7.25 Krivulja kapaciteta ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za smjer Y (MK)	82
Slika 7.26 Krivulja kapaciteta ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za smjer X (MK)	83
Slika 7.27 Krivulja kapaciteta ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za smjer Y (MK)	84
Slika 7.28 Ekvivalentna tlačna dijagonala	85
Slika 7.29 3D prikaz modela MZ sa zidanom ispunom na svim etažama	86
Slika 7.30 3D prikaz MSK1 bez zidane ispune u prizemlju	87
Slika 7.31 Prva tri oblika vibriranja MZ	87
Slika 7.32 Krivulje kapaciteta nosivosti zgrada za smjer X modela MZ, MSK1 i MR	89
Slika 7.33 Krivulje kapaciteta nosivosti zgrada za smjer Y modela MZ, MSK1 i MR	89
Slika 7.34 Krivulje kapaciteta nosivosti zgrade za smjer X (MSK2)	92
Slika 7.35 Krivulja kapaciteta nosivosti zgrade za smjer Y (MSK2)	92
Slika 7.36 Krivulje kapaciteta nosivosti zgrada za smjer X (MSK3)	95
Slika 7.37 Krivulje kapaciteta nosivosti zgrada za smjer Y (MSK3)	95
Slika 7.38 Krivulje kapaciteta nosivosti modela sa slabim katom u smjeru X	97
Slika 7.39 Krivulje kapaciteta nosivosti modela sa slabim katom u smjeru Y	98

POPIS TABLICA

Tablica 3.1 Utjecaj pravilnosti konstrukcije na model i proračun [12].....	8
Tablica 3.2 Vrijednosti faktora q u svijetu	14
Tablica 3.3 Osnovne vrijednosti faktora ponašanja za sustave pravilne po visini [12]	15
Tablica 7.1 Količine armature greda i stupova	57
Tablica 7.2 Efektivne širine rubnih i središnjih greda	58
Tablica 7.3 Prva tri moda vibriranja MR	59
Tablica 7.4 Vrijednosti koeficijenata stupova modela MR.....	61
Tablica 7.5 Vrijednosti koeficijenata greda MR	62
Tablica 7.6 Vrijednosti naznačenih točaka krivulje kapaciteta nosivosti MR	66
Tablica 7.7 Vrijednosti početnih i konačnih krutosti etaža MR.....	66
Tablica 7.8 Krivulja kapaciteta ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za smjer X (MR)	67
Tablica 7.9 . Krivulja kapaciteta ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za smjer Y (MR)	68
Tablica 7.10 Krivulja kapaciteta ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za smjer X (MR)	69
Tablica 7.11 Krivulja kapaciteta ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za smjer Y (MR)	70
Tablica 7.12 Količine armature modela MK.....	74
Tablica 7.13 Vrijednosti koeficijenata stupova MK	75
Tablica 7.14 Vrijednosti naznačenih točaka krivulje kapaciteta nosivosti MK.....	78
Tablica 7.15 Karakteristike MSK1.....	87
Tablica 7.16 Prva tri moda vibriranja MZ.....	88
Tablica 7.17 . Prva tri moda vibriranja MSK1	88
Tablica 7.18 Vrijednosti naznačenih točaka krivulje kapaciteta nosivosti MSK1	90
Tablica 7.19 Prva tri moda vibriranja MSK2	91
Tablica 7.20 Vrijednosti naznačenih točaka krivulje kapaciteta nosivosti MSK2.....	93
Tablica 7.21 Prva tri moda vibriranja MSK3	94
Tablica 7.22 Vrijednosti naznačenih točaka krivulje kapaciteta nosivosti (MSK3).....	96

Tablica 7.23 Vrijednosti pomaka, poprečnih sila i bezdimenzijskih faktora modela	99
Tablica 7.24 Vrijednosti potresnih zahtjeva za modele	100

SAŽETAK

Provedena je analiza pet numeričkih modela kako bi se ispitali utjecaji različitih faktora na ponašanje konstrukcije i razinu oštećenja uzrokovanu potresom. Svi modeli su višeetažni, prostorni, armiranobetonski okviri. U skladu s Eurokod 8 smjernicama, proračunati su bilinearni dijagrami moment-zakrivljenost na temelju kojih se u software-u ETABS definiralo ponašanje plastičnih zglobova stupova i greda. Zatim se provela metoda postupnog guranja kako bi se dobio uvid u raspored otkazivanja elemenata pojedinih modela. Rezultati nelinearne analize metodom postupnog guranja predstavljeni su u obliku krivulje kapaciteta koja prikazuje ovisnost poprečne sile u razini temelja i pomaka vrha građevine za različite oblike opterećivanja. Ponašanje tih konstrukcija uspoređeno je preko potresnih zahtjeva pojedinih sustava.

Ključne riječi: metoda postupnog guranja, armiranobetonski okvir, nelinearna analiza, plastični zglobovi, duktilnost

ABSTRACT

An analysis of five numerical models was carried out in order to examine an influence of various factors on the behaviour of the structure and the level of damage caused by an earthquake. All models are multi-storey, spatial, reinforced concrete frames. In accordance to the Eurocode 8 guidelines, bilinear moment-curvature diagrams were calculated, based on which the behaviour of plastic hinges of columns and beams was defined in the software ETABS. In addition, pushover method was carried out in order to gain an insight of a failure mechanism pattern. The results of the nonlinear analysis are presented in the form of a capacity curve which represents base shear and roof displacement relationship for different load patterns. The behaviour of these structures was compared through seismic demands of individual systems.

Key words: pushover analysis, reinforced concrete frame, nonlinear analysis, plastic hinges, ductility

1. UVOD

Većina zgrada u Zagrebu, a i u svijetu, nije dimenzionirana i proračunata u skladu sa suvremenim propisima i kod takvih konstrukcija vrlo je teško definirati direktnu ovisnost između unutarnjih sila koje se javljaju u realnoj, neelastičnoj konstrukciji za vrijeme potresne pobude i onih koje bi doživjela ekvivalentna elastična konstrukcija. Iz tog razloga procjena ponašanja temeljena na silama, dobivena na temelju elastične analize i smanjenje unutarnjih sila za faktor ponašanja q , obično ne pokazuje zadovoljavajuće rezultate. Zato je nelinearno ponašanje konstrukcije potrebno definirati direktno što povećava kompleksnost postupka procjene ponašanja konstrukcije.

U praksi se koriste statička i dinamička seizmička analiza. Ekvivalentna analiza bočnim silama i metoda postupnog guranja jesu statičke metode, linearna i nelinearna. Linearna dinamička metoda je metoda spektra odziva, a nelinearna podrazumijeva postupak vremenske diskretizacije. Koristeći linearne analize, maksimalno opterećenje koje konstrukcija može podnijeti ne može se s preciznošću procijeniti zbog pretpostavke da je maksimalno opterećenje ono koje uzrokuje nedopuštena naprezanja u konstrukciji. Tako dimenzionirana konstrukcija nije ekonomična i alternativni proračun je nužan.

Iz tog razloga sve više raste interes za takozvani *performance based design* koji olakšava proračun uz realističnije i vjerodostojnije razumijevanje ekonomskog i fizičkog rizika koji se mogu pojaviti kao rezultat budućih potresa. Razvitak PBD metodologije rezultirao je smjericama kao što su FEMA 273 (2000.), FEMA 440 (2005), ASCE 41 (2006.), FEMA (2006.)... Kroz njih su predstavljeni razni postupci ocjene ponašanja kao što su metoda kapaciteta spektra (eng. *capacity spectrum method*), metoda koeficijenta pomaka (eng. *displacement coefficient method*) koristeći nelinearnu statičku pushover analizu. Prilikom proračuna potrebno je zadovoljiti granična stanja koja predstavljaju kapacitet deformacije konstrukcije, a definirana su preko međukatnog pomaka i plastičnih rotacija.

Cilj ovog diplomskog rada jest istražiti utjecaj najčešćih uzroka oštećenja građevina prilikom potresa primjenom nelinearne metode postupnog guranja. Većina glavnih uzroka oštećenja jest



nepoštivanje temeljnih načela idejnog proračuna, a razlog može biti loša suradnja između arhitekata i građevinara već za vrijeme konceptualnog planiranja.

2. OSNOVNI KONCEPT SEIZMIČKOG PRORAČUNA

2.1. Temeljni zahtjevi za ponašanje

Posljednih nekoliko godina raste interes za definiranje ciljeva projektiranja na temelju ponašanja zgrade. Pojam razine ponašanja zgrade odnosi se na stanja oštećenja nakon potresa. Razina ponašanja povezana je sa socioekonomskim gubicima i oštećenjima nosivih i nenosivih elemenata. Ukoliko bi projektirali zgradu da se ponaša elastično za čitavo vrijeme trajanja potresa, bez ikakvih oštećenja, rješenje ne bi bilo ekonomski isplativo te je iz tog razloga potrebno dimenzionirati zgradu tako da pretrpi oštećenja i time rasprši energiju unesenu tijekom potresa. FEMA (Federal Emergency Management Agency) formulira četiri razine ponašanja (slika 2.2):

- Razina 1: Potpuno uporabljiva – Zgrada se nastavlja upotrebljavati uz neznčajna oštećenja.
- Razina 2: Trenutačno useljenje – Oštećenje je ograničeno, veliki dio originalne krutosti zgrade je sačuvan i skoro čitava čvrstoća.
- Razina 3: Sigurnost života – Došlo je do značajnog oštećenja konstrukcije koja je izgubila značajni dio početne krutosti. Međutim, još uvijek dopuštene su značajne bočne deformacije prije kolapsa. Time su sačuvani ljudski životi.
- Razina 4: Prevencija kolapsa – Građevina je pretrpjela značajna oštećenja. Ljudski život je ugrožen. Ako se dodatno bočno deformira zbog naknadnih trešnji, građevina će izgubiti stabilnost i srušiti će se.

Na slici 1.2. vizualizirane su navedene četiri razine ponašanja i dijagonala predstavlja osnovne ciljeve za normalne građevine.

EC8-1 propisuje temeljne zahtjeve za ponašanje konstrukcija u potresnim područjima.

1. Zahtjev da ne smije doći do rušenja

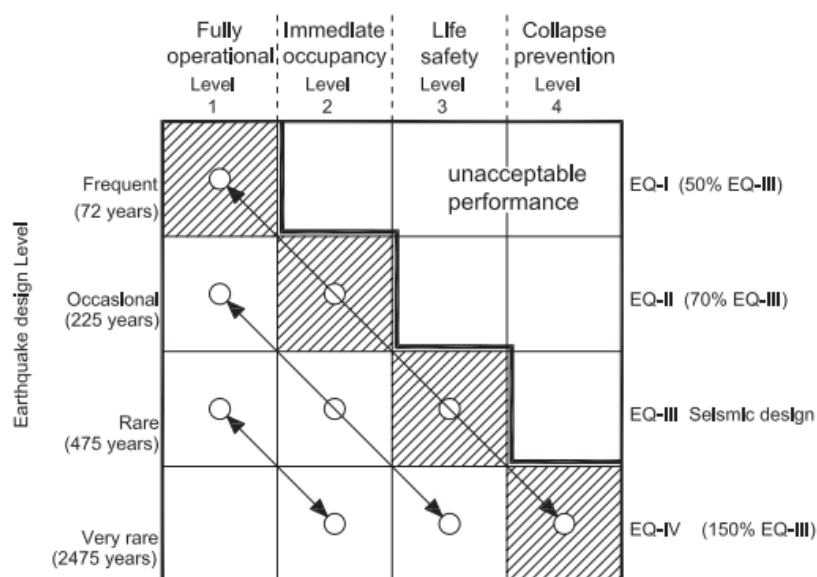
Proračun poredbenog potresnog djelovanja a_{gR} u vezi je s poredbenom vjerojatnosti premašaja $P_{NCR} = 10\%$ za 50 godina ili poredbenom povratnom razdoblju $T_{NCR}=475$ godina, pomnoženom s faktorom važnosti γ_1 ($a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$). Faktorom važnosti u obzir se uzimaju razlike

u pouzdanosti i konstrukcije se dijele u različite razrede važnosti. U slučaju linearnog proračuna, faktor važnosti množi odgovarajuće unutarnje sile kako bi se dobila različita razina pouzdanosti.

2. Zahtjev ograničenog oštećenja

Proračun potresnog djelovanja a_{gp} u vezi je s vjerojatnosti premašaja $P_{NCR} = 10\%$ za 10 godina ili poredbenom povratnom razdoblju $T_{DCR}=95$ godina. $a_{gp} = v \cdot a_{gR}$, gdje je $v=0.5$ za razrede važnosti I i II, a $v=0.4$ za razrede važnosti III i IV.

Ova dva zahtjeva približno su jednaka Razini 1 i 2 koje definira FEMA.



Slika 2.1 Shematski prikaz četiri razine ponašanja [2]



Slika 2.2 Četiri razine oštećenja koje definira FEMA

2.2. Temeljna načela idejnog proračuna

Jedan od glavnih faktora koji doprinosi ispravnom seizmičkom ponašanju zgrada jest racionalni konceptualni dizajn konstrukcijskog sustava tako da se bočne potresne sile prenesu do temelja na duktilni način i bez značajnih rotacija građevine. Propisani su generalni principi koji osiguravaju željeno ponašanje i koje treba poštivati već u fazi izrade idejnog projekta, a prema EC8-1 su:

- Jednostavnost konstrukcije

Modeliranje, proračun, razrada detalja i građenje konstrukcija s jasnim i izravnim putevima prijenosa potresnih sila podložno je manjoj nesigurnosti čime se predviđa puno pouzdanije ponašanje pri potresu.

- Jednoličnosti, simetrija i prekobrojnost elemenata (redundantnost)

Prisutstvo nepravilnosti u tlocrtu dovodi do koncentracije naprezanja opasnog po konstrukciju u slučaju, na primjer, uvučenih rubova. Na slici 2.3. prikazani su poželjni i nepoželjni tlocrtni oblici građevina. Diskontinuitet u prijenosu sila do temelja rezultirati će lošim odgovorom konstrukcije pri djelovanju jakog potresa te je potrebno osigurati jednoliku raspodjelu masa i krutosti po visini. Pri nesimetričnom tlocrtnom rasporedu konstruktivnih elemenata javljaju se nepoželjni oblici vibriranja kao što su dijagonalna translacija i torzija ili čak posebne oblike vibriranja kao što je lokalni oblik visokofrekventnog vibriranja kod kojeg samo vitki dio oscilira dok ostali dijelovi građevine ne doživljavaju ni približne vibracije (slika 2.4.) Iako je teško postići potpunu simetriju krutosti zbog arhitektonске kreativnosti, problem treba imati na umu kako bi se izbjegle torzijski fleksibilne ili asimetrične konstrukcije koje mogu uzrokovati otkazivanje rubnih stupova ili obodnih zidova. Ako su zidovi jezgre postavljeni po obodu može se dogoditi da se taj dio konstrukcije uslijed potresa odvoji što uzrokuje nepoželjni odgovor konstrukcije.

- Otpornost i krutost u dva smjera

Konstrukcijski elementi moraju biti tlocrtno raspoređeni da se osigura slična otpornost, krutost i duktilnost u oba glavna smjera, s obzirom da potres može djelovati iz bilo kojeg smjera.

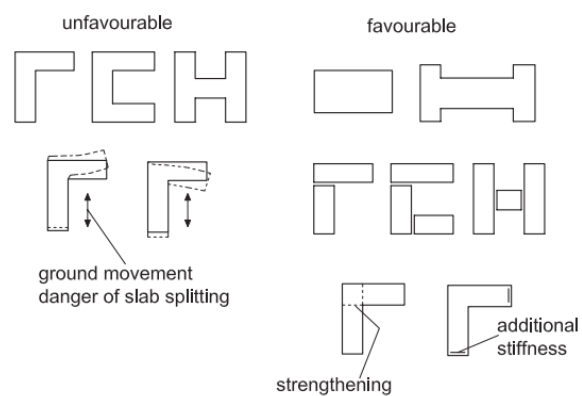
-
- Otpornost i krutost na torziju

Jednostavno govoreći, torzijski fleksibilan sustav je onaj kod kojeg mali ekscentriciteti od potresnih horizontalnih sila uzrokuju velike rotacijske deformacije dijafragmi i posljedično prekomjerne pomake vanjskih, obodnih stupova, neproporcionalne onima uzrokovanim translacijskim pomacima.

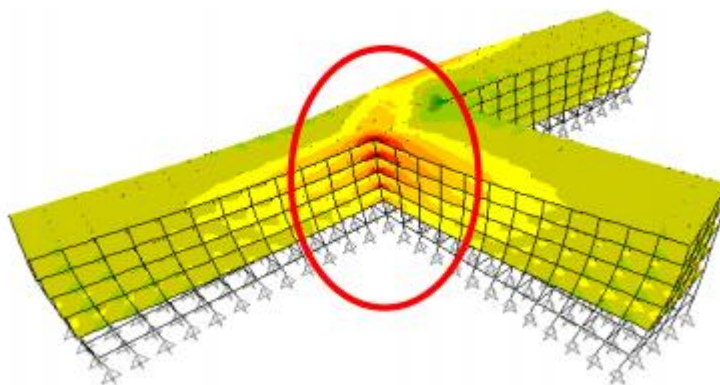
- Kruta dijafragma u razini kata

Međukatne ploče trebaju osigurati ponašanje svakog kata kao krutog diska u ravnini, odnosno kao horizontalnu dijafragmu fleksibilnu u vertikalnom smjeru kako bi se ostvario učinkoviti prijenos horizontalnih sila na vertikalne konstrukcijske elemente i kako bi se osiguralo zajedničko djelovanje tih elemenata pri preuzimanju potresnog opterećenja. Kruta dijafragma osigurava raspodjelu inercijalnih sila na zidove u skladu s njihovom krutosti i ovisi o ekscentricitetu djelovanja. Načelno, kod krutih dijafragma dominantni oblici pomaka i deformacije su translacijski i rotacijski, a što je dijafragma fleksibilnija, javlja se i posmična deformacija, a dominira deformacija od savijanja. Ona može uzrokovati velike pomake konstrukcije i prouzročiti velike pomake zidova izvan njihove ravnine i zato treba voditi računa da su pomaci dijafragme ograničeni kapacitetom pomaka zidova izvan ravnine. Prema EC8-1, dijafragma se može smatrati krutom ako joj horizontalni pomaci nigdje ne premašuju pomake, koji bi se dobili uz pretpostavku krute dijafragme, za više od 10 % odgovarajućih apsolutnih pomaka pri opterećenju potresom. Ukoliko su u konstrukciji zidovi jezgre postavljeni na rubovima ili ako postoje veliki otvori u ploči, funkcija dijafragme može zakazati i posebnu pažnju treba posvetiti analizi ponašanja ploče unutar svoje ravnine.

- Prikladni temelji



Slika 2.3 Poželjni i nepoželjni tlocrtni oblici građevina [2]



Slika 2.4 Efekt "psećeg repa" [4]

3. ANALIZA KONSTRUKCIJSKOG SUSTAVA

Prilikom proračuna konstrukcije na djelovanje potresa, niz karakteristika sustava potrebno je unaprijed uzeti u obzir jer prema EC8-1 takve karakteristike utječu na proračunska djelovanja, konstrukcijski model, metode proračuna i capacity design. Te karakteristike su:

- Pravilnost konstrukcije
- Torzijska krutost
- Razred duktilnosti

3.1. Pravilnost konstrukcije

Jasno je da konstrukcije koje imaju kvadratni tlocrt i pravilni visinski raspored pokazuju najbolje ponašanje uslijed potresa jer se inercijalne sile prenose do temelja bez skretanja što nije slučaj kod konstrukcija s otvorima, bilo tlocrtno ili visinski, koji predstavljaju geometrijsku prepreku toku inercijalnih sila. Jednostavan primjer je uklanjanje stupova iz podrumskih etaža, često zbog potrebe prostora u garažama, gdje sila iz stupa s gornjih etaža traži najkraći put do temelja i preopterećuje stupove koji su ostali. Prema EC8-1 model konstrukcije može biti pojednostavljeni ravninski ili prostorni, metode analize mogu biti pojednostavljeni proračun primjenom spektra odziva, odnosno postupak s bočnim silama ili modalni proračun, a osnovna vrijednost faktora ponašanja q_0 smanjuje se za konstrukcije nepravilne po visini. Posljedice pravilnosti konstrukcije na proračun i model konstrukcije mogu se vidjeti u tablici 3.1.

Tablica 3.1 Utjecaj pravilnosti konstrukcije na model i proračun [12]

Pravilnost		Dopušteno pojednostavnjenje		Faktor ponašanja
Tlocrt	Po visini	Model	Linearno-elastični proračun	(za linearni proračun)
da	da	ravninski	bočne sile ^a	referencijska vrijednost
da	ne	ravninski	modalni	smanjena vrijednost
ne	da	prostorni ^b	bočne sile ^a	referencijska vrijednost
ne	ne	prostorni	modalni	smanjena vrijednost

^a Ako su ispunjeni i uvjeti iz točke 4.3.3.2.1(2)a

^b Pod posebnim uvjetima navedenim u točki 4.3.3.1(8) može se upotrijebiti odvojeni ravninski model za svaki horizontalni smjer u skladu s točkom 4.3.3.1(8).

3.1.1. Kriteriji pravilnost u tlocrtu

Zgrade koje su pravilno u tlocrtu moraju zadovoljiti sljedeće uvjete:

- Konstrukcija mora biti približno simetrična u tlocrtu s obzirom na bočnu krutost i raspodjelu masa u obje ortogonalne osi. Drugim riječima, centar krutosti nalazi se blizu centra mase.
- Tlocrti oblik mora biti zbijen uz uvjet da eventualna uvučena mjesta ne utječu na ploštinu stropa omeđenog poligonalnom konveksnom crtom više od 5%
- Stropna konstrukcija mora osigurati učinkovit efekt krute dijafragme što znači da ima veću bočnu krutost u ravnini od vertikalnih elemenata
- Vitkost zgrade $\lambda = L_{max}/L_{min}$ u tlocrtu ne smije biti veća od 4, gdje su L_{max} i L_{min} dulja i kraća tlocrtna dimenzija zgrade
- Za svaku razinu i smjer proračuna, ekscentričnost konstrukcije e_0 i torzijski polumjer r moraju biti u skladu sa sljedeća dva uvjeta:

$$e_{0x} \leq 0,30r_x \quad (3.1)$$

$$e_{0y} \leq 0,30r_y \quad (3.2)$$

$$r_x \geq l_s \quad (3.3)$$

$$r_y \geq l_s \quad (3.4)$$

gdje je:

e_{0x}/e_{0y} udaljenost između središta krutosti i središta masa mjerena uzduž osi x/y , okomito na smjer proračuna

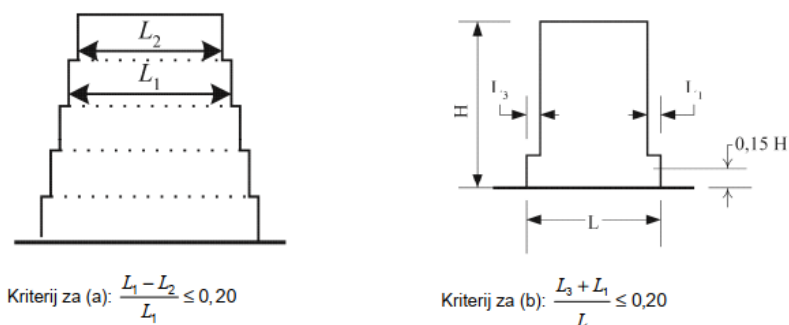
r_x/r_y drugi korijen omjera torzijske krutosti i bočne krutosti u smjeru y/x (polumjer torzije)

l_s polumjer inercije mase stropa u tlocrtu

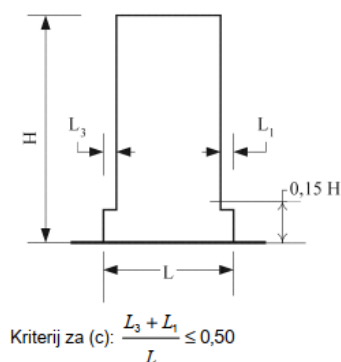
3.1.2. Kriteriji pravilnosti po visini

Zgrade koje se kategoriziraju kao pravilne po visini moraju ispuniti sljedeće zahtjeve:

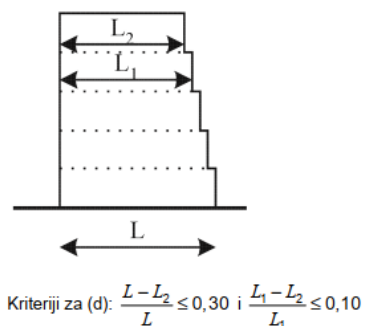
- Svi sustavi koji preuzimaju bočna opterećenja moraju se bez prekida protezati od temelja do vrha zgrade.
- Mase i bočne krutosti katova moraju ostati stalni ili se postupno smanjivati od podnožja do vrha zgrade.
- U zgradama s okvirnom konstrukcijom omjer stvarne otpornosti kata i otpornosti zahtjevane proračunom ne treba se nesrazmjerno mijenjati između susjednih katova. U tom pogledu, posebnu pažnju treba posvetiti zidanoj ispuni.
- U slučaju da postoje uvučena mjesta primjenjuju se sljedeći dodatni uvjeti:
 - Uvučeno mjesto svakog kata ne smije biti veće od 20% tlocrtne dimenzije prethodne etaže u slučaju postupnog smanjenja presjeka (slika 3.1)
 - Uvučeno mjesto ne smije biti veće od 50% prethodne tlocrtne dimenzije u slučaju pojedinačnog smanjenja presjeka u donjih 15% ukupne visine građevine (slika 3.2)
 - Zbroj uvučenih smjesta sva svim katovima ne smije biti veće od 30% tlocrtnih dimenzija prvog kata, a pojedino uvučeno mjesto ne smije biti veće od 10% tlocrtnih dimenzija prethodnog kata (slika 3.3). Navedeno vrijedi u slučaju nesimetričnog smanjenja presjeka.



Slika 3.1 Kriterij pravilnosti po visini (za uvučeno mjesto iznad 0,15H) [12]



Slika 3.2 Kriterij pravilnosti po visini (za uvučeno mjesto ispod 0,15H) [12]



Slika 3.3 Kriterij pravilnosti po visini – nesimetrično smanjenje presjeka [12]

U slučaju da ijedan od zahtjeva nije ispunjen, konstrukcijski sustav smatra se nepravilnim po visini i referentne vrijednosti faktora ponašanja moraju se smanjiti za 20% svoje vrijednosti.

Kriterije pravilnosti potrebno je smatrati nužnim uvjetima. S obzirom da se danas većina modela izvodi prostorno i da se koristi modalni proračun, kriteriji pravilnosti postaju manji bitni za analitičke postupke, ali u narednim poglavljima vidjeti ćemo kako je upravo nepoštivanje tih kriterija glavni razlog globalnog otkazivanja konstrukcije.

3.2. Torzijska krutost

Po Eurokodu, potrebno je razlikovati torzijski fleksibilne i torzijski krute strukturne sustave. Torzijski fleksibilan sustav je onaj kod kojeg mali ekscentriciteti od potresnih horizontalnih sila uzrokuju velike rotacijske deformacije dijafragma i posljedično prekomjerne pomake vanjskih, obodnih stupova sistema, neproporcionalne onima uzrokovanim translacijskim pomacima. [2] Ako je sustav torzijski fleksibilan, utjecati će na odabir faktora ponašanja što ima utjecaj na odabir odgovarajućih metoda proračuna.

Sustav je torzijski fleksibilan ako je

$$r_{xc} \leq l_{ms} \quad (3.5)$$

$$r_{yc} \leq l_{ms} \quad (3.6)$$

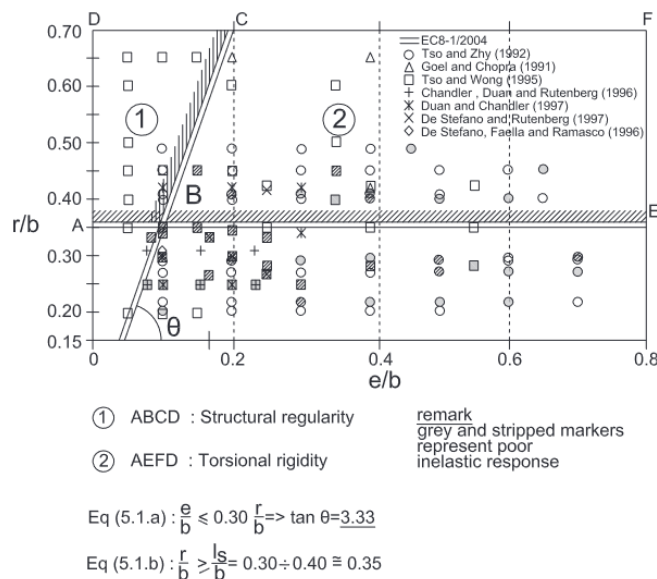
gdje je r_{xc} i r_{yc} torzijski radijus u ovisnosti u centru krutosti, a l_{ms} je polumjer inercije mase etaže u ovisnosti o centru mase.

Desna strana izraza predstavlja krak unutarnjih sila od dinamičke pobude dok izraz s lijeve strane predstavlja krak opirućih sila. Dakle ako je lijeva strana manja od desne, razvijene sile otpora manje su od unutarnjih sila i prevlada torzijski ton vibriranja. Međutim, ako je r veći od l , translacijska pobuda u x i y smjeru je predominantna i samo će se razviti ograničeni pomaci zbog rotacijske vibracije.

U slučaju torzijske fleksibilnosti, EC8-1 precizira znatno smanjenje q_0 faktora.

Na slici 3.4 prikazano je ponašanje više jednokatnih pseudoprostornih sustava dimenzioniranih po različitim propisima i analiziranih kao neelastični sustav pod dinamičkom pobudom. Bijele i sive oznake predstavljaju sustave s dobrim i zadovoljavajućim neelastičnim ponašanjem (porast od 10-20 % u odnosu na zahtjevanu duktilnost), dok su tamnim oznakama predstavljeni sustavi koji ne pokazuju zadovoljavajuće neelastično ponašanje (zahtjevi duktilnosti veći su od 50% u usporedbi s torzijski balansiranim sistemima). Prikazani su i zahtjevi za pravilnosti i torzijskom krutosti iz EC8-1, po jednadžbama prikazanim ispod slike. U dijelu ABCD zadovoljeni su zahtjevi za pravilnosti, a površina AEFD predstavlja područje u kojem su zadovoljeni kriteriji torzijske

krutosti. Zaključujemo da većina proučenih slučajeva koji ispunjavaju gornje kriterije predstavljaju dobro i zadovoljavajuće neelastično ponašanje. [2]



Slika 3.4 Procjena pravilnosti konstrukcije i torzijske krutosti [2]

Potrebno je odrediti torzijsku fleksibilnost konstrukcije na početku proračuna kako bi se odabrao odgovarajući faktor ponašanja q .

3.3. Razredi duktilnosti

EC8-1 klasificira AB konstrukcije u tri razreda duktilnosti, DCL (*ductility class low*), DCM (*ductility class medium*), DCH (*ductility class high*), ovisno o sposobnosti trošenja energije. S obzirom da je lakše postići veliku duktilnost nego veliku čvrstoću, EC8 ograničava izbor razreda duktilnosti ovisno o seizmičkoj zoni kojoj građevina pripada. Tako EC8-1 dozvoljava upotrebu razreda male duktilnosti samo za zgrade u područjima male seizmičnosti. Kriteriji male seizmičnosti ustanovljeni su u nacionalnim dodacima svake države, a preporučene okolnosti su kada proračunsko ubrzanje temeljnog tla tipa A nije veće od 0,08 g ili kada umnožak $a_g \cdot S$ nije veći od 0,1 g. Za sve tipove konstrukcija koje pripadaju razredu duktilnost L, vrijednost faktora ponašanja q iznosi 1,5.

Razredi duktilnosti DCM i DCH odgovaraju zgradama koje su proračunate i dimenzionirane u skladu se posebnim odredbama o potresnoj otpornosti čime se osigurava histerezno trošenje energije i opće duktilno ponašanje. Više o duktilnom ponašanju zgrada biti će objašnjeno u narednim poglavljima. Za sada je bitno napomenuti da razredi duktilnosti izravno utječu na izbor faktora ponašanja q , što je logično jer se faktorom ponašanja uzima u obzir sposobnost trošenja energije, a razredi duktilnosti se klasificiraju ovisno o sposobnosti trošenja energije.

3.4. Faktor ponašanja

Faktor ponašanja predstavlja omjer između seizmičkih sila koje djeluju na konstrukciju kada je odziv konstrukcije elastičan i poječnih seizmičkih sila. Uzevši u proračunu vrijednost faktora ponašanja koja je veća od 1 osiguravamo da će konstrukcija svojim nelinearnim, odnosno duktilnim ponašanjem trošiti energiju unesenu potresom. U tablici 3.2. prikazane su vrijednosti faktora ponašanja za "jednostavnu" klasifikaciju konstrukcijskih sustava ovisno o regiji. Postojanje razlike vrijednosti između raznih propisa ukazuje na činjenicu kako je na ovaj način teško definirati faktor ponašanja.

Tablica 3.2 Vrijednosti faktora q u svijetu

Tip konstrukcije	SAD	Japan	Novi Zeland	Europa
AB okvir	8	1,8 - 3,3	9	5,85
AB zidovi	5	1,8 - 3,3	7,5	4,4
čelični okviri	8	2 - 4	9	6,3
zidovi od opeke	3,5	-	6	3
dvojni sustavi	8	1,8 - 3,3	6	5,85
mostovi	3-4	3	6	3,5

Za svaki pravac djelovanja potresa potrebno je odrediti gornju granicu vrijednosti faktora ponašanja:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (3.7)$$

q_0 je osnovna vrijednost faktora ponašanja i ovisi o tipu konstrukcijskog sustava i razredu duktilnosti. Kako je i ranije objašnjeno, za konstrukcije nepravilne po visini on se smanjuje za 20%.

U tablici 3.3. dane su osnovne vrijednosti faktora ponašanja za sustave pravilne po visini. Koeficijentom k_w u obzir se uzima prevladavajući oblik sloma konstrukcijskih sustava od zidova:

$$k_w = \begin{cases} 1,00 & \text{za okvirne sustave i dvojne sustave istovrijedne okvirnim} \\ \frac{1 + \alpha_0}{3} \leq 1 & \text{ali ne manje od } 0,5 \text{ za zidne sustave,} \\ & \text{sustave istovrijedne zidnim i torzijski savitljive sustave} \end{cases}$$

gdje je α_0 prevladavajući geometrijski omjer zidova konstrukcijskog sustava i može se odrediti kao $\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi}$, h_{wi} jest visina zida i , a l_{wi} je duljina presjeka zida i . U slučaju da je taj omjer manji od 2, može se zaključiti da će prevladati posmični slom elementa i zato je potrebno reducirati faktor ponašanja.

Tablica 3.3 Osnovne vrijednosti faktora ponašanja za sustave pravilne po visini [12]

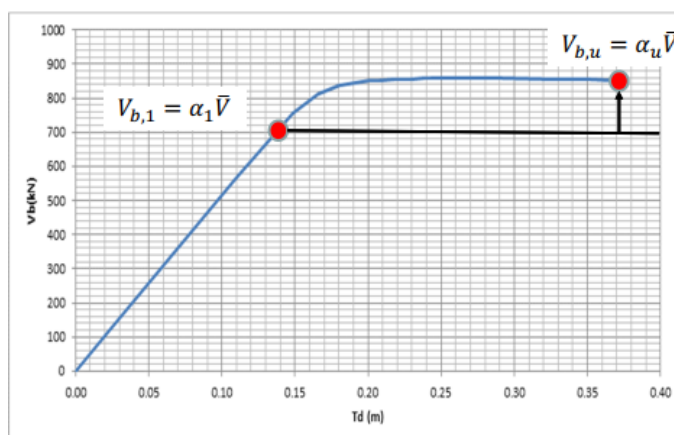
Tip konstrukcije	Razred duktilnosti	
	DCM	DCH
Okvirni sustav, dvojni sustav, sustav povezanih zidova	$3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Sustav nepovezanih zidova	3,0	$4,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Torzijski savitljiv sustav	2,0	3,0
Sustav obrnutog njihala	1,5	2,0

α_u je parametar kojim treba pomnožiti horizontalne projektne potresne sile da one dobiju takve vrijednosti za koje određen broj poprečnih presjeka dostigne svoje potpuno plastificiranje, pri čemu predmetna konstrukcija postaje nestabilna. α_1 je parametar kojim treba pomnožiti horizontalne projektne seizmičke sile da one dobiju takve vrijednosti za koje jedan najnepovoljnije opterećen poprečni resjek konstrukcije dostigne svoje potpuno plastificiranje. Njihov omjer predstavlja faktor prekoračenja nosivosti konstrukcije (eng. *overstenght factor*) koji se može odrediti nelinearnom statičkom analizom postupnog guranja (slika 3.5) O metodi više u poglavlju 5.2.2. Ako nije utvrđen spomenutom nelinearnom analizom, za tlocrtno pravilne konstrukcije smiju se koristiti sljedeće približne vrijednosti:

- a) Okviri i dvojni sustavi istovrijedni okvirnim
 - o jednokatne zgrade =1,1

- višekatni okviri s jednim poljem =1,2
 - višekatni okviri s više polja ili dvojni sustavi istovrijedni okvirnim =1,3
- b) Zidni sustavi ili dvojni sustavi istovrijedni zidnim
- zidni sustavi sa samo dva nepovezana zida u svakom horizontalnom smjeru =1,0
 - drugi sustavi nepovezanih zidova =1,1
 - dvojni sustavi istovrijedni zidnim ili sustavi povezanih zidova =1,2

Za zgrade koje nisu pravilne u tlocrtu, faktor prekoračenja nosivosti uzima se kao prosječna vrijednost navedenih i 1,0.



Slika 3.5 Faktor prekoračenja nosivosti

4. NEELASTIČNO PONAŠANJE

Iako je potrebno osigurati da neće doći do urušavanja građevine tijekom jakog potresa, dopušta se određena razina oštećenja što implicira da će se pojaviti nelinearnost kod odziva građevine radi nelinearnosti materijala. Takva vrsta nelinearnosti, koja se primjećuje u odnosu naprezanja i deformacija, naziva se materijalna nelinearnost. Ponekad krivulja naprezanje-deformacija može biti nelinearna, ali u isto vrijeme elastična, gdje pri rasterećenju krivulja prati istu putanju kao i pri opterećenju. Na primjer, konstrukcijski čelik ima definiranu granicu popuštanja i pri rasterećenju nakon tečenja neće pratiti istu krivulju kao i pri opterećenju što se može nazvati neelastičnim odgovorom. Kada se neelastični materijal podvrgne cikličkom opterećenju i materijal prijeđe granicu tečenja, dolazi do pojave histereznog ponašanja i materijal apsorbira ili rasipa energiju. Armirani beton i konstrukcijski čelik pod jakim trešnjama pokazuju neelastično ponašanje. Neelastičnost je osnova čvrstoće i duktilnosti, dvaju karakteristika konstrukcija otpornih na potres.

4.1. Čvrstoća

Konstrukcijski elementi koji podupiru druge trebaju biti "jači" od onih koji su poduprti. Jedina iznimka su veze, posebno veza stupa i grede, koje bi trebale biti izvedene jače od stupova ispod njih. Razlog je što na spoju grede i stupa najčešće dolazi do krtog loma, a kompliciran je postupak očvršćivanja spoja stupa i grede nakon potresnog oštećenja. Hijerarhija čvrstoće kod protupotresnih građevina mora pratiti shemu:

- (1) Grede jače od priključenih zatega
- (2) Veza stupa i grede jača od greda
- (3) Stupovi jači od greda
- (4) Veza stupa i grede jača od stupova
- (5) Temelji jači od stupova
- (6) Slojevi tla jači od temelja

U nastavku su navedeni neki čimbenici koji utječu na cjelokupnu čvrstoću konstrukcije [4].

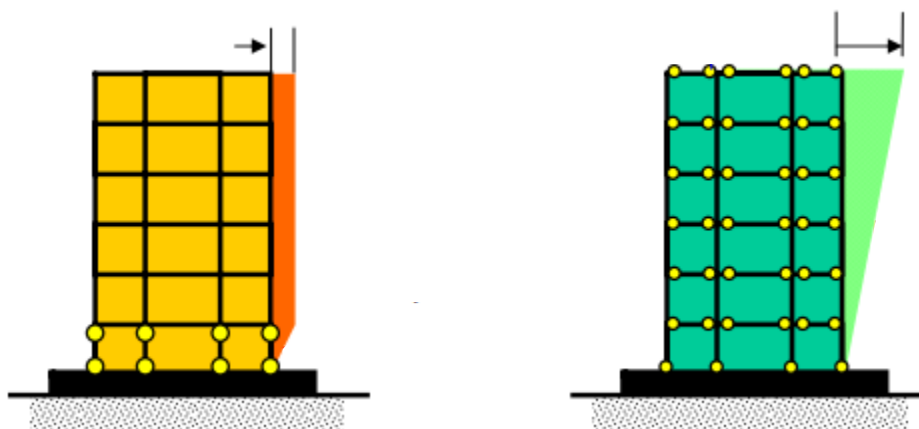
4.1.1. Fleksibilne donje etaže i krhki stupovi

Kada višeetažna armiranobetonska okvirna konstrukcija ima otvorenu prizemnu etažu gdje se smješta parking ili trgovine, a na etažama okvir je ispunjen zidom, svo oštećenja pojavit će se u prizemnoj etaži ako nije ispravno proračunata na potres. Prizemna etaža postaje slaba, s gledišta čvrstoće i fleksibilna s gledišta krutosti, a većina oštećenja pojaviti će se na stupovima.

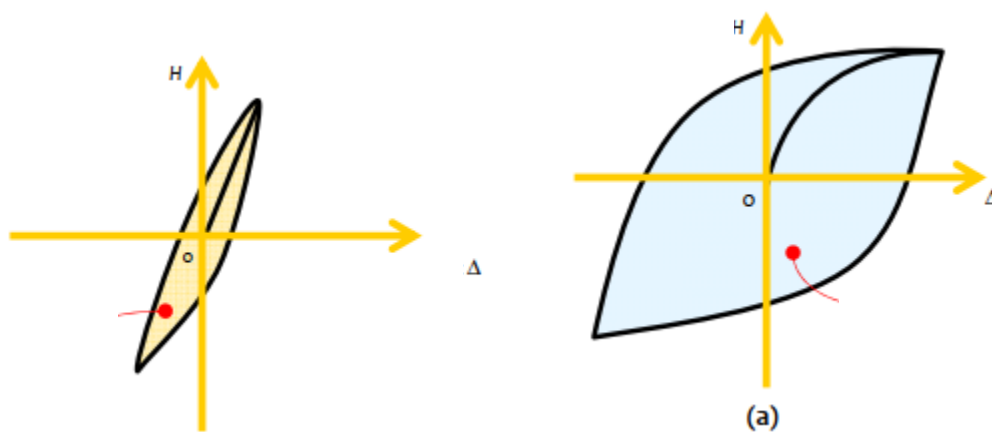
Na slici 4.1. prikazani su mehanizmi otkazivanja u slučaju mekog kata gdje se plastični zglobovi pojavljuju samo u prizemnoj etaži i mehanizmi poželjne raspodjele plastičnih zglobova u svim gredama zbog koje su očekivani dopušteni pomaci pri kolapsu veći. Ako se na krajevima grede pojave oštećenja uzrokovana savijanjem, greda još uvijek može nositi vlastitu težinu jer još uvijek posjeduje posmični kapacitet. Tako se energija raspodjeljuje jednoliko po visini, a nije koncentrirana u samo jednoj etaži. Može se zamisliti da svaki od formiranih plastičnih zglobova preuzima dio energije unesene u konstrukciju gibanjem tla čime ukupna apsorbirana energija postaje puno veća i neće doći do krtoćeg loma i kolapsa konstrukcije. Na slici 4.2. prikazane su petlje histereze dva mehanizma otkazivanja prikazanih na slici 4.1. Kod poželjne raspodjele plastičnih zglobova, petlja histereze ima veću površinu što implicira da je disipirana i veća količina energije. To se postiže dimenzioniranjem jakog stupa i slabe grede čime se osigurava da će greda doći u fazu tečenja prije stupa. [4]

Istraživanja su pokazala da prisutstvo tlačne sile u stupovima umanjuje njihovu duktilnost jer stupovi opterećeni velikom uzdužnom silom otkazuju u tlaku, drobljenem betonu, što odgovara nepoželjnom krhkom lomu. Kako bi se osiguralo duktilno ponašanje stupova njihovo uzdužno naprezanje trebalo bi biti znatno ispod točke balansa u P-M dijagramu interakcije pri odgovarajućoj kombinaciji opterećenja što je teško postići ukoliko stup ima male dimenzije poprečnog presjeka.

Iregularnost čvrstoće i krutosti treba izbjeći odabirom sustava pravilnih po visini, na primjer koristeći armiranobetonske zidove koji se protežu po cijeloj visini zgrade.



Slika 4.1 Mehanizmi otkazivanja okvirne konstrukcije [4]



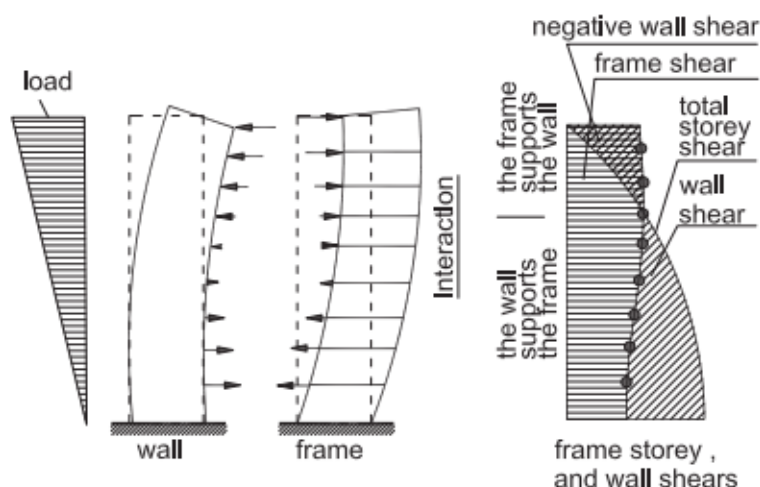
Slika 4.2 Petlje histereze ovisne o mehanizmu otkazivanja [4]

4.1.2. Okvirni sustavi/dvojni sistemi

Jedan od učinkovitih načina poboljšanja ponašanja armiranobetonskih zgrada pod potresnom pobudom jest uvođenje konstrukcijskih zidova. Oni mogu biti izvedeni samo u određenim poljima okvira, ali bez prekida po visini. Najčešće se postavljaju u središte građevine oko stubišta i liftova u obliku jezgre, dok su okviri raspoređeni po obodu građevine. Nerijetko je jezgra ekscentrična u odnosu na centar mase pa se dodatni zidovi postavljaju po obodu građevine kako bi se tlocrtno

izbalansirala krutost, o čemu više u idućoj točki. U podnožju građevine zidovi pridržavaju okvire, dok u višim etažama okviri sprječavaju velike pomake zidova, što je vidljivo na deformiranim oblicima okvira i zidova na slici 4.3. [2]

Dvije su glavne prednosti dvojnih sistema; takve građevine imaju veću inicijalnu krutosti što smanjuje bočne pomake i oštećenja od potresnih trešnji manjeg intenziteta, a zidovi koji su krući od okvira, navlače veće potresne sile na sebe i prva linija obrane pojavljuje se u podnožju zidova u obliku plastičnih zglobova koji počinju disipirati energiju prije tečenja elemenata okvira na njihovom spoju, čime se drastično smanjuje rizik pojave slabog kata. Radi toga, okviri se mogu slabije armirati što dvojne sisteme čini ekonomičnima. [2]



Slika 4.3 Djelovanje dvojnog sistema [2]

4.1.3. Asimetrična tlocrtna čvrstoća

Poznato je da ako se centar mase ne poklapa s centrom krutosti, građevina se zakreće oko osi paralelne s vertikalnom osi. Ovakvo ponašanje primjećuje se u slučaju elastičnih uvjeta. Sličan aspekt neelastičnog ponašanja povezuje se s čvrstoćom građevine ali pod neelastičnim uvjetima. Kod elastično simetričnih građevina, krutosti i mase simetrično su tlocrtno raspoređene, ali ako armiranobetonski vertikalni elementi nisu jednako armirani, dosezanjem granične čvrstoće slabijeg vertikalnog elementa, krutost u tom elementu opada. Kao rezultat nastaje asimetrija krutosti koja

nije postojala u elastičnoj fazi. Kao posljedica asimetrične krutosti dodatno se javlja torzijski odgovor konstrukcije i pretjerane deformacije slabijih elemenata. Ovakvo ponašanje izraženo je pri jakim trešnjama i velikim razlikama u čvrstoći i posljedično krutosti vertikalnih elemenata s obje tlocrtne strane. [4]

4.1.4. Asimetrična krutosti po visini

Asimetrija krutosti po visini pokazala se znatno opasnijom od asimetrije krutosti tlocrtno. Takav diskontinuitet ili redukcija uzrokuje velike neelastične zahtjeve na mjestima gdje su oni pristutni, odnosno lokalno fleksibilna i slaba područja trpe znatne štete. Primjeri su fleksibilne donje etaže, nagla promjena poprečnog presjeka stupa na jednoj od etaža, diskontinuirani zidovi po visini. Kratki stupovi još su jedan od primjera asimetričnosti po visini, a javljaju se kada zidana ispuna nije kontinuirana po visini stupa unutar etaže ili, na primjer, u slučaju kada temelji nisu postavljeni na istoj visinskoj koti čime je duljina izvijanja stupa ograničena. S obzirom da je krutost stupova obrnuto proporcionalna njegovoj duljini na treću potenciju, ovaj efekt izraženiji je što je stup kraći.

4.2. Duktilnost

Duktilnost se kvantificira kao omjer maksimalnog pomaka prije sloma i pomaka pri tečenju;

$$\mu_{\delta} = \frac{\delta_u}{\delta_y}; \quad (4.1)$$

što znači da će zgrada koja posjeduje dovoljnu duktilnost ostvariti velike neelastične deformacije bez značajnog gubitka čvrstoće i krutosti. Maksimalna deformacija pri slomu za potrebe dimenzioniranja definira se kao deformacija kod koje materijal izgubi mali postotak početne čvrstoće (za beton to iznosi 15%).

Osim pomaka, duktilnost se može definirati i preko rotacije u plastičnim zglobovima;

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (4.2)$$

ili zakrivljenosti poprečnog presjeka;

$$\mu_{\varphi} = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}. \quad (4.3)$$

Pri tome vrijedi da je $\mu_{\delta} \leq \mu_{\theta} \leq \mu_{\varphi}$

Duktilnost se može definirati i preko zahtjeva za duktilnosti μ koji se odnosi na unaprijed određenu čvrstoću konstrukcije pri tečenju. Drugim riječima, to je unaprijed određen faktor smanjenja proračunskih sila neelastičnog sistema pod djelovanjem potresa. Ako konstrukcija zadržava elastično ponašanje za vrijeme potresa ona nema zahtjev za duktilnosti, odnosno $\mu=1$. Međutim, ako dimenzioniramo konstrukciju na sile manje od elastičnih računskih, zahtjev za duktilnosti može se odrediti iz jednadžbi za potencijalnu energiju. Štoviše, ako se površine dijagrama prikazanih na slici 4.4, koje odgovaraju elastičnom i neelastičnom odgovoru sustava s jednim stupnjem slobode, izjednače, dobije se izraz za koeficijent smanjenja:

$$R_{\mu} = \frac{1}{q_{\mu}} = \frac{V_u}{V_{el}} = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (4.4)$$

koji se primjenjuje u američkim propisima, a ima isto značenje kao faktor ponašanja q po EC8. Pokazalo se da gornja relacija vrijedi za sustave s jednim stupnjem slobode koji imaju temeljni period između 0,125 s i 0,5 s. Kod sustava velikih krutosti, odnosno temeljnog perioda manjeg od 0,05 s, faktor redukcije i faktor ponašanja imaju vrijednost 1, a kod neelastičnih sustava s jednim stupnjem slobode dugog temeljnog perioda (više od 1 s) vrijedi:

$$R_{\mu} = \frac{1}{q_{\mu}} = \frac{1}{\mu} \quad (4.5)$$

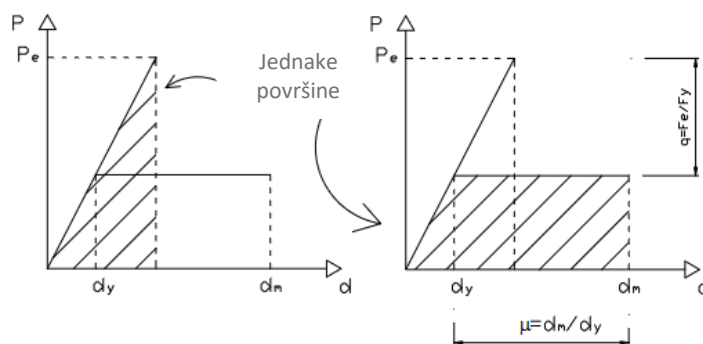
Eurokod 8 prihvatio je prijedlog Vidica i dr. iz 1994. i usvojio slijedeće relacije između faktora ponašanja q , faktora duktilnosti obzirom na zakrivljenost i temeljnog perioda vibriranja:

$$\mu_{\theta} = 2q_0 - 1 \quad \text{ako je } T_1 \geq T_C \quad (4.6)$$

$$\mu_{\theta} = 1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1 \quad \text{ako je } T_1 < T_C \quad (4.7)$$

gdje je q_0 osnovna vrijednost faktora ponašanja koja ovisi o tipu konstrukcije i razredu duktilnosti.

Što više smanjujemo računске sile, brže će doći do tečenja i zahtjev za duktilnosti će se povećavati.



Slika 4.4 Krivulje kapaciteta elastičnog i neelastičnog sustava s jednim stupnjem slobode

4.2.1. Moment - zakrivljenost

Duktilnost se na razini poprečnog presjeka opisuje pomoću veze moment-zakrivljenost. Oblik dijagrama moment-zakrivljenost ovisi o količini armature, prisutnosti uzdužne sile, obliku poprečnog presjeka, čvrstoći čelika i betona i prisutnosti posmične sile. Na slici 4.5. može se primjetiti da M- Φ dijagram posjeduje tri različita područja koja odgovaraju odgovoru presjeka u elastičnoj (neraspucalnoj), raspucalnoj i plastičnoj fazi. Nagibi dijagrama odgovaraju tangentnoj krutosti za svaku fazu, a duktilnost se može izraziti kao omjer krajnje zakrivljenosti i zakrivljenosti na granici tečenja (formula 4.3). Povećanjem duktilnosti presjeka, povećava se duktilnost elementa (odnos moment-rotacija) te se povećava i duktilnost konstrukcije.

U ovom radu korišten je pojednostavljeni bilinearni dijagram moment zakrivljenost kod kojeg se ukupna zakrivljenost sastoji od doprinosa elastične zakrivljenosti, koja linearno raste od nule do zakrivljenosti pri popuštanju ϕ_y , i plastične zakrivljenosti koja je konstanta po duljini plastičnog zgloba L_{pl} . Smatra se da je AB presjek popustio kada počne teći vlačna armatura uz pretpostavku da je beton neograničeno linearno elastičan u tlaku. U stvarnosti, ako je razina uzdužne sile velika može se dogoditi da kada vlačna armatura počne teći da je beton u tlaku već razvio nelinearno ponašanje.

Priestley 2003. daje empirijske izraze na temelju kojih se računa zakrivljenost pri popuštanju za;

pravokutne grede

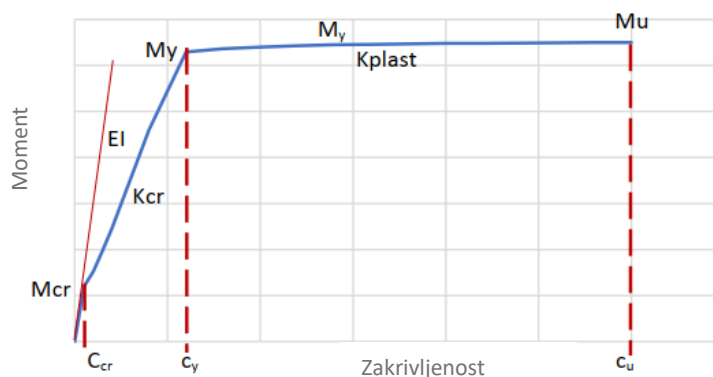
$$\phi_y = \frac{1,87\varepsilon_{sy}}{h} \quad (4.8)$$

T grede

$$\phi_y = \frac{1,7\varepsilon_{sy}}{h} \quad (4.9)$$

pravokutne stupove

$$\phi_y = \frac{2,1\varepsilon_{sy}}{h} \quad (4.10)$$



Slika 4.5 Dijagram moment-zakrivljenost

4.2.2. Ovijeni beton

Izazovno je ostvariti duktilnost armiranobetonskog elementa jer većinu materijala čini beton koji je izrazito krhak u usporedbi s armaturnim čelikom. Tlačna deformacija betona, koja ovisi o njegovoj čvrstoći, bitno je svojstvo koje određuje duktilnost elementa. Ovijsanjem betona vilicama, ovijsana jezgra betona dovodi se u višesno stanje naprezanja, sprječava se širenje betona u poprečnom smjeru čime se povećava njegova čvrstoća i sposobnost deformacije, što je prikazano na dijagramu na slici 4.6, gdje je krivuljom A označen neovijeni beton, a druge dvije krivulje predstavljaju proračunski i stvarni radni dijagram ovijsanog betona. Kada bi se uzorak betona bez armaturnih vilica opteretio tlačnom silom, tlačno naprezanje smanjuje se kako se beton raspucava sve dok ne dosegne nultu vrijednost, dok u slučaju betona ovijsanog vilicama, on podnosi veća tlačna naprezanja i može se opteretiti većim naprezanjem bez iznenadnog krhkog loma. Iako je čelik osnovni materijal koji osigurava duktilnost konstrukcije, beton zbog svoje visoke tlačne čvrstoće omogućava armiranobetonskim elementima da prije loma, uslijed savijanja, razviju veliku zakrivljenost i time omogućuje čeliku da postigne veliku vlačnu deformaciju i posljedično apsorbira i disipira seizmičku energiju. [2]

Prema EC2, karakteristična čvrstoća ovijsanog betona računa se prema izrazu:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left(1,0 + \frac{5,0\sigma_2}{f_{ck}} \right) \text{ za } \sigma_2 \leq 0,05f_{ck} \quad (4.11)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left(1,125 + \frac{2,5\sigma_2}{f_{ck}} \right) \text{ za } \sigma_2 > 0,05f_{ck} \quad (4.12)$$

Deformacije se računaju prema izrazima:

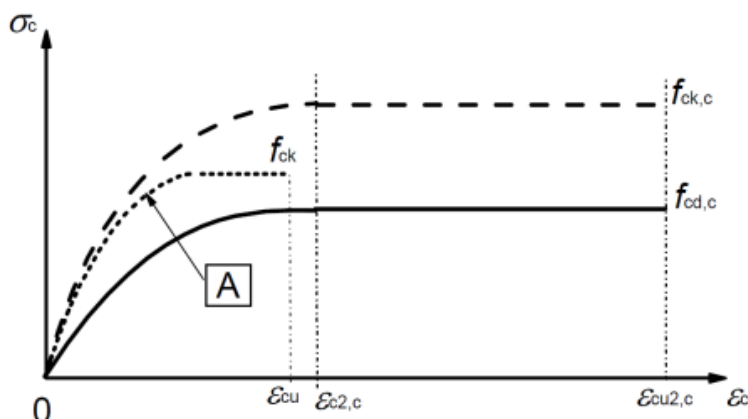
$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2 \quad (4.13)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \quad (4.14)$$

gdje je:

$\sigma_2 (= \sigma_3)$ proračunsko bočno tlačno naprezanje za granična stanja nosivosti zbog ovijanja

f_{ck} karakteristična tlačna čvrstoća betona



Slika 4.6 Radni dijagram ovijenog i neovijenog betona [14]

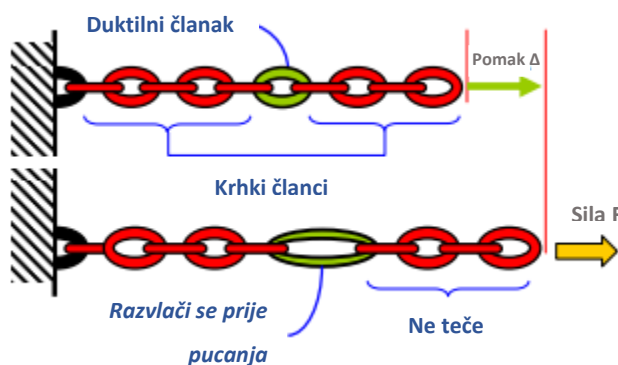
Na temelju brojnih istraživanja i proučavanja zgrada oštećenih u potresu i laboratorijskih ispitivanja na uzorcima stvarne veličine, duktilnost se u armiranobetonskim konstrukcijama može ostvariti poštujući slijedeće:

- (a) Osiguranjem robusnosti i pravilne konfiguracije konstrukcije

- (b) Odrediti poželjna mjesta oštećenja
- (c) Osigurati da nastane samo određeni tip oštećenja [2]

4.2.2.1. Capacity design

Zamislimo lanac kod kojeg su svi članci krhki osim srednjeg koji je napravljen od duktilnog materijala. Kada povučemo lanac s nepridržane strane, jednaka sila prenosi se kroz sve članke. Što više povećavamo pomak, naprezanja, deformacije i unutarnje sile mijenjaju se sve do loma lanca uzrokovanim lomom najslabijeg članka. Ako je taj članak duktilni onda se cjelokupno ponašanje lanca može smatrati duktilnim. To se najlakše postiže ako se duktilni članak izvede najslabijim, što znači da mu je sposobnost preuzimanja opterećenja manja nego kod krhkih članaka. Također, lanac će imati veliko produljenje jer duktilni materijali imaju sposobnost deformiranja prije sloma za razliku od krhkih materijala. Ako je krhki članak najslabiji, slom će se dogoditi iznenada i neće biti produljenja. [7]



Slika 4.7 Analogija duktilnog lanca

Imajući na umu analogiju lanca, treba definirati različite slučajeve oštećenja koji uzrokuju kolaps građevine i načine kontrole istih. Položaj i vrsta plastičnog zgloba dvije su stvari koje utječu na mehanizam kolapsa. S obzirom da uzdužna i posmična sila uzrokuju krhke modove otkazivanja, važno je konstrukcijske elemente dimenzionirati na način da se savojno djelovanje smatra najslabijim od tri moguća moda otkazivanja i oštećenja. Na tom principu bazira se *capacity design* kojeg su 1978. ustanovili Park i Paulay. Prema ovom postupku, konstrukcijski elementi koji su dimenzionirani da disipiraju seizmičku energiju, armirani su u skladu s time, s posebnom pažnjom

posvećenom izbjegavanju krhkog loma uslijed posmika. Na isti način svi ostali elementi imaju rezerve čvrstoće kako bi se osiguralo da se unaprijed određen mehanizam disipacije aktivira i održi za vrijeme jakih potresa bez krhkog loma neduktilnih područja i elemenata. [7]

Prvi korak capacity designa jest uspostaviti hijerarhiju čvrstoće na razini elementa. Na primjer, kod okvirnog sustava pobuđenog potresnim djelovanjem, greda je podvrgnuta momentu savijanja i posmičnoj sili. Kako bi se izbjegnulo krhki posmični slom, proračunska poprečna sila treba biti ona koja se dobije iz ravnoteže grede pod gravitacijskim opterećenjem i nepovoljne kombinacije stvarne otpornosti na savijanje poprečnog presjeka na krajevima grede (slika 4.8). Posmična otpornost grede treba biti veća od poprečne sile koja se javlja u gredi, a ona je proporcionalna otpornosti na savijanje plastičnog zgloba grede na oba kraja. Greda se zatim dimenzionira na nominalnu posmičnu otpornost veću od opisane, proporcionalnu korištenom faktorom sigurnosti ili faktorom modifikatora otpornosti. [4]

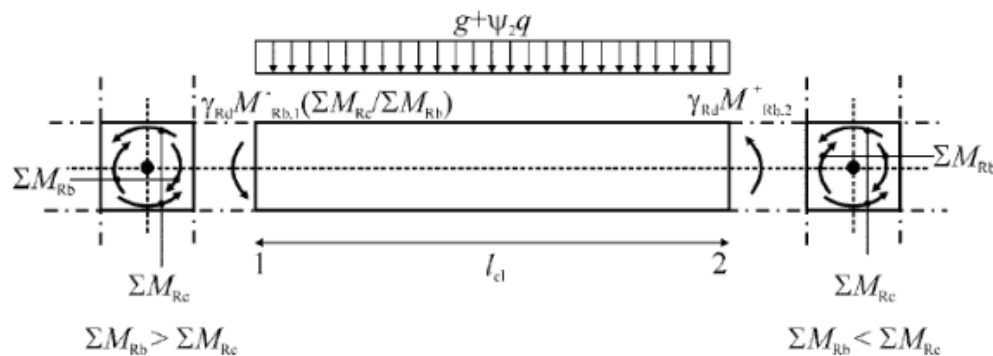
Idući korak je uspostavljanje hijerarhije na razini konstrukcije. Prilikom otkazivanja grede razvijaju se pukotine samo na vlačnoj strani radi tečenja armature, dok se kod otkazivanja stupa javlja rascvjetavanje i drobljenje betona, pucanje poprečne i izvijanje uzdužne armature što dovodi do mehanizma kolapsa nastalog radi nemogućnosti stupa da nosi uzdužna, gravitacijska opterećenja nakon loma. Iz navedenih razloga očigledno je da je lakše postići duktilnost u gredi, stoga procedura capacity designa nalaže da čvrstoća stupa mora biti veća od čvrstoće grede na koju se spaja. Na taj način, u gredi se kroz formirane plastične zglobove troši potresna energija, a stupovi ostaju u elastičnom stanju. Upravo je to ideja opisane metodologije jakog stupa i slabe grede. Ona nalaže da suma proračunskih momenata u stupu mora biti veća od sume proračunskih momenata svih greda koje se spajaju u čvoru sa stupom, uz faktor povećanja nosivosti γ koji Eurokod preporuča uzeti s vrijednosti 1,3;

$$\sum_{stupovi} M_u > \gamma \sum_{grede} M_u \quad (4.15)$$

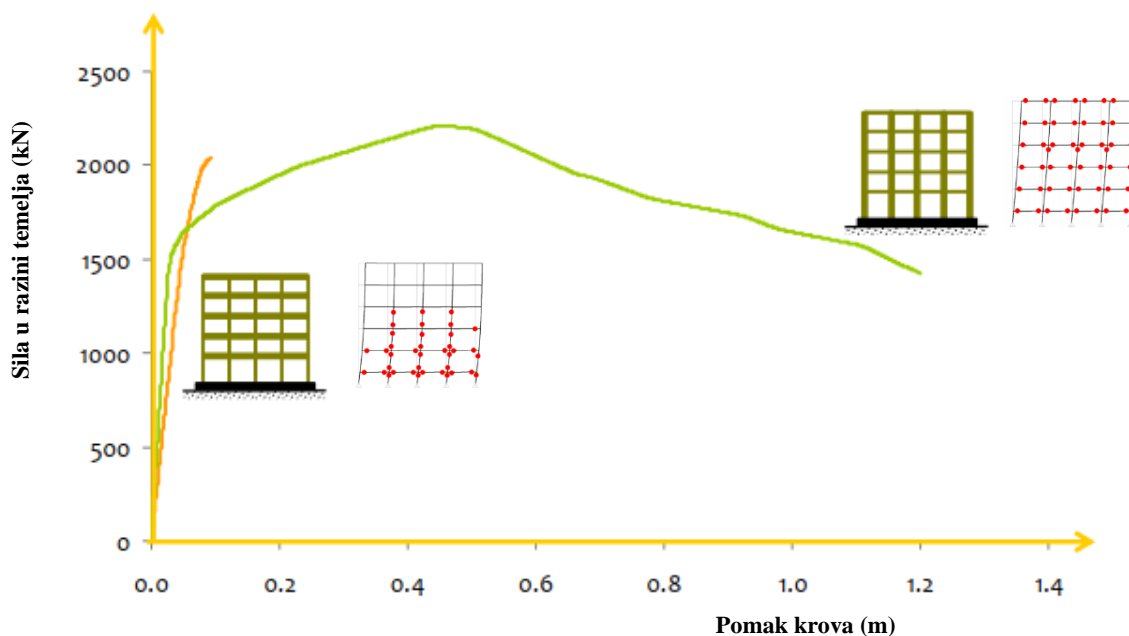
Na slici 4.9 prikazana je push-over krivulja, odnosno krivulja kapaciteta nosivosti dvaju okvirnih sustava, jednog dimenzioniranog s jakim stupovima, jednog s jakim gredama. Jasno je

vidljivo da sustav s jakim stupovima posjeduje veću duktilnost i čvrstoću. Prikazan je i raspored plastičnih zglobova u oba slučaja.

U slučaju capacity designa zida ili dvojnog sistema jednoznačnog zidu, mehanizam otkazivanja mora uključivati stvaranjem plastičnih zglobova samo u podnožju zidova, dok se svi ostali plastični zglobovi javljaju u gredama.



Slika 4.8 Određivanje otpornosti grede na savijanje [14]



Slika 4.9 . Krivulje kapaciteta nosivosti sustava s jakim gredama i jakim stupovima [4]

4.2.2.2. Izbjegavanje krhkog sloma

Posmični slom elementa definira se kao krhki slom jer uglavnom nastaje naglo i posmična čvrstoća naglo opada, a u slučaju stupova i otpornost na uzdužnu silu. Posmični slom stupova jedan je od najčešćih uzroka kolapsa građevine za vrijeme potresa jer degradacija čvrstoće u jednom ili više stupova može uzrokovati slom cijelog kata. Sličan rezultat posljedica je i velike uzdužne sile u stupu, gdje se uzdužna sila od preopterećenog stupa prenosi na susjedne stupove i potencijalno preopterećuje i njih što uzrokuje progresivni slom. [2] Često je slom uzdužnom silom povezan s posmičnim preopterećenjem. Na slici 4.10 a) prikazan je posmični slom stupa s inicijacijom tlačnog sloma, a na slici 4.10 b) tlačni slom stupa radi drobljena betona. Primjer krhkog sloma također je i posmični slom grede ili spoja stupa i grede, a uzrok može biti i izvijanje armaturnih šipki ili slom posmične armature.

U spoju stupa i grede, grede su povrgnute momentu u istom smjeru pod cikličkom trešnjom. Pod tim momentima, armaturne šipke gornje zone u čvoru vuku se u jednom smjeru na jednu stranu i guraju u istom smjeru na drugu stranu. Slično se događa i sa šipkama u donjoj zoni samo sa obrnutim smjerom sile. Zbog toga u čvoru dolazi do distorzije posmičnog tipa; jedna dijagonalna duljina čvora se isteže, druga se steže i ako stup nema dovoljan poprečni presjek javiti će se dijagonalne pukotine (slika 4.11). Navedeni par sila preuzima se naprezanjima prijanjanja koje se javlja između betona i armaturne šipke u području čvora. Ukoliko stup nema dovoljne dimenzije poprečnog presjeka ili ako je čvrstoća betona mala, očekivano prijanjanje neće se ostvariti. Pod tim okolnostima, armaturna šipka iz grede uvlači se u područje čvora i greda gubi svoju sposobnost preuzimanja sila.

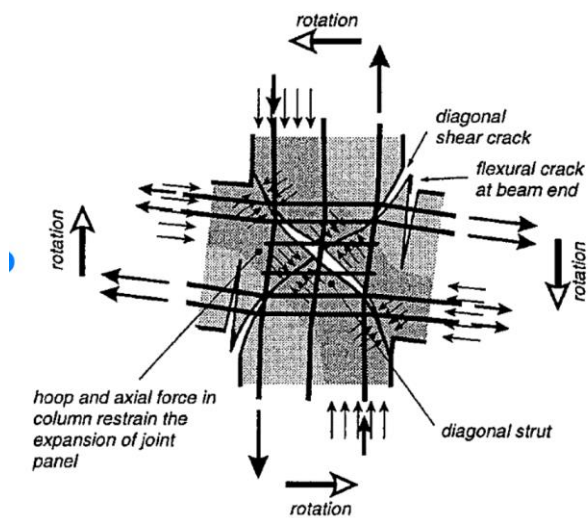


a)



b)

Slika 4.10 Krhki lom stupa [3]



Slika 4.11 Posmični slom u čvoru [2]

5. PROCJENA AB ZGRADA

Nacionalni programi za smanjenje rizika od potresa, kroz seizmičku procjenu i naknadne popravke, razlikuju dvije vrste programa; onaj prije potresa i onaj poslije potresa.

Kako su inženjerska seizmologija i potresno inženjerstvo napredovali kroz zadnjih 100 godina, znatan broj građevina proračunat je i izvedeno na temelju propisa koji su zastarjeli i doživjeli velike preinake. U Zagrebu je čak 34% građevina izgrađeno prije prvog propisa za projektiranje potresne otpornosti nakon potresa u Skopju 1963 i potres se pri projektiranju takvih zgrada uopće nije uzimao u obzir. Približno 13% stambenih jedinica je izgrađeno nakon uvođenja suvremenih propisa za projektiranje potresne otpornosti (ENV, Eurokod 8). Značajno smanjenje potresnog rizika može se ostvariti 'aktivnim' intervencijama kod postojećih građevina. Međutim, zbog velikih troškova, program prijepotresne rehabilitacije uglavnom se provodi kod zgrada specijalnih kategorija kao što su škole i bolnice. Poslijepotresna seizmička procjena i posljedično postupci ojačanja ponajviše ovise o razini oštećenja. Prilikom potresa u Zagrebu 2020., 5% građevina doživjelo je značajna oštećenja i smatraju se neuporabljivima, 20% pregledanih građevina doživjelo je umjerena oštećenja i smatraju se privremeno neuporabljivima i zahtjevaju veće intervencije, a 75% građevina ostalo je uporabljivo uz manja oštećenja. [1]

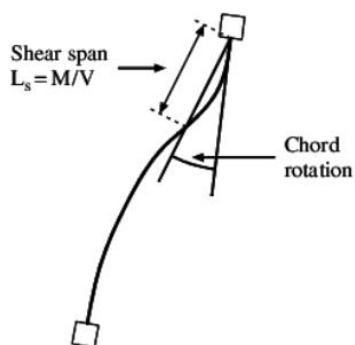
Glavni cilj intervencije kod zgrada pogođenih potresom jest zaštititi je od kolapsa pri sljedećim snažnim potresima, zadržati prihvatljivu razinu oštećenja u slučaju umjerenih potresa i sprječiti štetu u slučaju potresa relativno kratkog povratnog perioda. Dakle ciljevi intervencije ne razlikuju se od ciljeva definiranih pri proračunu i dimenzioniranju. Kod zgrada koje su pretrpjele manja oštećenja preporuča se intervencija u obliku popravka oštećenih elemenata, dok je zgrade s većim oštećenjima globalnog tipa potrebno i ojačati.

Po svim modernim propisima i smjernicama, detaljna procjena oštećenja bazira se na konceptu *displacement based design-a*, odnosno usporedbom vrijednosti kontrolnog pomaka za odgovarajuće granično stanje. Temeljna ideja metode je određivanje krivulje kapaciteta konstrukcije primjenom neelastične statičke analize i transformacija sustava s više stupnjeva slobode u ekvivalentni sustav s jednim stupnjem slobode za koji se jednostavno može odrediti ciljani

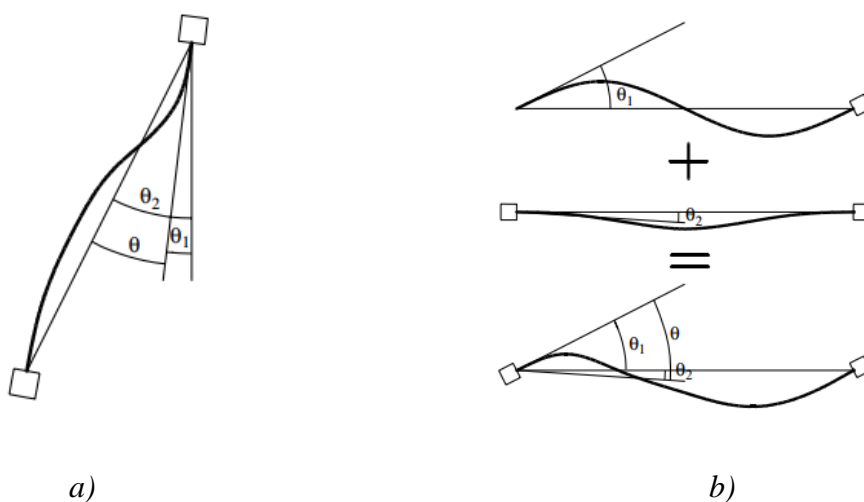
pomak (eng. *target displacement*) koristeći spektar odziva koji je prilagođen duktilnosti sustava i razini prigušenja.

5.1. Klasifikacija oštećenja

U EC8-3 opisana su tri granična stanja koja klasificiraju oštećenje elemenata ili cijele građevine pri djelovanju potresa, a u dodatku A kvalitativno se definiraju navedena granična stanja preko dopuštenih zaokretanja konstrukcijskih elemenata. Rotacija, odnosno zaokretanje vlakna definira se kao kut tangente na os na kraju na kojem je došlo do popuštanja vlakna koje spaja taj kraj s krajem posmičnog raspona, odnosno točkom infleksije (slika 5.1).



Slika 5.1 . Definicija kuta zaokreta [6]



Slika 5.2 Kut zaokreta za a) stup b) gredu [6]

Općenito, kako se stupovi opterećuju bočno, uslijed gibanja tla, bočni pomaci na krajevima posmičnog raspona puno su veći od zaokreta čvorova na krajevima stupova. U slučaju da je savojna krutost greda puno veća nego stupova, može se pretpostaviti da se zanemaruju rotacije čvorova u stupovima što je često kod konstrukcija koje nisu proračunate prema *capacity design*-u. Tako se kod stupova zakretanje vlakna može definirati kao progib na kraju posmičnog raspona podijeljen sa duljinom posmičnog raspona. U slučaju greda zakretanje vlakana se pak može pojednostavljeno definirati kao zaokret čvora na kraju poprečnog presjeka. To je točno ako se zanemari gravitacijsko djelovanje. U stvarnosti, odgovor grede može se definirati superpozicijom dva sustava; kada je greda rasterećena i čvorovi na krajevima grede se zaokreću uslijed potresne pobude i greda upeta na oba kraja koja je opterećena gravitacijskim djelovanjem (slika 5.2 b). Što se više povećava ubranje tla to se više zanemaruje doprinos vertikalnog opterećenja pa se u slučaju proračuna graničnog stanja znatnog oštećenja i blizu rušenja, θ_2 može i zanemariti. [2]

5.1.1. Blizu rušenja

Konstrukcija je teško oštećena s malom bočnom krutosti i nosivost na bočne sile, iako vertikalni elementi još uvijek mogu nositi vertikalna opterećenja. Većina nekonstrukcijskih elemenata je srušena. Prisutni su veliki trajni pomaci. Konstrukcija je blizu rušenja i vjerojatno ne bi preživjela idući potres. Povratni period potresa je 2475 godina uz vjerojatnost premašaja 2% u 50 godina.

Ukupna sposobnost zaokretanja vlakna u krajnjem stanju betonskog elementa dobiva se kao zbroj elastičnog i neelastičnog dijela:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016(0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\min(9; \left(\frac{L_v}{h}\right)^{0,35} 25^{(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c})} (1,25^{100 \rho_d}) \right) \quad (5.1)$$

gdje je:

γ_{el}	jednako 1,5 za primarne potresne elemente i 1,0 za sekundarne potresne elemente
h	visina presjeka

$L_v = M/N$	omjer momenta i poprečne sile na kraju presjeka
$v = N/bhf_c$	bezdimenzijski koeficijent uzdužne sile
ω, ω'	mehanički koeficijent armiranja vlačnom odnosno tlačnom armaturom
f_c	tlačna čvrstoća betona
f_{yw}	granica popuštanja spona
$\rho_{sx} = A_{sx}/b_w s_h$	omjer poprečne armature usporedne sa x smjerom opterećenja
ρ_d	omjer armiranja dijagonalnom armaturom

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0}\right) \quad (5.2.)$$

gdje je:

b_0, h_0 dimenzije ovijene jezgre mjerene od osi spona

b_i osni razmak uzdužnih šipki bočno prihvaćenih sponama ili poprečnim sponama po opsegu jezgre

s_h razmak spona

Može se upotrijebiti i alternativni izraz:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_v} \right) \right) \quad (5.3)$$

gdje je:

θ_y zakretanje vlakna u trenutku popuštanja

ϕ_u najveća zakrivljenost na krajnjem presjeku

ϕ_y zakrivljenost u trenutku popuštanja na krajnjem presjeku

5.1.2. Znatno oštećenje

Konstrukcija je znatno oštećena, ali postoje rezerve nosivosti i krutosti na bočne sile, a vertikalni elementi sposobni su nositi vertikalna opterećenja. Nekonstrukcijski elementi su oštećeni premda pregrade i elementi ispune nisu otkazali izvan ravnine. Prisutni su umjereni trajni pomaci. Konstrukcija može pretrpjeti naknadne udare umjerenog intenziteta. Popravak konstrukcije vjerovatno bi bio neekonomičan. Povratni period potresa je 475 godina s vjerojatnosti premašaja 10% u 50 godina.

Sposobnost zakretanja vlakna koji odgovara znaznom oštećenju θ_{SD} pretpostavlja se kao $\frac{3}{4}$ najvećeg zakretanja vlakna θ_{um}

5.1.3. Ograničeno oštećenje

Konstrukcija je lagano oštećena s konstrukcijskim elementima koji nemaju znatno popuštanje, a zadržali su svoju čvrstoću i krutost. Nekonstrukcijski elementi smiju imati raspodijeljene pukotine, ali oštećenja se mogu ekonomično popraviti. Trajni pomaci su zanemarivi. Nisu potrebni nikakvi popravci konstrukcije. Povratni period potresa je 225 godina uz vjerojatnost premašaja 20% u 50 godina.

Za grede i stupove se provjera graničnog stanja OO proračunava kao sposobnost zaokretanja vlakna u trenutku popuštanja:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v + \alpha_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_b L f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad (5.4)$$

ili alternativno i ekvivalentno:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v + \alpha_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + \phi_y \frac{d_b L f_y}{8 \sqrt{f_c}} \quad (5.5)$$

gdje je:

$\alpha_v z$	pomak dijagrama vlačnih sila u armaturi zbog momenta savijanja (z je duljina kraka unutarnjih sila, $\alpha_v = 1$ ako se očekuje da će na krajnjem presjeku doći do posmičnog raspucavanja prije popuštanja uzrokovanog savijanjem, u suprotnom $\alpha_v = 0$)
$\varepsilon_y = f_y/E_s$	deformacija armature
d, d'	visina do vlačne odnosno tlačne armature
d_{bL}	srednji promjer vlačne armature

Prvi se pribrojnik u gornjim izrazima odnosi na doprinos savijanja, drugi predstavlja doprinos posmične deformacija, a treći doprinos proklizavanja šipki na mjestu sidrenja.

Gornji izrazi odnose se na stupove i grede opterećene momentom savijanja (i uzdužnom silom). Slučaj opterećivanja poprečnom silom neće se obrađivati u ovom diplomskom radu, ali se izrazi mogu pronaći u literaturi.

Prema hrvatskom nacionalnom dodatku, granično stanje ograničenog oštećenja uzima se povratni period potresa 95 godina s vjerojatnosti premašaja 10% u 10 godina, a granično stanje znatnog oštećenja približno je istovrijedno graničnom stanju povezanom sa zahtjevom da ne smije doći do rušenja iz EC8-1. Hrvatski nacionalni dodatak ne zahtjeva kontrolu graničnog stanja blizu rušenja, ali s obzirom na niz popisanih odredbi za ispravnu disipaciju energije, implicitno se osigurava ovakav zahtjev ponašanja.

5.2. Postupci nelinearnog proračuna

Proračun temeljen na vrijednostima sila (eng. *force-based design*) provjerava odgovarajući zahtjev usporedbom vrijednosti spektralnog ubrzanja ili poprečne sile za odgovarajuće granično stanje. Osnovni koncept proračuna je smanjenje inercijalnih elastičnih sila za faktor ponašanja q i opravdanje navedene redukcije osiguranjem adekvatne duktilnosti elementata konstrukcije. Kod potresnih djelovanja umanjenih za faktor q , koristi se linearna analiza, a *capacity design* osigurava da neće doći do krhkog otkazivanja konstrukcijskih elemenata ili uranjeni mehanizam otkazivanja zbog formiranja „slabog kata“. Takva se analiza primjenjuje kod proračuna novih zgrada, ali je teško primijeniti kod proračuna postojećih jer duktilnost zgrada koje su izgrađene na temelju starih propisa ne udovoljava modernim pravilima za osiguranje lokalne duktilnosti pa se faktor ponašanja ne može sa sigurnošću definirati.

5.2.1. Modeliranje kod nelinearne analize

Pri formulaciji krutost konstrukcije nelinearni učinci mogu se uzeti na razini materijala, poprečnog presjeka ili elementa. U prvom slučaju, svojstva materijala (na primjer modul elastičnosti) mogu se definirati kao varijabilni kako bi se uzela u obzir uzela materijalna nelinearnost i zatim se definira radni dijagram materijala.

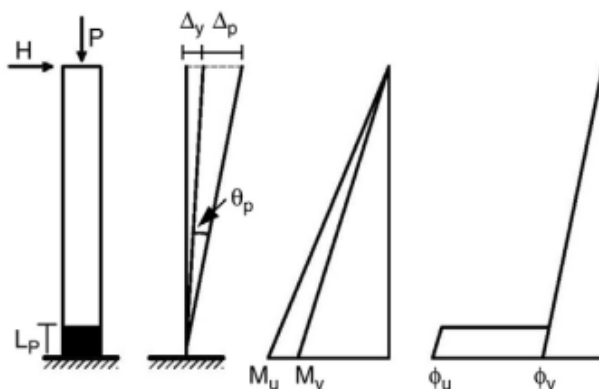
Ovisno o stupnju korištene idealizacije, nelinearni modeli mogu se podijeliti u;

- Modele kontinuuma - Detaljni modeli konačnih elemenata kojima se modelira nelinearno ponašanje materijala definiranjem konstitutivnih modela. Nije potrebno definirati krutosti elemenata, čvrstoću ni sposobnost deformiranja jer su ti učinci uzeti u obzir definiranjem svojstva materijala. Vjerodostojnije prikazuju pojave kao što su pucanje betona ili tečenje armature, ali ograničeni su kada se želi prikazati degradacija čvrstoće.
- Modeli točkastog zgloba - Koncentrira nelinearnost u određene točke na konstrukciji i njima pridružuje nelinearne funkcije koje povezuju sile djelovanja i pripadajuće deformacije. Na primjer, točkasti zglob koji se definira na krajevima greda ili stupova može predstavljati točkasto nelinearno savojno ponašanje definirano odnosom moment-zakrivljenost (za poprečni presjek) ili moment-rotacija (za element). Prikladni su jer se slažu s uobičajenim provjerama graničnih stanja.

- Distribuirani neelastični modeli - Koriste materijalnu nelinearnost betona i čelika i dijeljenjem svakog elementa na presjeke, a svakog presjeka na područja (vlakna), računa se ovisnost moment-zakrivljenost za svaki presjek i zatim se integriranjem po duljini elementa dobije nelinearno ponašanje elementa. Mogu se zadavati po cijeloj duljini elementa ili po dijelovima (na primjer, u slučaju zidova, samo do proračunom određene duljine plastičnog zgloba). Ovakvi modeli ne mogu nužno predvidjeti gubitak čvrstoće radi složenog ponašanja koje nije opisano fiber modelima. Na primjer, u stvarnosti pucanje AB presjeka počinje na rubu, na najnapregnutijem vlaknu. U fiber modelu, raspucava se svako vlakno pojedinačno i ako je malo vlakana korišteno pri definiciji modela, vlakna su velika i do pucanja će doći kasnije nego u stvarnosti, a raspucani dio presjeka neproporcionalno brzo će rasti. Također, ovakvi modeli ne uzimaju eksplicitno u obzir gubitak veze između betona i armature niti ovijenost betona što značajno utječe na krutost elementa i potencijalno na čvrstoću. [8]

5.2.1.1. Plastični zglobovi

Često korišteni pristup za definiranje kapaciteta deformacije modela je idealizacija konzole točkastim zglobom (slika 5.3). Ukupni kapacitet deformacije ovisi o ukupnoj zakrivljenosti i duljini plastičnog zgloba.



Slika 5.3 Duljina plastičnog zgloba [9]

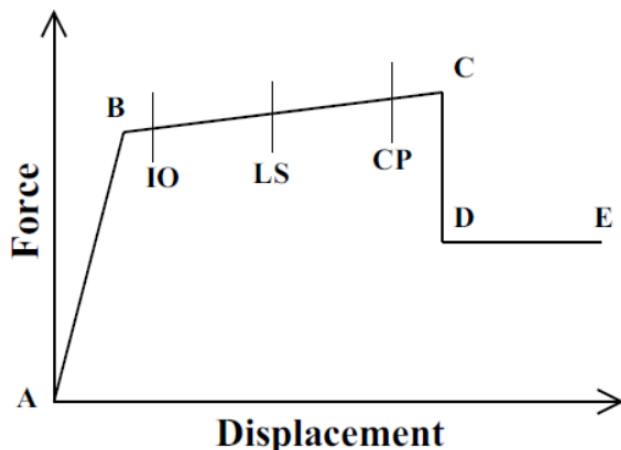
Preko plastičnih zglobova u CSI ETABS-u definira se ponašanje pri tečenju i nakon tečenja. Svaki plastični zglob predstavlja koncentrirano ponašanje poslije tečenja za jedan ili više stupnjeva slobode. Dva su osnovna tipa plastičnih zglobova; nepovezani zglobovi momenta, torzije, uzdužne sile i posmika, koji odgovaraju svakom stupnju slobode, i povezani P-M2-M3 zglobovi koji se ponašaju na temelju interakcije uzdužne sile i momenta savijanja na mjestu zgloba. U slučaju armiranog betona, za modeliranje stupova mogu se koristiti P-M-M zglobovi, P-M zglobovi za modeliranje posmičnih zidova i nepovezani moment-rotacija zglobovi za modeliranje greda. Također, u ETABS-u se plastični zglobovi mogu klasificirati kao *force-controlled (brittle)* i *deformation-controlled (ductile)*. Prvi se koriste pri procjeni ponašanja krhkih elemenata i omjer zahtjeva i kapaciteta (*D/C ratio*) se određuje u smislu omjera sila, dok se drugi koristi kod duktilnih elemenata i izražavaju se u smislu deformacije, na primjer omjer zahtjeva za plastičnom rotacijom i kapaciteta plastične rotacije. [8]

Za svaki stupanj slobode plastičnog zgloba potrebno je specificirati plastično ponašanje preko odnosa sila-pomak ili moment-rotacija. Na slici 5.4 prikazana je takva krivulja koje se naziva *backbone* krivulja i definira vezu opterećenja i deformacije pri monotonom opterećenju. Točka B predstavlja tečenje, točka C krajnju nosivost za pushover analizu, točka D predstavlja rezervu nosivosti, a točka E otkazivanje. Ponašanje zgloba je isključivo plastično stoga do točke B nema deformacije (slika 5.5) Osim navedenog, plastične zglobove definira i petlja histereze koja u kombinaciji s elastičnim ponašanjem na duljini plastičnog zgloba daje upravo *backbone* krivulju, ali se od nje razlikuje kada dođe do rasterećenja ili cikličkog opterećenja.

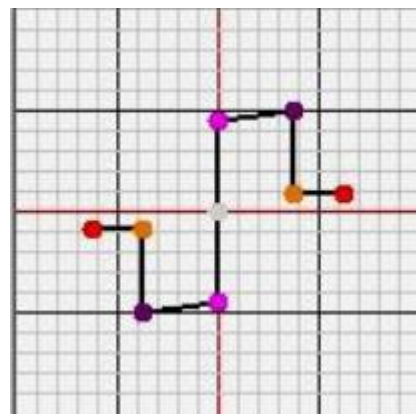
Prilikom zadavanja plastičnih zglobova potrebno je definirati duljinu plastičnog zgloba preko koje se integrira plastična deformacija ili zakrivljenost. Obično se definira kao postotak duljine elementa i često je u vezi s njegovom visinom. U slučaju da se zadavaju P-M-M zglobovi, potrebno je zadati površinu interakcije u trodimenzionalnom prostoru koja predstavlja početak tečenja za različite kombinacije uzdužne sile i momenata savijanja, a za svaku razinu uzdužne sile potrebno je zadati odnos sile i deformacije preko krivulje moment-zakrivljenost.

Rezultati analize pokazuju sile i/ili momente koje preuzima zglob, plastične pomake i/ili rotacije, najekstremnije stanje koje se doseglo u zglobu (od točke A do točke E *backbone* krivulje), najekstremnije stanje ponašanja (od točke A do točke CP - *collapse prevention*/blizu rušenja). Kada

se prikaže deformirani oblik za nelinearnu analizu, plastični zglobovi obojani su ovisno o stanju ponašanja.



Slika 5.4 Shematska backbone krivulja [8]



Slika 5.5 Definiranje trilinearnog dijagrama u software-u ETABS

Plastični zglobovi mogu se dodavati manualno, automatski ili ih korisnik pojedinačno definira. Ako se dodavaju manualno potrebno je odrediti karakteristike plastičnog zgloba za pojedinačnu skupinu greda i/ili stupova i zatim ga pridružiti istim. U slučaju da se zadavaju automatski, elementima treba biti definirana armatura, a tip plastičnog zgloba zadava se prema ASCE 41-13 ili ASCE 41-17 tablicama, a može se kombinirati i sa graničnim stanjima iz EC8-3.

5.2.2. Metoda postupnog guranja (*pushover analiza*)

Prema EC8-1, proračun postupnim guranjem nelinearni je statički proračun koji se provodi za stalna gravitacijska opterećenja i monotono rastuća horizontalna opterećenja. Smatra se nelinearnom analizom jer se različite komponente ili elementi modeliraju nelinearno, najčešće zadavanjem plastičnih zglobova elementima. Osnovni koraci su slijedeći:

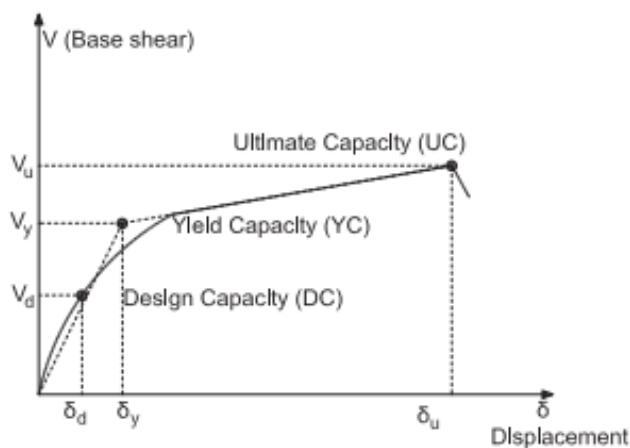
1. Odabrati uzorak distribucije sila
2. Provest niz nelinearnih analiza, povećavajući opterećenje korak po korak

3. Odrediti krivulju kapaciteta kao odnos ukupne poprečne sile u razini temelja i kontroliranog pomaka vrha građevine za svaki vremenski korak
4. Odrediti efektivne dinamičke karakteristike
5. Odrediti ciljani pomak za proračunsko gibanje tla, koji se definira kao seizmički zahtjev
6. Za proračunski bočni pomak provjeriti adekvatnost elemenata na temelju definiranih zahtjeva

Rezultat analize je P- Δ krivulja koja demonstrira kapacitet nosivosti na bočne sile. Ta krivulja odgovara sustavu s više stupnjeva slobode koji se uz odgovarajuće koeficijente pretvara u krivulju koja odgovara ekvivalentnom sustavu s jednim stupnjem slobode.

Tri su ključne točke koje se definiraju na krivulji kapaciteta nosivosti (slika 5.6):

- Nosivost na granici tečenja V_y : odgovara sili u razini temelja na kraju linearno elastičnog ponašanja zgrade
- Proračunska nosivost V_d : odgovara vrijednosti proračunske sile u razini temelja koja je manja od one pri tečenju jer se u obzir uzima faktor sigurnosti za materijal, zahtjeve za minimalnom armaturom i slično, što umanjuje stvarnu nosivost na poprečnu silu u razini temelja
- Krajnja nosivost V_u : odgovara vrijednosti maksimalne sile u razini temelja u trenutku kada je zgrada u potpunosti plastificirana



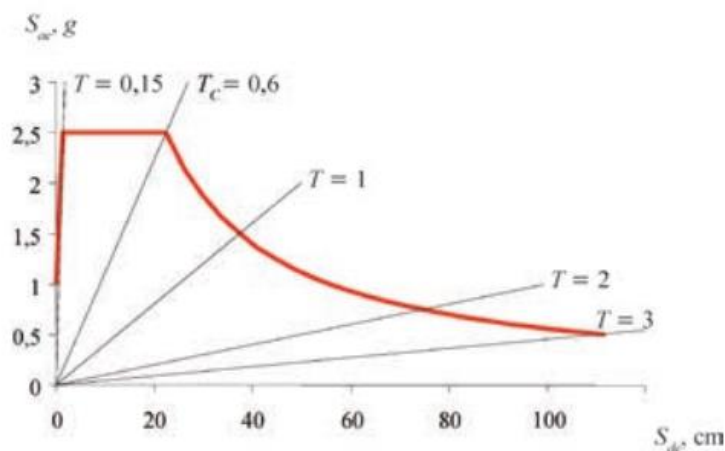
Slika 5.6 Shematski prikaz krivulje kapaciteta nosivosti [2]

Za određivanje ciljanog pomaka kod nelinearne statičke metode postupnog guranja, EC8-1 u svom dodatku B predlaže provedbu N2 postupka (Fajfar, 2000.) N2 metoda na modelu s više stupnjeva slobode provodi metodu postupnog guranja i kombinira je sa spektralnom analizom ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem s obzirom da se seizmički zahtjev i inače izražava spektrom određenog potresa za sustav s jednim stupnjem slobode. Taj seizmički zahtjev, koji predstavlja učinke djelovanja na konstrukciju, uspoređuje se sa seizmičkim kapacitetom konstrukcije koji predstavlja otpornost konstrukcije.

Seizmički zahtjev obično se definira kroz elastični spektar pseudoubrzanja, gdje se spektralno ubrzanje prikazuje kao funkcija prirodnog perioda konstrukcije. Na temelju njega, potrebno je odrediti nelinearni spektar ubrzanje-pomak (AD format, slika 5.7.):

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (5.6)$$

gdje su S_{ae} i S_{de} vrijednosti iz elastičnih spektara ubrzanja i pomaka.



Slika 5.7 $S_a - S_d$ dijagram [5]

Pri provedbi metode postupnog guranja, odabir prikladne raspodjele horizontalnih sila bitan je korak i jedinstveno rješenje ne postoji. Najčešće se uzima više oblika s ciljem da se što sličnije opišu stvarne inercijalne sile. Može biti trokutasti kako bi odgovarao inercijalnoj sili od konstantnog ubrzanja mase po visini zgrade, parabolični, pravokutni... Kao jedan od oblika

opterećenja može se uzeti i onaj koji odgovara modalnom obliku titranja. Sile se zadavaju u centru mase svake etaže, nezavisno, u dva horizontalna smjera i u svakom smjeru + i – predznaka.

Za određivanje sile i pomaka ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode koriste se slijedeće relacije;

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma} \quad (5.7)$$

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (5.8)$$

gdje je D_t pomak u razini krova sustava s više stupnjeva slobode, a

$$V = \sum P_i = \Phi^t \mathbf{m} \mathbf{1} p = p \sum m_i \Phi_i = p m^* \quad (5.9)$$

je poprečna sila u razini temelja modela konstrukcije s više stupnjeva slobode.

m^* je ekvivalentna masa sustava s jednim stupnjem slobode

$$m^* = \Phi^t \mathbf{m} \mathbf{1} = \sum m_i \Phi_i \quad (5.10)$$

Φ je oblik pomaka za koji se pretpostavlja da je neprovjenjiv i radi jednostavnosti je normaliziran tako da je vrijednost u razini krova jednaka jedinici.

Konstanta korištena za transformaciju u sustav s jednim stupnjem slobode naziva se faktor transformacije:

$$\Gamma = \frac{\Phi^t \mathbf{m} \mathbf{1}}{\Phi^t \mathbf{m} \Phi} = \frac{m^*}{L^*} \quad (5.11)$$

Mijenjajući mjerilo obje osi dijagrama pomak-sila, V- D_t dijagram sustava s više stupnjeva slobode odgovara F^* - D^* dijagramu ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode.

Početna krutosti ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode odgovara krutosti izvornog sustava s više stupnjeva slobode, koja je definirana V- D_t dijagramom:

$$k_{init}^* = \frac{F_y^*}{D_y^*} \quad (5.12)$$

N2 metoda zahtijeva da krutost nakon postignute granice popuštanja iznosi nula.

Zatim se odredi elastični period idealiziranog bilinearnog sistema:

$$T^* = \frac{2\pi}{\omega^*} = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k_{init}^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \quad (5.13)$$

gdje je D_y pomak, a F_y čvrstoća na granici popuštanja.

Sada se napokon u AD formatu može dobiti dijagram kapaciteta nosivosti, dijeljenjem sile iz dijagrama sila-pomak (F^* - D^*) s ekvivalentnom masom:

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (5.14)$$

Grafički postupak određivanja seizmičkog zahtjeva za sustav s jednim stupnjem slobode prikazan je na slici 5.8. S_{ad} predstavlja čvrstoću definiranu u propisima za duktilne sustave, a D_d^* je odgovarajući pomak dobiven linearnom analizom. Na istom dijagramu prikažu se zahtjevani spektar i dijagram kapaciteta nosivosti. Sjecište pravca koji odgovara elastičnom periodu T^* idealiziranog bilinearnog sustava s elastičnim zahtijevanim spektrom odgovara zahtijevanom ubrzanju S_{ae} potrebnom za elastično ponašanje i odgovarajućem zahtijevanom elastičnom pomak S_{de} . S_{ay} predstavlja zahtijevano ubrzanje i kapacitet nosivosti neelastičnog sustava izraženog preko ubrzanja na granici popuštanja. Omjer ubrzanja elastičnog i neelastičnog sistema predstavlja faktor redukcije:

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (5.15)$$

U slučaju da je T^* veći ili jednak T_C , zahtijevani neelastični pomak S_d jednak je elastičnom S_{de} jer u području srednjih i dugih perioda vrijedi pravilo jednakih pomaka. Onda je i zahtjev za duktilnosti $\mu = \frac{S_d}{D_y^*}$ jednak faktoru redukcije R_μ .

U slučaju da je elastični period manji od T_C , zahtijev za duktilnosti može se izračunati kao:

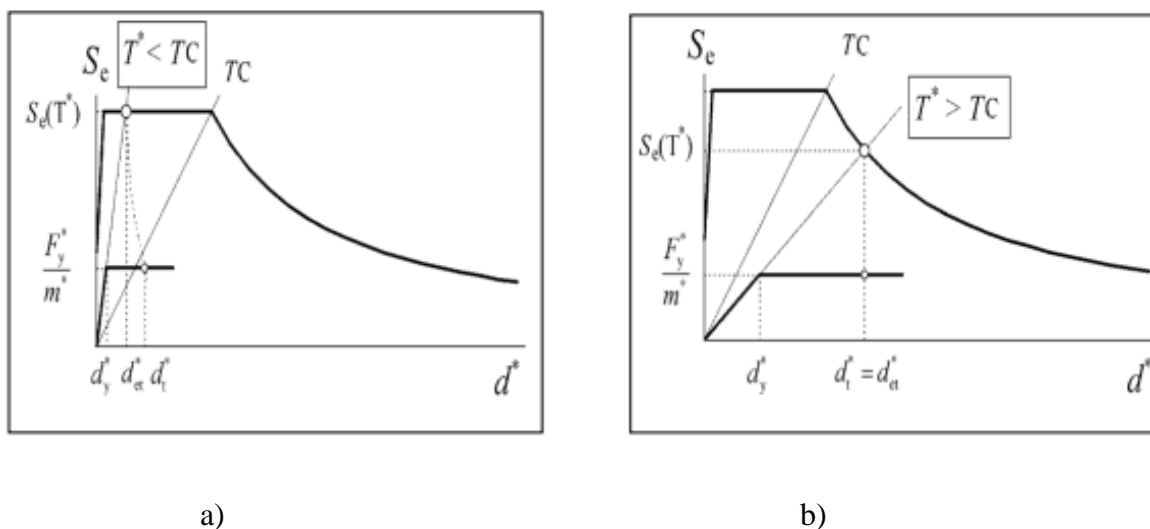
$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} + 1 \quad (5.16)$$

Zahtijevani pomak u tom slučaju računa se kao

$$S_d = \mu D_{y^*} = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \quad (5.17)$$

Obično se T_C definira kao prijelazni period iz područja kratkih u područje srednjih perioda, odnosno iz područja konstantnog ubrzanja spektra odziva u područje konstante brzine. Faktor duktilnosti koji se odredio iz dijagrama kapaciteta i onaj dobiven presijecanjem zahtijevanog spektra jednaki su. U slučaju da je krutost poslije tečenja različita od nule, sjecište se određuje uz horizontalnu liniju kroz ubrzanje na granici tečenja. [5]

Procedura se provodi za oba horizontalna smjera i s oba predznaka. Obično su rezultati + i – predznaka slični i za daljnji proračun se uzima veća vrijednost od te dvije.



Slika 5.8 Određivanje ciljanog pomaka ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za a) područje kratkih perioda i b) područje srednjih i dugih perioda [5]

Koristeći gornju jednadžbu (5.7) zahtijevani pomak sustava s jednim stupnjem slobode S_d transformira se u globalni zahtijevani maksimalni pomak u razini krova D_t sustava s više stupnjeva slobode koji predstavlja ciljani pomak iz Dodatka B Eurokoda 8-1.

Pod monotono rastućim bočnim opterećenjem konstrukcija se gura do dosezanja tog ciljanog pomaka. Pretpostavlja se da je raspodjela deformacije po visini konstrukcije kod statičke (*pushover*) analize približno jednaka onoj koja se dobije dinamičkom analizom. Kako je propisano u članku 4.3.3.4.2.3. Eurokoda 8, povećanjem ciljanog pomaka moguće je ispitati ponašanje konstrukcije uslijed ekstremnih slučajeva opterećenja koja prelaze projektne vrijednosti.

Odgovarajuće ponašanje može se procijeniti usporedbom seizmičkih zahtjeva određenih na temelju prethodnih jednadžbi s kapacitetima odgovarajućih razina ponašanja. Globalno ponašanje može se vizualizirati uspoređujući zahtjev za pomakom i kapacitet pomaka.

5.2.2.1. Aproksimacije, ograničenja, prednosti i mane metode postupnog guranja

Koristeći pushover analizu možemo dobiti procjenu ponašanja građevine koja je ušla u neelastičnu fazu uzimajući u obzir promjene krutosti pojedinih elemenata i raspodjelu sila. Elastične analize ne davaju nam podatke o ukupnim neelastičnim deformacijama koje se javljaju u kritičnim djelovima konstrukcijskih elemenata i pomoću kojih konstrukcija može disipirati unesenu seizmičku energiju. Točnost i valjanost rezultata pushover analize ovisi o pretpostavkama korištenima u proračunu kao i pristupu modeliranju, a ponajviše u pogledu histereznog ponašanja materijala ili elemenata, odabiru raspodijele bočnih sila i/ili odgovarajućem obliku pomaka. Zaključeno je da je kod korištenja opterećenja proporcionalnog prvom obliku titranja, procijenjena maksimalna nosivost manja jer je nemoguće reproducirati amplifikaciju uzrokovanu dinamičkim djelovanjem što povećava sile na višim katovima. Najbliže poklapanje s točnim dinamičkim proračunom pokazao je izbor oblika opterećenja proporcionalnog masama.

Najkritičnija pretpostavka upravo je nepromjenjiv oblik pomaka za vrijeme pobude što može biti značajno kod konstrukcija gdje su važni viši oblici vibriranja ili kod mekih tla. Ako se u prvom obliku titranja ne aktivira 85% ukupne mase, dominantan odziv nije u prvom obliku titranja i viši tonovi su značajni. Logično je onda zaključiti da je metoda ograničena na pravilne zgrade bez značajnog torzijskog odgovora. Jedno od rješenja je koristiti raspodjelu bočnih sila koja se mijenja

u svakom vremenskom koraku. Takve inačica metode postupnog guranja nazivaju se adaptivna pushover analiza (Elnashai, 2001.) i modalna pushover analiza (Chopra i Goel, 2002.) koja u obzir uzima utjecaj viših oblika vibriranja na sličan način kao u elastičnoj analizi.

5.2.3. Nelinearna dinamička metoda u vremenu (*time history*)

Nelinearna dinamička metoda u vremenu analiza smatra se najispravnijim pristupom u procjeni ponašanja zgrade pri djelovanju potresne pobude uz uvjet da su postupci modeliranja i ulazni podaci točni. Međutim, zbog svoje kompleksnosti i vremenske zahtjevanosti, bilo pri odabiru ulaznih podataka ili obradi izlatnih podataka, primjena ove metode je ograničena.

Prema EC8-1 kao zapisi mogu se koristiti umjetni akceleroگرامи i realni akceleroگرامи zabilježeni tijekom stvarnog potresa na lokaciji koja po seizmičnosti i karakteristikama tla približno odgovara lokaciji predmetne građevine. Preporuča se koristiti stvarne zapise, jer se umjetni akceleroگرامи prilagođavaju spektru odziva iz propisa koji nastaje statističkom obradom velikog broja potresnih zapisa što ih čini konzervativnijima. Stvarni akceleroگرامи moraju se umjeriti na željenu vrijednost vršnog ubrzanja tla koja ne smije biti manja od onog u projektnom spektru. Također, u rasponu od $0,2T_1$ i $2T_1$, gdje je T_1 period prvog oblika vibriranja, oni moraju biti bar za 90% veći od vrijednosti elastičnog spektra odziva s 5%-tnim prigušenjem. Mora se koristiti bar tri akceleroگرامа i mora se koristiti proračunska vrijednost onog koji daje najnepovoljniji odgovor konstrukcije. Ako se koristi sedam ili više zapisa, srednja vrijednost odziva konstrukcije uzima se za referentnu.

Odgovor konstrukcije podijeljen je na inkremente Δt i konstrukcija je opterećena silama koje ovise o vremenu $\Delta F(t)$. U svakom vremenskom koraku Δt , karakteristike materijala i komponente matrice krutosti sustava mijenjaju se. Za sustave s više stupnjeva slobode, gibanje je opisano jednadžbom:

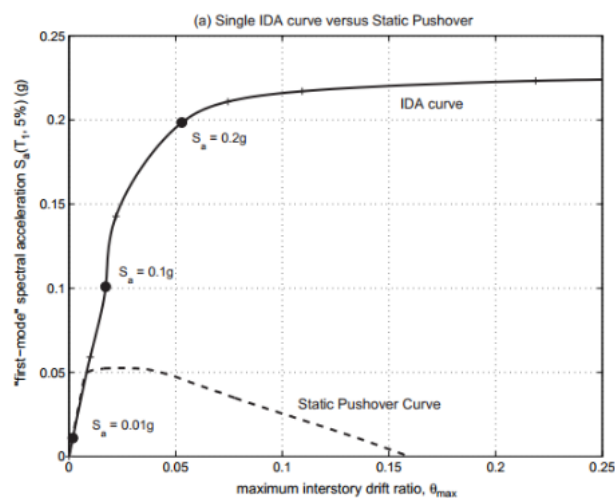
$$\mathbf{M}\Delta x + \mathbf{C}\Delta x + \mathbf{K}_t(t)\Delta x = \Delta F(t) \quad (5.18)$$

gdje je \mathbf{M} matrica masa sustava, \mathbf{C} je matrica prigušenja, a \mathbf{K}_t matrica krutosti ovisna o vremenu i Δx je inkrement pomaka u vremenskom intervalu Δt . Pri tome je važno da je vremenski korak

dovoljno mali kako bi se ispravno provela analiza. Broj koraka pri proračunu ovisi o omjeru duljine trajanja potresa i definiranog vremenskog koraka. Dakle, time history je također inkrementalna iterativna metoda, ali za razliku od metode postupnog guranja, kao osnovnu varijablu upotrebljava vrijeme, a ne silu i pomak.

5.2.4. Inkrementalna dinamička analiza

U postupku inkrementalne dinamičke analize, konstrukcija je podvrgnuta nizu nelinearnih time-history analiza uz povećanje intenziteta pobude. Rezultat je IDA krivulja koja prikazuje vezu između odgovora konstrukcije i razine intenziteta gibanja tla. Potrebno je odabrati prikladni parametar koji će opisivati te dvije pojave. Odgovor konstrukcije mjeri se, na primjer, preko maksimalnog međukatnog pomaka, pomaka vrha građevine, zaokreta čvorova (...), a razina intenziteta gibanja tla može se izraziti kao vršno ubrzanje tla, spektralno ubrzanje itd. Također, bitno je da podaci koji predstavljaju razinu intenziteta gibanja tla budu takvi da konstrukcija pri analizi prođe kroz cijeli ciklus odgovora na pobudu, od elastičnosti do tečenja i konačno globalne nestabilnosti. Na slici 5.9 je prikazana usporedba jedne takve krivulje s pushover krivuljom kapaciteta nosivosti. [15]

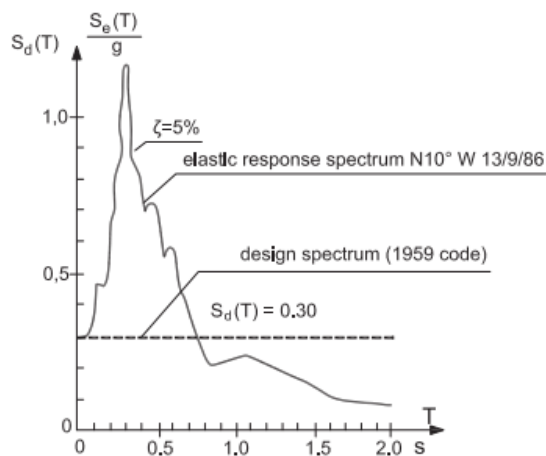


Slika 5.9 Krivulja kapaciteta nosivosti i IDA krivulja [15]

6. FAKTORI KOJI UTJEČU NA RAZINU OŠTEĆENJA

1. Razlika između stvarnog i projektnog spektra

Prvi i najvažniji razlog oštećenja konstrukcija je razlika između potresnog djelovanja koje se uzelo u obzir prilikom proračuna konstrukcije i onog koje je uzrokovalo oštećenje. Štoviše, velik broj postojećih građevina izveden je po prijašnjim propisima koji više nisu važeći. Jasno je za očekivati da će u tom spektru konstrukcija, velika većina pretrpjeti oštećenja. Na slici 6.1. na primjeru potresa u Kalamati 1986. može se primjetiti da skalirani projektni spekter za faktor ponašanja i faktor sigurnosti na temelju propisa iz 1959. ne odgovara stvarnom spektru odziva. [2]



Slika 6.1 Usporedba stvarnog i projektnog spektra

2. Krhki stupovi

Većina otkazivanja AB konstrukcija prouzročena je otkazivanjem stupova uzrokovanih savijanjem, uzdužnom silom ili posmikom pri velikoj uzdužnoj tlačnoj sili. U velikom broju slučajeva, armatura stupa ni ne dosegne granicu tečenja zbog velikog uzdužnog napreznja. Tako se može zaključiti da otkazivanju stupa najviše doprinosi degradacija mehaničkih svojstava betona uslijed velikih neelastičnih deformacija pod cikličkim opterećenjem. Vrlo često zbog velikog razmaka vilica, odnosno poprečne armature, dolazi do izvijanja uzdužnih armaturnih šipki. Upravo zbog lošeg armiranja je oštećeno 55% od 103 najoštećenije građevine 1999. u Ateni. [2]

3. Asimetrična krutost tlocrtno

Više puta se naglasilo da je ekscentričnost centra mase i krutosti od velike važnosti za ponašanje građevine za vrijeme potresa. Međutim, na temelju statističke procjene Penelisa i dr. nakon potresa u Solunu 1978. godine, ekscentrični položaj jezgre stubišta doprinosi samo 0.6% glavnoj vrijednosti postotka oštećenja građevine. Razlog je što zidane ispune mijenjaju raspodjelu krutosti i posljedično je utjecaj ekscentriciteta radi nesimetrične raspodjele krutih AB elemenata smanjen. Nesimetrični raspored konstrukcijski krutih elemenata u tlocrtu razlog je oštećenja 15% od 103 najoštećenije građevine u potresu u Ateni 1999., a nesimetričan raspored zidane ispune odgovara 7% slučajeva. [2]

4. Fleksibilna prizemna etaža

Kao što je već objašnjeno, naglo smanjenje krutosti u određenoj etaži uzrokuje koncentraciju naprezanja u konstrukcijskim elementima fleksibilnog kata što uzrokuje oštećenja. Dorwick je u svom radu 2005. dokazao da je posmična sila na etažama bez zidane ispune puno veća nego što bi bila da je ona kontinuirana po visini. Iz tog razloga EC8-1 zahtijeva povećanje proračunske poprečne sile za etaže sa smanjenom krutosti u usporedbi s onima ispod. Također se zahtijeva i visoka razina ovijenosti betona postavljajući vilice na manjem razmaku kako bi im se povećala duktilnosti. 1978. u Solunu 29.8% oštećenih građevina je bez zidane ispunje u prizemlju, a 1999. u Ateni je iz istog razloga oštećeno 22% od 103 najoštećenijih građevina. [2]

5. Kratki stupovi/nadvoji

U slučaju kratkih stupova ili nadvoja, kod kojih je omjer visine i širine manji od 2, raspodjela deformacije po poprečnom presjeku više nije linearna i utjecaj posmika postaje značajan. Takvi elementi osjetljivi su na pojavu krhkog loma u obliku X dijagonalnih pukotina zbog tlačne dijagonale što uzrokuje eksplozivni posmični slom. Fenomen otkazivanja kratkih stupova rjeđi je nego otkazivanje regularnih stupova. U slučaju potresa u Ateni 1999. otkazivanje kratkih stupova jedan je od glavnog razloga oštećenja blizu kolapsa u slučaju 16% od spomenute 103 građevine. [2]

6. Tlocrtni oblik

Zgrade koje tlocrtno imaju kvadratni oblik pokazuju najbolje ponašanje pri potresu, dok građevine razdjeljenih presjeka kao npr +, I, X ili s uvučenim rubovima pokazuju najgore. Iz tog razloga EC8 ne dopušta pojednostavljene metode proračuna ako građevina nema pravilni tlocrtni oblik. Uslijed potresa u Solunu 1978., 19.5% oštećenih građevina imalo je kvadratni tlocrtni oblik, a 32.5% nekonveksne tlocrtne oblike. [2]

7. Nepravilnost po visini

Za vrijeme potresa u Solunu 1978., od ukupnog broja oštećenih građevina, 15.9% bile su građevine pravilne po visini, a 29.9% ih je imalo tri ili više uzastopnih nepravilnosti. [2]

8. Ploče poduprte stupovima bez greda

Iako su kosnrukcijski atraktivni pošto ne zahtjevaju kompliciranu oplatu i omogućavaju veću svijetlju visinu etaže, ovakav tip sustava osjetljiv je na seizmičku pobudu i potrebno ga je izbjegavati pošto nije u potpunosti obuhvaćen propisima. Takvi sustavi posjeduju malu bočnu krutost i čak se pri potresima malog intenziteta "ljuljaju". Tip oštećenja koji se javlja kod ovakvih sustava uglavnom je vezan uz proboj stupa.

9. Oštećenja od prijašnjih potresa

Građevine koje su pretrpjele dopuštenu razinu oštećenja tijekom prijašnjih potresa i nisu ojačane već popravljene obično će pretrpjeti ista oštećenja s težim posljedicama tijekom sljedećeg potresa. Ovaj fenomen primjećen je tijekom potresa u Bukureštu 1977., gdje je velik broj obnovljenih građevina nakon potresa 1940. godine doživio kolaps. [2]

10. AB okvirne konstrukcije

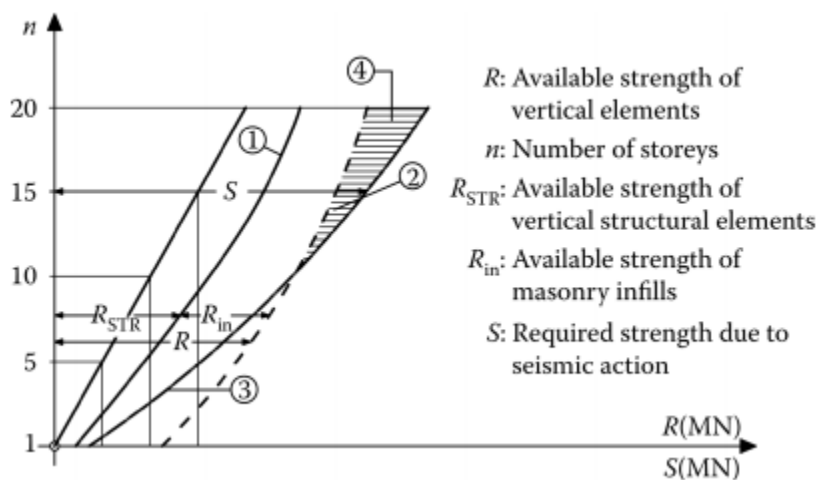
Za razliku od dvojnih sustava, okvirni mogu ostvariti veću duktilnost ali imaju manju krutost i čvrstoću. Iz tog razloga, za vrijeme potresa, okvirni sustavi razvijaju veće međukatne pomake što uzrokuje velika oštećenja u elementima ispune čiji popravak je skup. Iz tog razloga se od oko 1975. godine sve više prihvaća činjenica da su dvojni AB sustavi prikladniji.

22% oštećenih građevina u Solunu 1978. imale su posmične zidove, a 32.9% nisu. [2]

11. Broj etaža

Broj etaža direktno je povezan sa osnovnim periodom vibriranja sustava i stoga, teorijski, osjetljivost građevine na potres ovisi o ordinati spektra ubrzanja tog potresa koji odgovara periodu T u ovisnosti s onim iz proračunskog spektra odziva građevine. Dakle, osjetljivost građevine na potres trebala bi biti neovisna o broju etaža u slučaju da su proračunski spektar i stvarni spektar slični. Međutim, statistički podaci temeljeni na stvarnim potresima pokazuju da se osjetljivost na potresna djelovanja povećava s visinom građevine. Na slici 6.2 ilustrativno je prikazana osjetljivost na potres visokih građevina. X os predstavlja čvrstoću sustava, a Y os broj etaža. Krivulja 1 predstavlja posmičnu čvrstoću vertikalnih elemenata, krivulja 2 je dodatna čvrstoća od zidane ispune koja je ista na svim etažama, a krivulja 3 predstavlja zahtjevanu posmičnu otpornost u slučaju snažnog potresa. Crtkana površina onda predstavlja oštećene građevine.

U Solunu 1978., 10.9% oštećenih građevina imalo je do tri etaže dok ih je čak 34.9% imalo preko šest etaža. [2]



Slika 6.2 Ovisnost katnosti i čvrstoće [2]

12. Temelji

Učinci temeljenja na oštećenja uslijed potresa mogu biti direktni ili indirektni. Direktni obuhvaćaju otkazivanje elemenata temelja, slom temeljnog tla, likvifikaciju tla, diferencijalna slijeganja ili odron temeljnog tla. Indirektni učinci su oni povezani s nepravilnom izvedbom spoja temelja i stupova koji uzrokuju gibanja stupova izvan faze. Nije jednostavno procijeniti kako odabir temeljenja indirektno utječe na osjetljivost konstrukcije pri potresu zbog utjecaja različitih faktora kao što su faktor povećanja seizmičke pobude u slučaju mekog tla ili povećanje perioda konstrukcije za takva tla.

13. Spojene zgrade

Impulsni udar koji zgrada primi od susjedne za vrijeme potresa znatno utječe na oštećenje. U slučaju da se razine stropnih ploča ne podudaraju, problem postaje još veći. Tada ploča jedne zgrade udara u stupove druge što uzrokuje slom stupa. Samo 19% oštećenih zgrada u potresu u Solunu 1978. imalo je iste razine etaža kao one na koje su spojene, dok ih čak 30.5% nije. [2]

Položaj zgrade u bloku ima značajan utjecaj na ponašanje konstrukcije prilikom potresa. Zgrade uz rubove bloka puno su osjetljivije od slobodno stojećih. Jedan od razloga je asimetrična raspodjela krutosti tlocrtno jer se obično upravo na tim mjestima smještaju trgovine zbog čega nije u prizemnoj etaži prisutna zidana ispuna na, obično, dvije obodne strane. Anagnostopoulos u svom radu 1988. kao razlog navodi i prijenos kinetičke energije na rubne zgrade sudaranjem što uzrokuje povećanje unutarnjih sila kod tih zgrada.

7. NUMERIČKI PRORAČUN

Kao što je već naglašeno, dosadašnji primjeri u praksi pokazali su da upravo nepoštivanje osnovnih i temeljnih načela idejnog proračuna dovodi do velikih oštećenja konstrukcija, a često i do kolapsa čitave građevine. Na primjerima okvirnih sustava ispitana je ovisnost nekih od objašnjenih kriterija s razinom oštećenja.

Svaki je model modeliran kao prostorni model u software-u ETABS v18.02.2 i sastoji se od tri polja raspona 4 m u x smjeru i četiri polja raspona 5 m u y smjeru što čini ukupni raster 12x20 m. Visina etaže iznosi 3 m, osim u modelu MSK3 kod kojeg je visina prizemne etaže 4,5 m. Beton je kvalitete C25/30, modula elastičnosti $E_c = 31$ GPa. Kvaliteta armaturnog čelika jest B500B. Osim vlastite težine, uzeto je dodatno stalno opterećenje od težine slojeva poda međukatne konstrukcije koje iznosi $3,5 \text{ kN/m}^2$, a uporabno opterećenje uzeto je s vrijednosti 2 kN/m^2 . Za sve građevine pretpostavlja se da se nalaze u Zagrebu gdje je temeljno tlo tipa C, a vršno ubrzanje tla iznosi $a_g = 0,254 \text{ g}$. Razred važnosti je II.

Potresno gibanje u nekoj točki na površini procjenjuje se prema normi EN 1998 i prikazuje se elastičnim spektrom ubrzanja odziva temeljnog tla koji se naziva elastični spektar odziva. Za temeljno tlo tipa C, vrijednosti parametra koje opisuju elastični spektar odziva tipa 1 su $T_B = 0,20 \text{ s}$, $T_C = 0,6 \text{ s}$, $T_D = 2,0 \text{ s}$ i $S = 1,15$, gdje su T_B , T_C i T_D vrijednosti perioda, a S je faktor tla. Vršno ubrzanje tla iznosi $a_g = 0,127 \text{ g}$ za povratno razdoblje od $T_p = 95$ godina i zgrada je klasificirana u razred važnosti II stoga faktor važnosti iznosi $\gamma_1 = 1,0$. Elastični spektar odziva uzima se uz 5%-tno prigušenje.

Prije definiranja samog projektnog spektra, potrebno je odrediti faktor ponašanja q ovisno o tipu konstrukcije, odnosno ponašanju konstrukcije pod djelovanjem horizontalnog potresnog opterećenja, razredu duktilnosti, pravilnosti sustava po visini i prevladavajućem obliku sloma konstrukcijskog sustava sa zidovima. Vršno ubrzanje tla uzeto je za povratni period $T_p = 475$ godina i iznosi $a_g = 0,254 \text{ g}$.

Grede i stupovi modeliraju se kao linijski elementi pravokutnog, odnosno T poprečnog presjeka.

Mase i momenti tromosti združeni su u centru mase svake etaže, a izračunati su za sva gravitavijska opterećenja koja se javljaju u kombinaciji $\sum G_{k,i} + \psi_{Ej} \cdot Q_{k,j}$. Parametri elastične krutosti konstrukcijskih elemenata pomoženi su s 0,5 kako bi se u obzir uzelo raspucavanje betona prilikom proračuna reznih sila. Debljina ploče u svakom modelu pretpostavljena je 18 cm. Potrebne količine armature dobivene su u programskom paketu u skladu s Eurokodom 2 za tri kombinacije opterećenja; granično stanje nosivosti i potresne kombinacije:

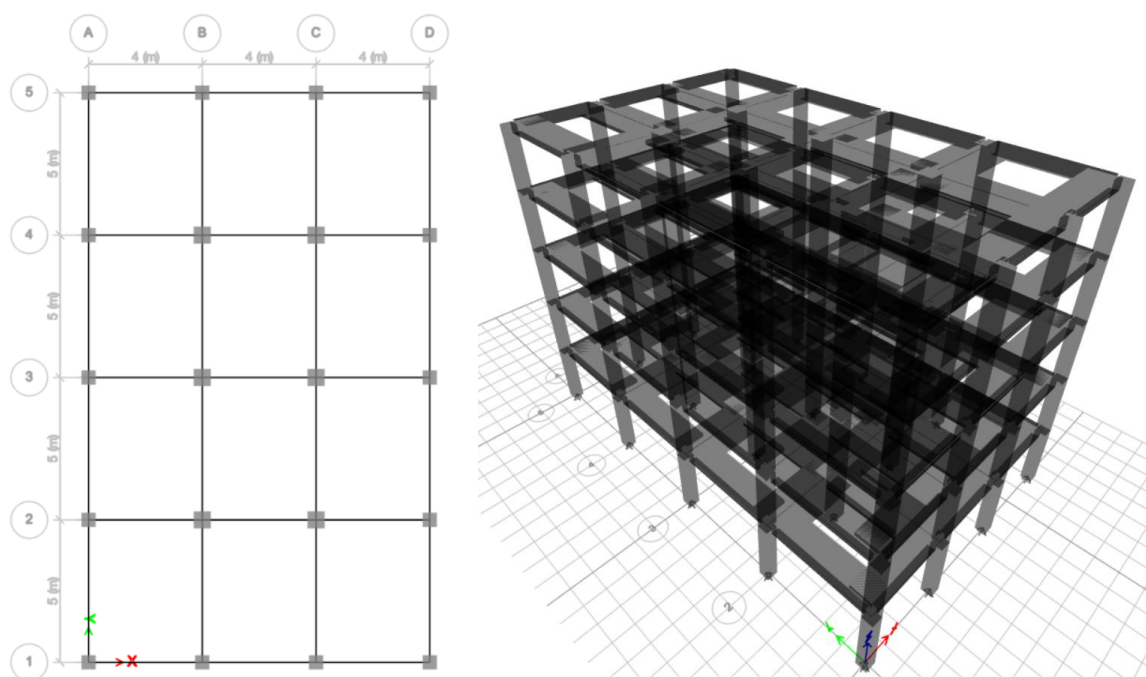
$$E_d^{GSN} = 1,35G_k + 1,5Q_k \quad (7.1)$$

$$E_d^{S,x} = 1,0G_k + 0,3Q_k + 1,0S_x + 0,3S_y \quad (7.2)$$

$$E_d^{S,y} = 1,0G_k + 0,3Q_k + 1,0S_y + 0,3S_x \quad (7.3)$$

7.1. Model MR

Prvi model nazvan je MR, gdje R znači da se radi o referentnom modelu. Ukupna bruto površina je 1200 m^2 , a ukupna visina je 15 m. Građevina se smatra pravilnom po tlocrtu i visini stoga faktor ponašanja iznosi $q=3,9$, s obzirom da se radi o razredu srednje duktilnosti. Stupovi su dimenzija $50 \times 50 \text{ cm}$ i $60 \times 60 \text{ cm}$, a grede su modelirane kao grede T presjeka. Armatura greda i stupova je prikazana u tablici 7.1. i slikama 7.2. i 7.3., a efektivne širine greda u tablici 7.2.



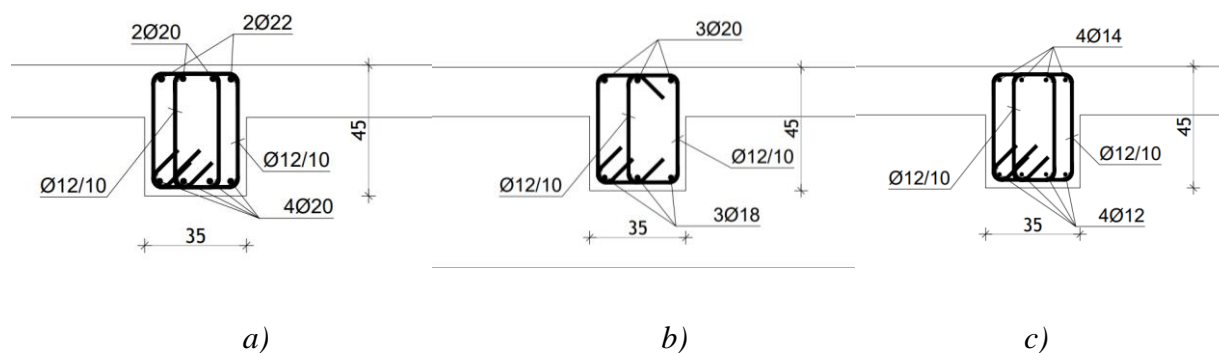
Slika 7.1 Tlocrtni i trodimenzijski prikaz modela

Tablica 7.1 Količine armature greda i stupova

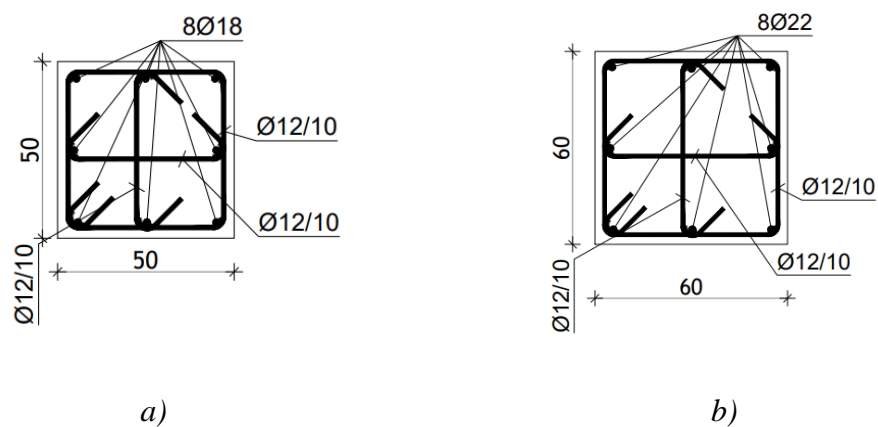
	GREDE			STUP	STUP
	1. etaža	2. i 3. etaža	4. i 5. etaža		
Poprečni presjek (cm)	35x45	35x45	35x45	50x50	60x60
Uzdužna armatura	6 Φ 20 + 2 Φ 22	3 Φ 18 + 3 Φ 20	4 Φ 14 + 4 Φ 12	8 Φ 18	8 Φ 22
Poprečna armatura	Φ 12/10 cm	Φ 12/10 cm	Φ 12/10 cm	Φ 12/10 cm	Φ 12/10 cm

Tablica 7.2 Efektivne širine rubnih i središnjih greda

	X smjer	Y smjer
L (cm)	400	500
T beff (cm)	203	200
L beff (cm)	119	117,5



Slika 7.2 Armatura greda a) G1 b) G2,3 c) G4,5

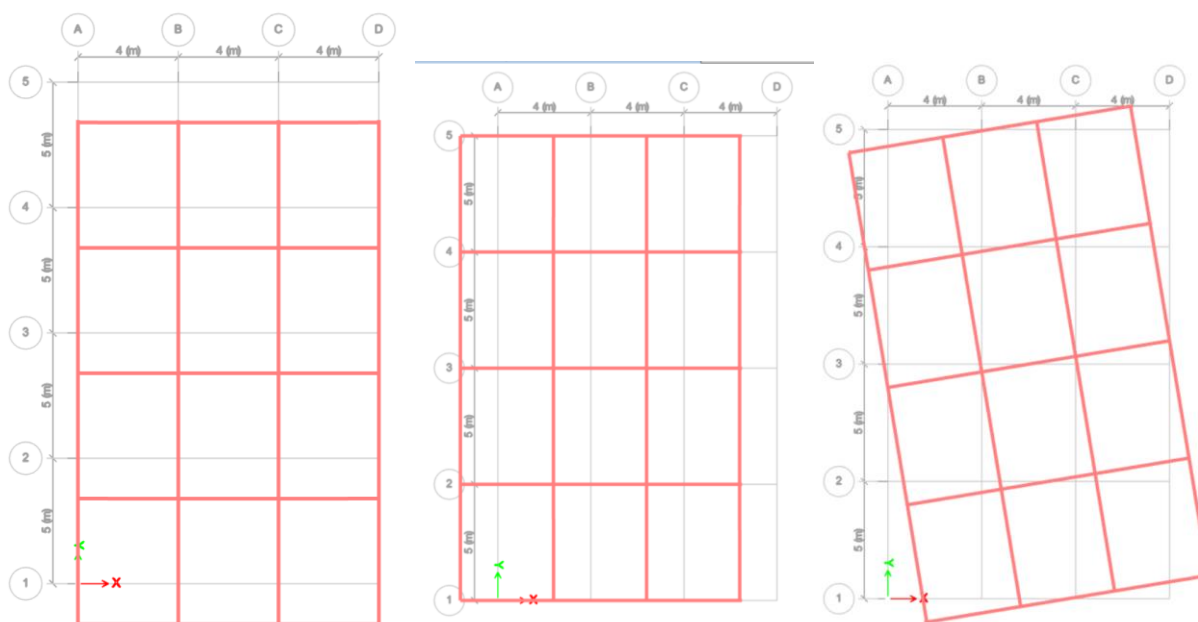


Slika 7.3 Armatura stupova a) 50x50 cm b) 60x60 cm

7.1.1. Modalna analiza

Modalnom analizom određeni su dinamički parametri konstrukcije i na slici 7.4. prikazana su prva tri oblika vibriranja konstrukcije. Prvi oblik je čista translacija u Y smjeru, zatim translacija u

X smjeru i treći oblik je torzija. To su i očekivani oblici titranja s obzirom da se radi o pravilnoj konstrukciji kakva je i odabrana kako bi se mogla primijeniti metoda postupnog guranja. Zadovoljen je i drugi uvjet za primjenu metode postupnog guranja koji traži da se u prva dva moda aktivira bar 60% mase. Ukupna poprečna sila u razini temelja za mjerodavnu kombinaciju opterećenja PTRSQ u X smjeru iznosi 2564,12 kN, što je 16,3% ukupne težine konstrukcije, a za smjer Y 2474,98 kN što je 15,7% ukupne težine.



Slika 7.4 Prva tri oblika vibriranja MR

Tablica 7.3 Prva tri moda vibriranja MR

mod	Period (s)	aktivirana masa		
		UX (%)	UY(%)	RZ(%)
1	0,643	0,0	93,8	0,0
2	0,616	94,0	0,0	0,0
3	0,609	0,0	0,0	94,3

7.1.2. Dijagram moment zakrivljenost

Dijagrami moment zakrivljenost stupova određeni su za pet vrsta stupova ovisno o dimenzijama poprečnog presjeka, odnosno količini armature i prosječnoj vrijednosti uzdužne sile dobivene iz kombinacije:

$$1,0 VT + 1,0 G + 0,3 Q \quad (7.4)$$

Dijagrami su prikazani na slici 7.6, a određeni su uzimajući u obzir ovijenost betona. Pri definiranju idealiziranog dijagrama moment-rotacija presjeka u ETABS-u, potrebno je od svake zakrivljenosti poprečnog presjeka oduzeti elastični dio i pomnožiti je s duljinom plastičnog zgloba. Prema EC8-3, duljina plastičnog zgloba definirana je kao:

$$L_{pl} = 0,1L_v + 0,17h + 0,24 \frac{d_{bl}f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (7.5)$$

gdje je

L_v omjer momenta i poprečne sile na kraju raspona, odnosno posmična duljina,

h visina presjeka,

f_c tlačna čvrstoća betona u MPa,

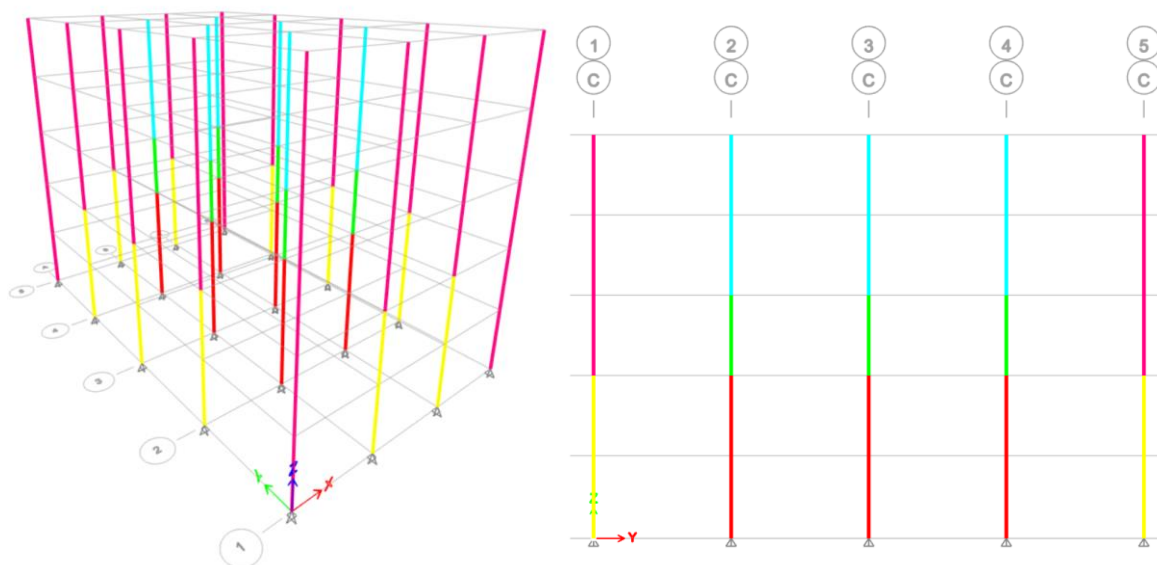
d_{bl} srednji promjer vlačne armature

f_y granica popuštanja armature, također u MP.

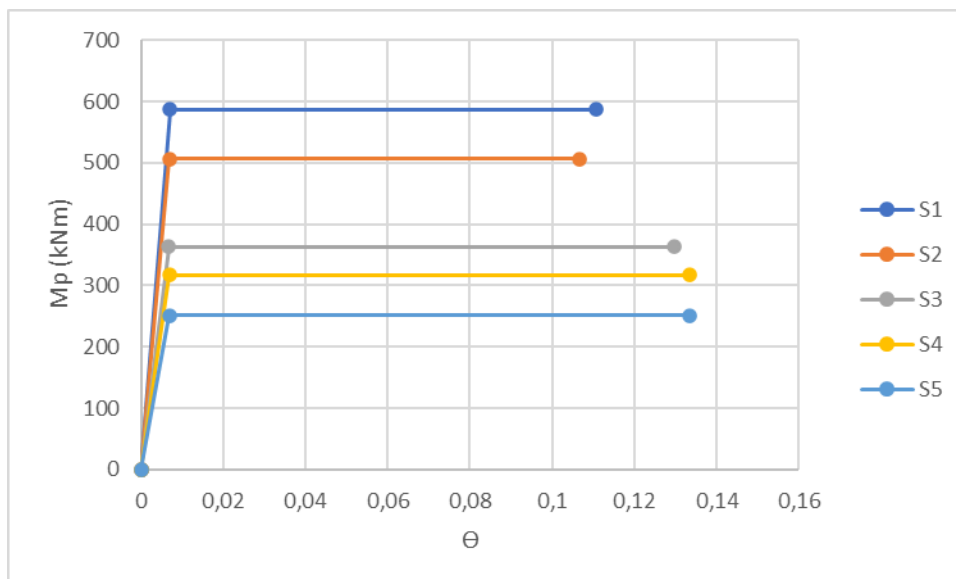
U tablici 7.4 su, osim vrijednosti karakterističnih točaka dijagrama moment-zakrivljenost, popisane i vrijednosti graničnih stanja. Stupovima su dodijeljeni duktilni M2 i M3 zglobovi, a gredama duktilni M3 zglobovi jer se smatra da je količina poprečne armature dovoljna da se ne provjerava djelovanje poprečne sile u gredi. S obzirom da vlačna i tlačna armatura grede nije simetrična, ni dijagram moment-zakrivljenost nije simetričan i zbog toga su u tablici dane vrijednosti zakrivljenosti i rotacija za pozitivni i negativni moment plastifikacije. Zglobovi su dodijeljeni na 5% duljine elementa s obje strane.

Tablica 7.4 Vrijednosti koeficijenta stupova modela MR

Oznaka stupa	S1	S2	S3	S4	S5
Poprečni presjek (cm)	60x60	60x60	60x60	50x50	50x50
Udružna sila N (kN)	1084,67	722,0	363,50	565,50	234,50
Φ_y (1/mm)	0,0000071	0,00000698	0,00000676	0,000006690	0,00000669
Φ_u (1/mm)	0,000111	0,000107	0,00013	0,000133	0,000127
Mpl (kNm)	586,83	506,51	363,1	317,51	251,78
Θ_{um} (BR)	0,046266	0,047768	0,049297	0,043819	0,045697
Θ_{sd} (ZO)	0,0347	0,035826	0,036973	0,032865	0,034272
Θ_y (OO)	0,008623	0,00856	0,008486	0,009159	0,009059
Lp (cm)	680,26	680,26	680,26	585,40	585,40



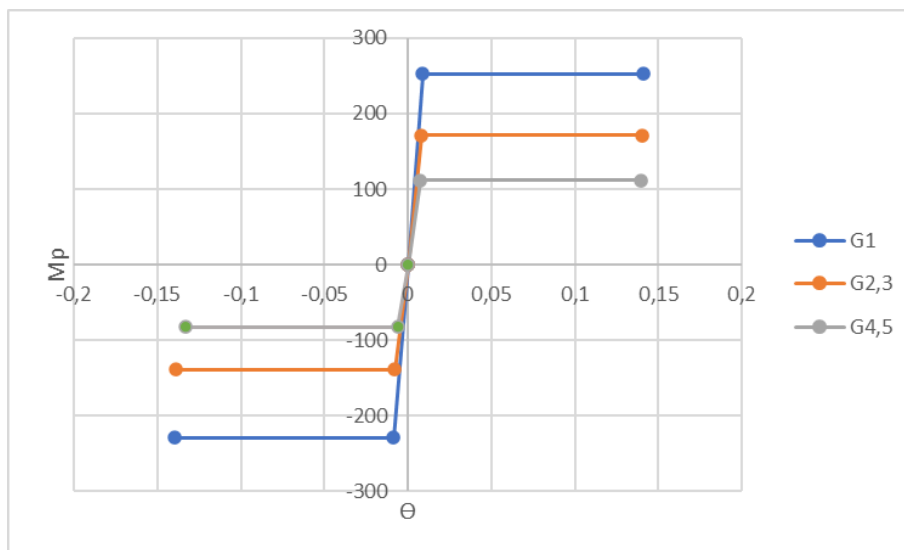
Slika 7.5 Podijela stupova MR



Slika 7.6 Bilinearni dijagram svih stupova MR

Tablica 7.5 Vrijednosti koeficijenata grede MR

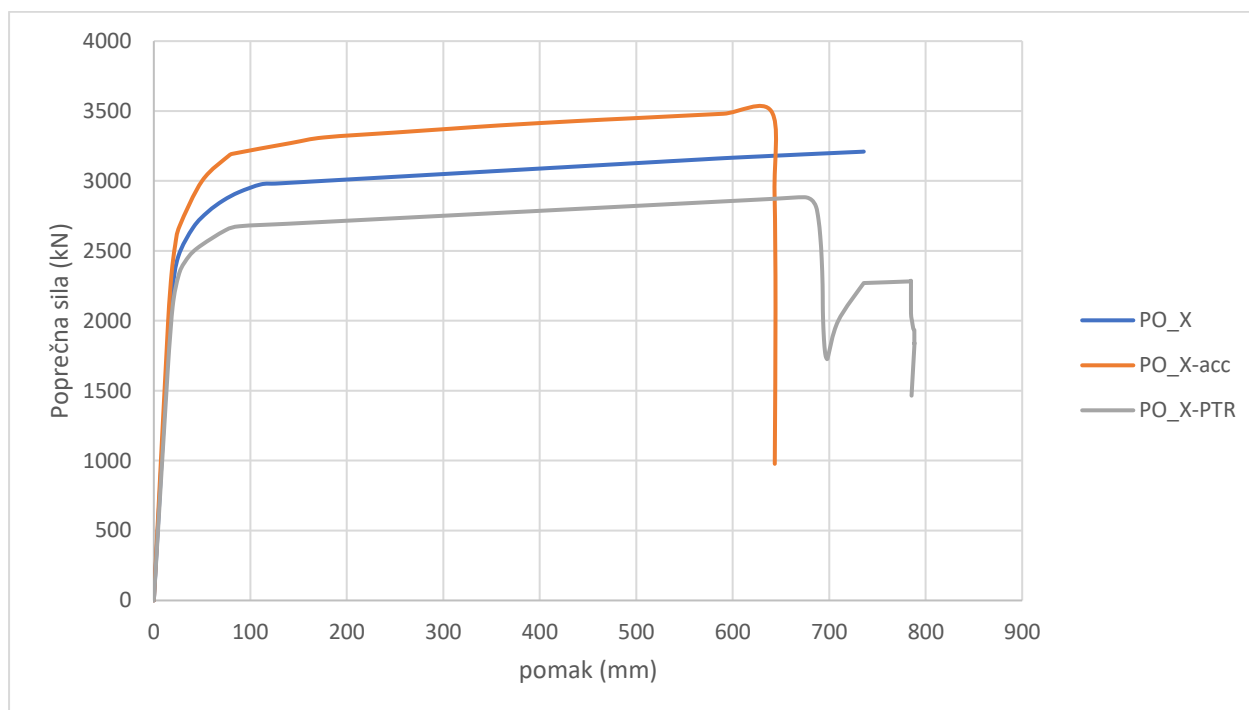
Oznaka grede	G1	G2,3	G4,5
Poprečni presjek (cm)	35x45	35x45	35x45
Udružna sila N (kN)	0	0	0
Φ_y (1/mm)	0,00000879 -0,00000861	0,00000823 -0,00000796	0,00000733 -0,00000618
Φ_u (1/mm)	0,000141 -0,00014	0,00014 -0,000139	0,00014 -0,000133
M_{pl} (kNm)	252,55 -229,2	171,0 -139,2	111,5 -82,3
Θ_{um} (BR)	0,037673 -0,053281	0,045418 -0,050151	0,047907 -0,055073
Θ_{sd} (ZO)	0,037673 -0,039961	0,034064 -0,037613	0,03593 -0,041305
Θ_y (OO)	0,010485 -0,010356	0,009887 -0,009527	0,008993 -0,007899
L_p (cm)	754,76	715,83	599,03



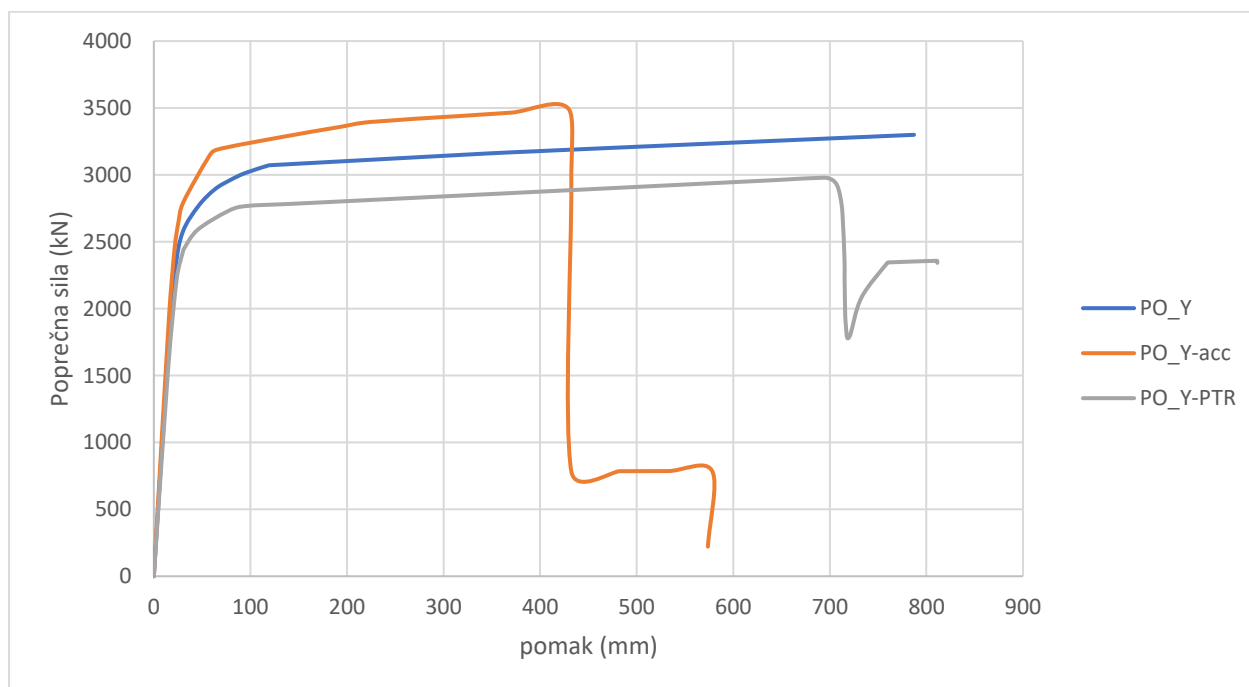
Slika 7.7 Bilinearni dijagram svih greda MR

7.1.3. Krivulje kapaciteta nosivosti

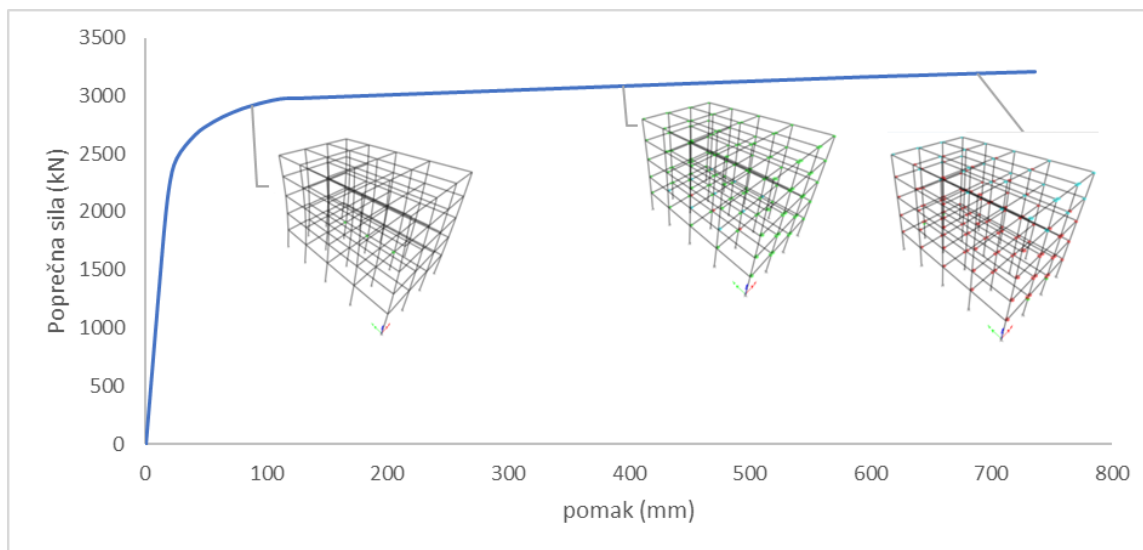
Na slikama 7.8. i 7.9. prikazane su krivulje kapaciteta nosivosti zgrade za oba smjera za tri vrste bočnog opterećenja; modalnim oblikom, potresnim silama i ubrzanjem. Opterećivanjem ubrzanjem moguće je gurati konstrukciju većim silama, ali duktilnost je manja nego u druga dva slučaja. Dalje će se obrađivati rezultati dobiveni opterećivanjem modalnim oblikom jer se radi o pravilnoj zgradi, bez torzijskih učinaka, za koju je takav oblik bočnog opterećenja i preporučen. U tablici 7.6 dane su vrijednosti poprečne sile i pomaka pri kojima se pojedini elementi dosežu granična stanja za slučaj opterećivanja modalnim oblikom, a te točke označene su i na krivulji kapaciteta nosivosti na slikama 7.10. i 7.11. U tablici 7.7 prikazane su vrijednosti početne i konačne krutosti zgrade po etažama za prvi i konačni korak *pushover* analiza. Dobivene su kao vrijednosti poprečne sile na razini etaže podijeljene s maksimalnim pomakom etaže.



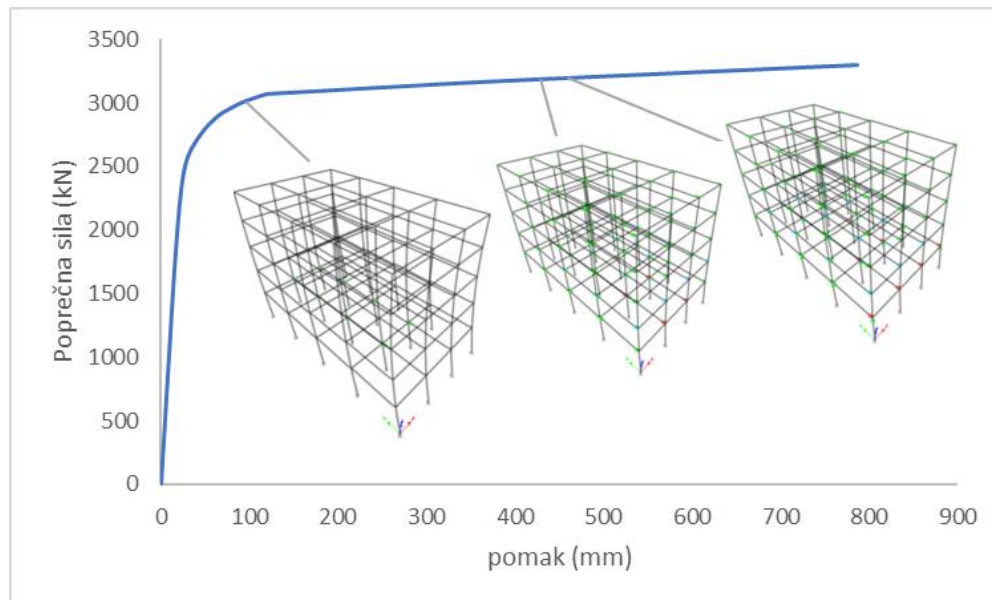
Slika 7.8 Krivulja kapaciteta nosivosti zgrade za smjer X za različite oblike opterećenja (MR)



Slika 7.9 Krivulja kapaciteta nosivosti zgrade za smjer Y za različite oblike opterećenja (MR)



Slika 7.10 Krivulja kapaciteta nosivosti zgrade za smjer X (MR)



Slika 7.11 Krivulja kapaciteta nosivosti zgrade za smjer Y (MR)

Tablica 7.6 Vrijednosti naznačenih točaka krivulje kapaciteta nosivosti MR

		prva greda OO	prvi stup OO	prva greda BR	prvi stup BR
PO_X	korak	7	46	27	-
	Vb (kN)	2920,4192	3194,983	3086,879	-
	δ (mm)	88,359	688,649	395,724	-
PO_Y	korak	7	31	29	-
	Vb (kN)	3014,5198	3196,651	3186,983	-
	δ (mm)	95	458,028	428,028	-

Tablica 7.7 Vrijednosti početnih i konačnih krutosti etaža MR

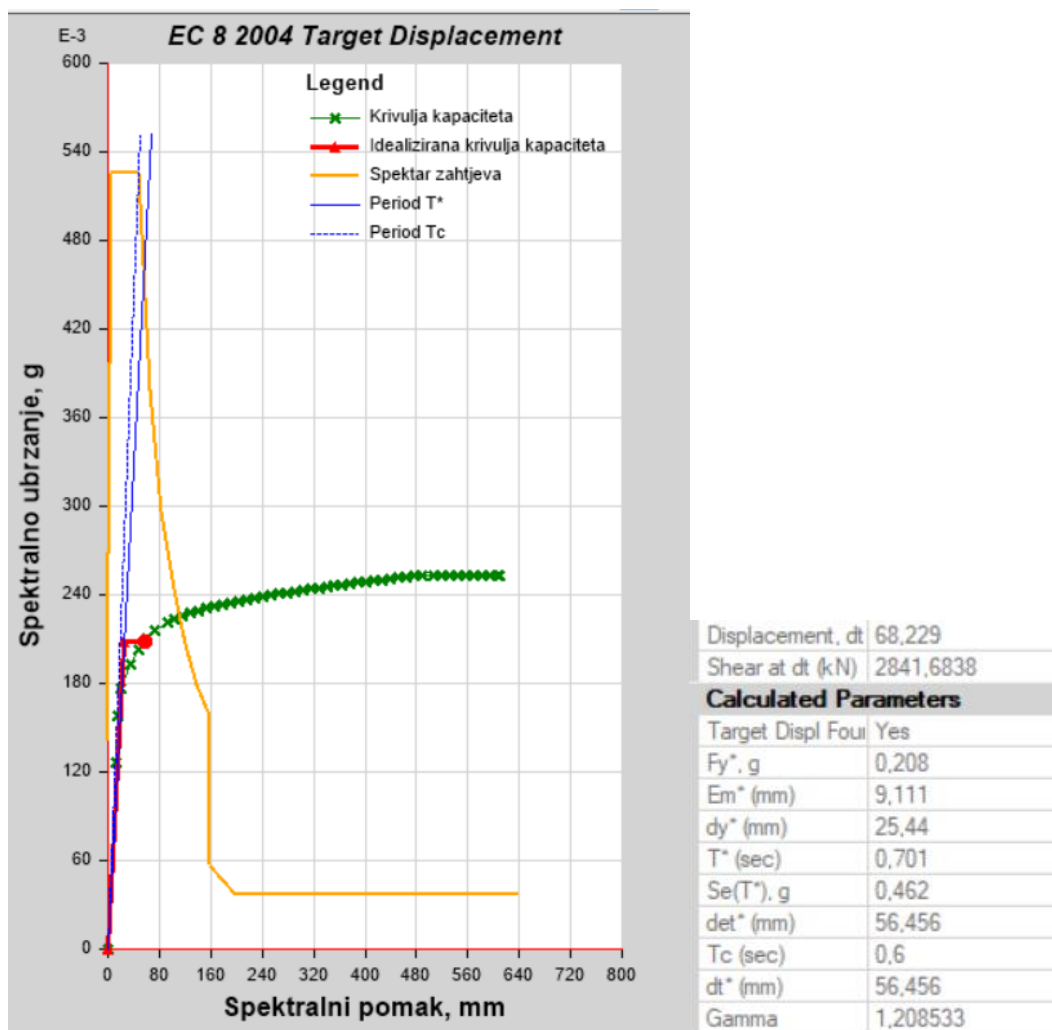
	PO_X		PO_Y	
	početna krutost (kN/m)	konačna krutost (kN/m)	početna krutost (kN/m)	konačna krutost (kN/m)
5. etaža	1400373	18751	1294513	21919
4. etaža	1619961	35145	1483260	40668
3. etaža	1626094	46010	1467270	45508
2. etaža	1422341	54094	1271918	52041
1. etaža	802644	50097	748510	38889

7.1.4. Proračun kapaciteta i zahtjeva za deformacijom

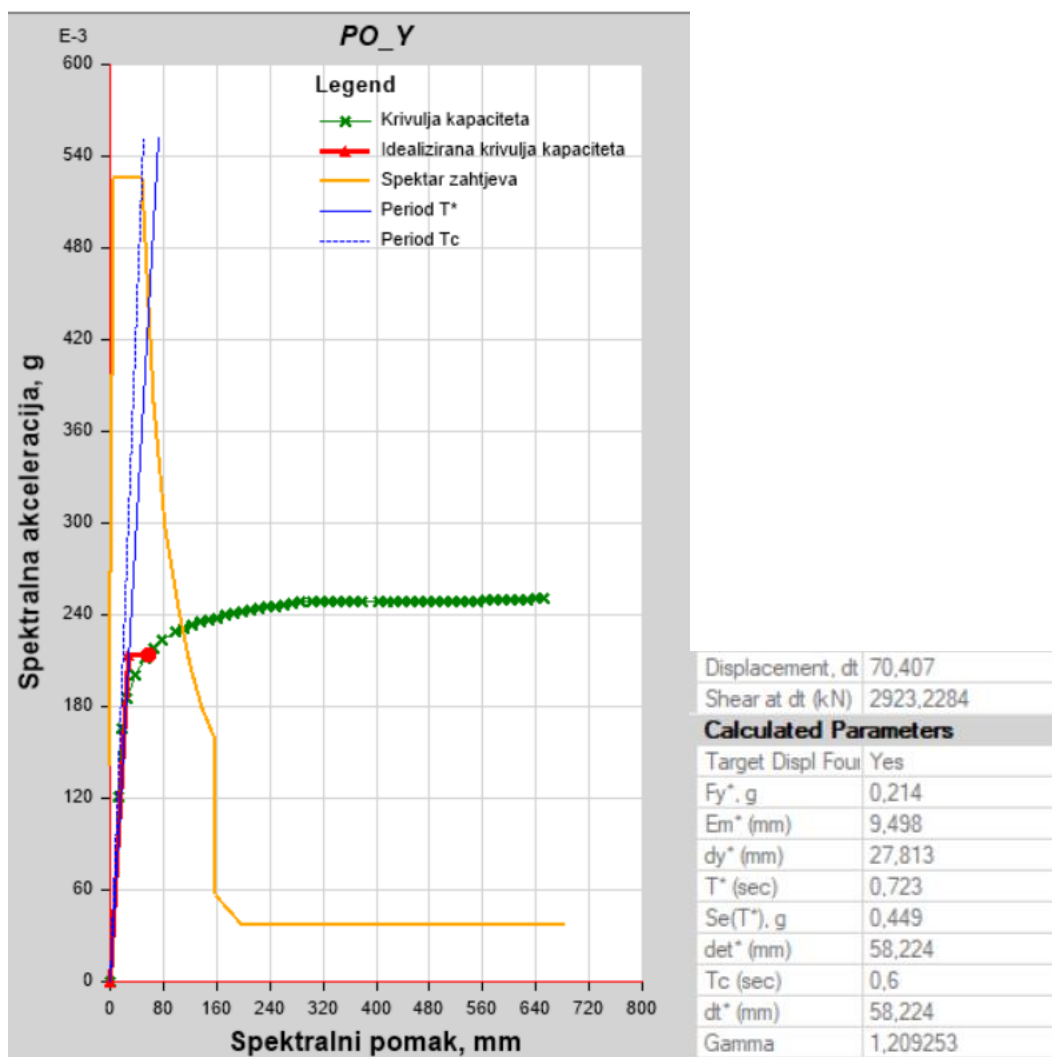
Za svako granično stanje koje je povezano s dopuštenom razinom oštećenja, povratnim periodom i vršnim ubrzanjem tla prikazane su krivulje kapaciteta svedene na sustav s jednim stupnjem slobode koristeći se prethodno opisanom N2 metodom. Također, i proračunati parametri ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode te zahtijevani pomak.

7.1.4.1. Granično stanje ograničenog oštećenja

Kao primjer zahtjeva za ograničenim oštećenjem može se postaviti zahtjev da ne dolazi do opadanja zaštitnog sloja betona u zahtjevanom povratnom periodu. Povratnom periodu od 225 godina odgovara vršno ubrzanje tla $a_g=0,183g$ za grad Zagreb. S obzirom da se za oba smjera zahtijevani pomak ostvaruje u 6. koraku analize, prije početka tečenja bilo kojeg elementa, zahtjev ograničenog oštećenja je ispunjen.



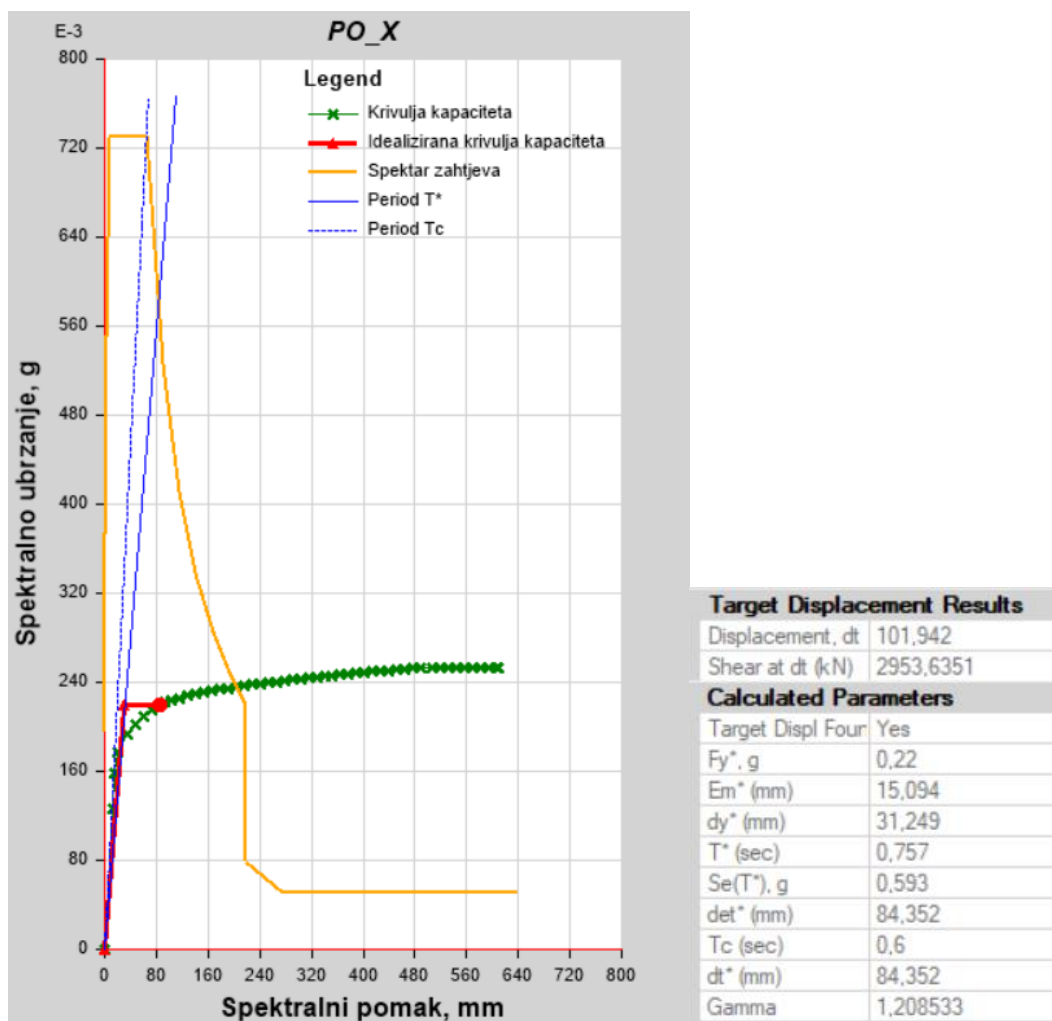
Tablica 7.8 Krivulja kapaciteta ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za smjer X (MR)



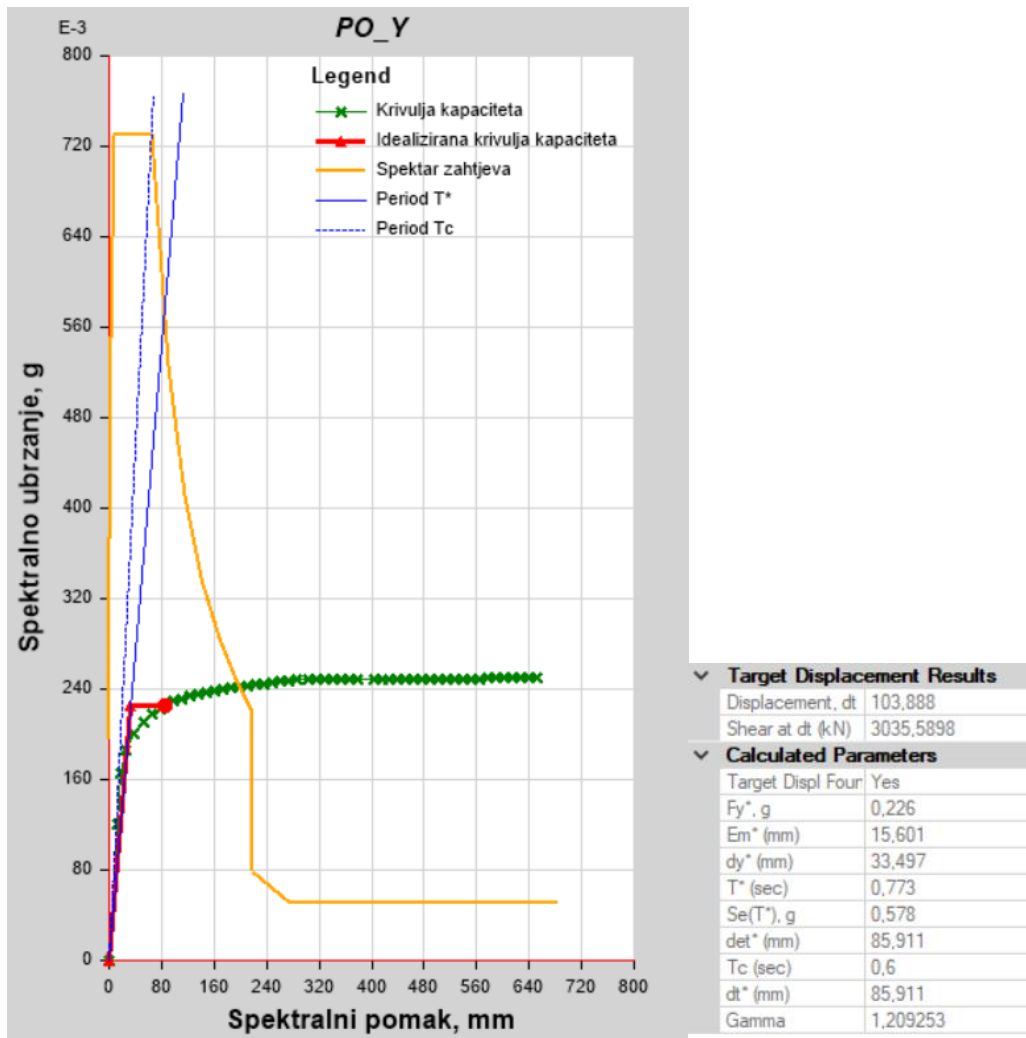
Tablica 7.9. Krivulja kapaciteta ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za smjer Y (MR)

7.1.4.2. Granično stanje znatnog oštećenja

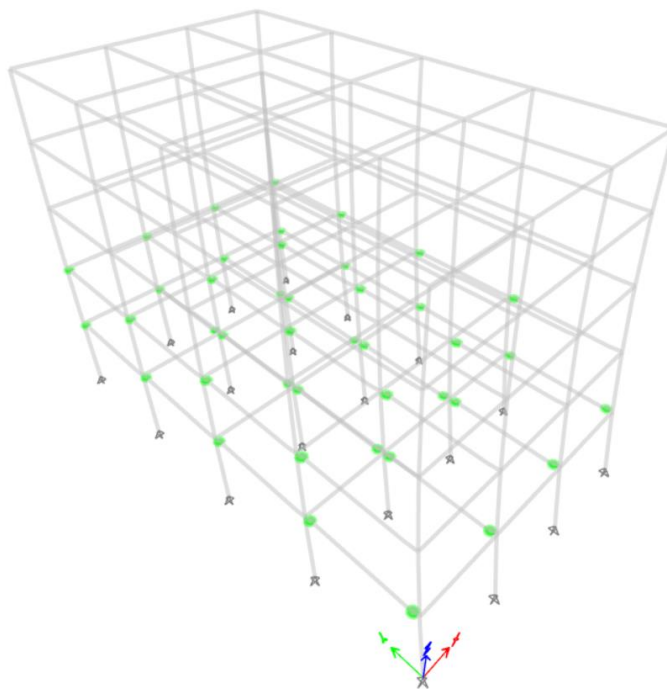
Granično stanje znatnog oštećenja ekvivalentno je razini ponašanja 3 koju definira FEMA i koja se odnosi na sačuvanje ljudskih života. Povratnom periodu od 475 godina, za Zagreb, odgovara vršno ubrzanje tla $a_g=0,254$ g. Određeni ciljani pomak postiže se u 8. koraku u kojem se, kako je vidljivo na slici 7.12 plastificira većina greda prve i druge etaže, a još uvijek ne dosežu lokalno granično stanje znatnog oštećenja stoga se može zaključiti da je i granično stanje znatnog oštećenja za konstrukciju zadovoljeno. Slično ponašanje očituje se za oba smjera.



Tablica 7.10 Krivulja kapaciteta ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za smjer X (MR)



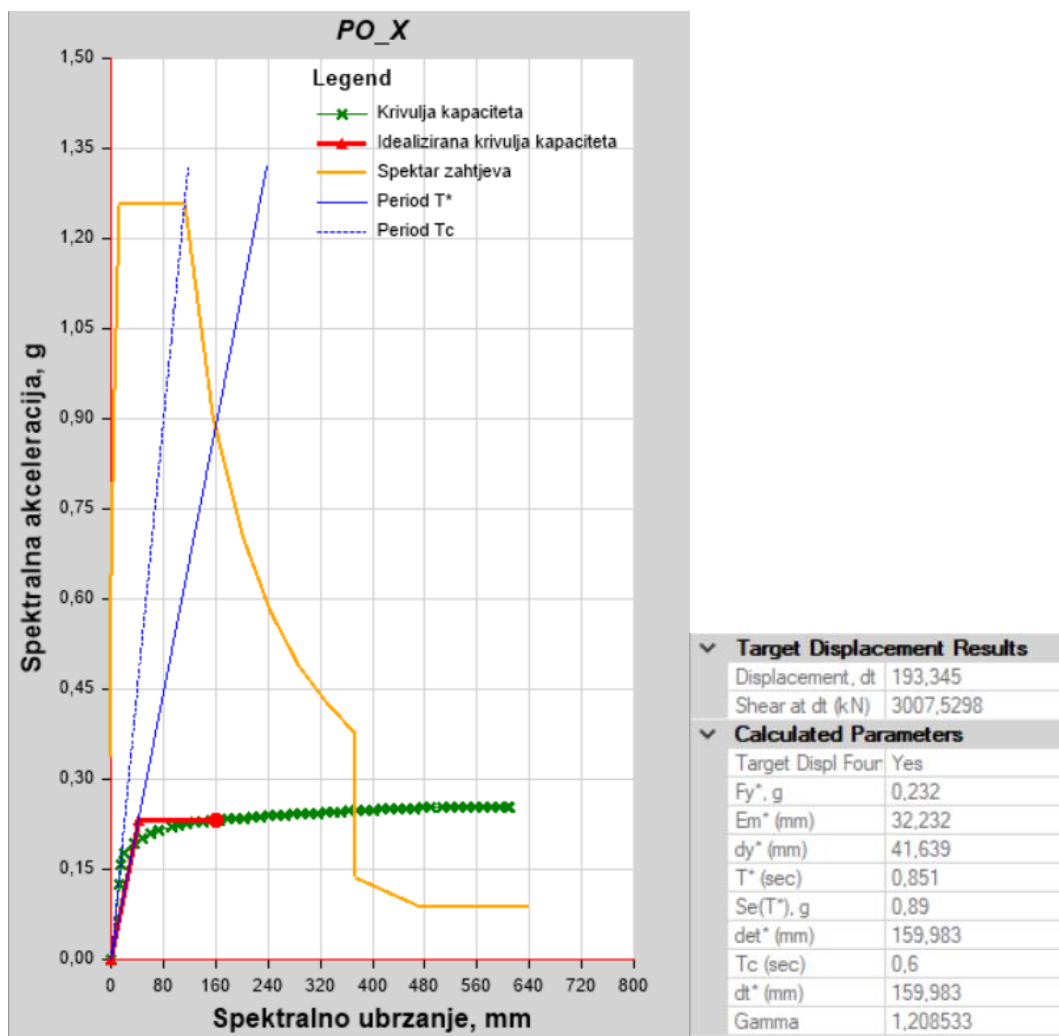
Tablica 7.11 Krivulja kapaciteta ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za smjer Y (MR)



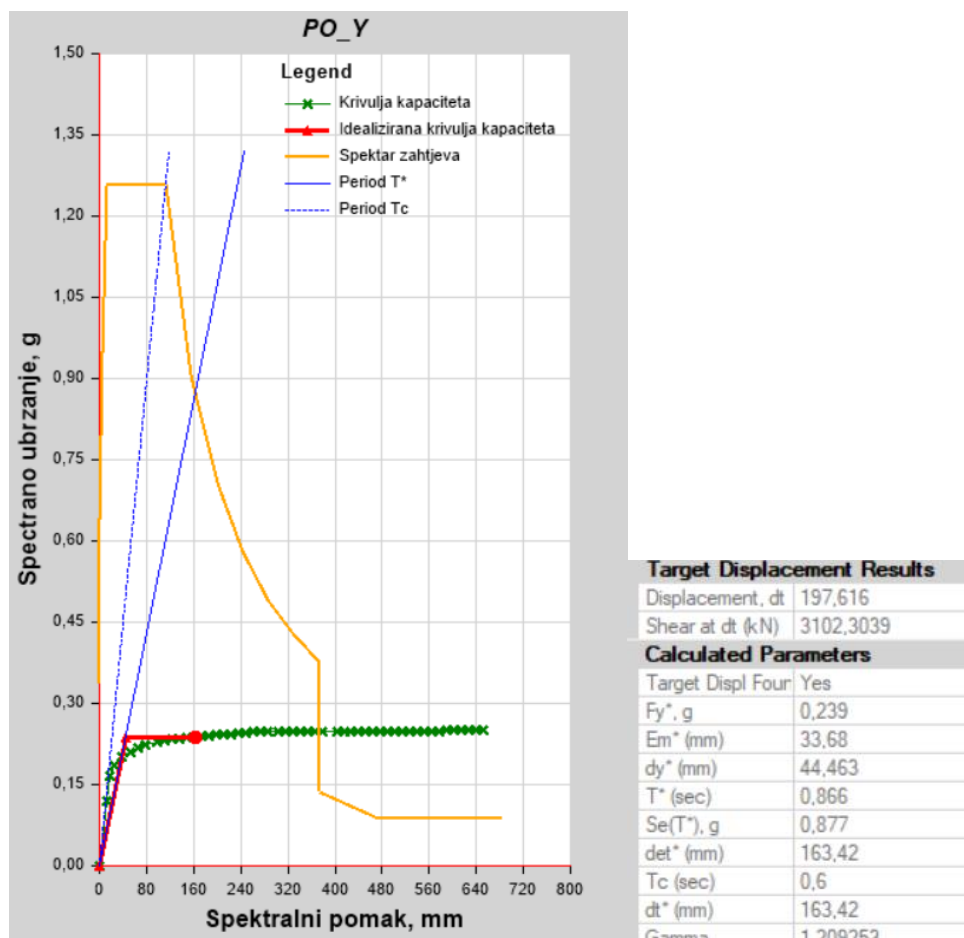
Slika 7.12 8. korak slučaja opterećenja PO_Y (MR)

7.1.4.3. Granično stanje blizu rušenja

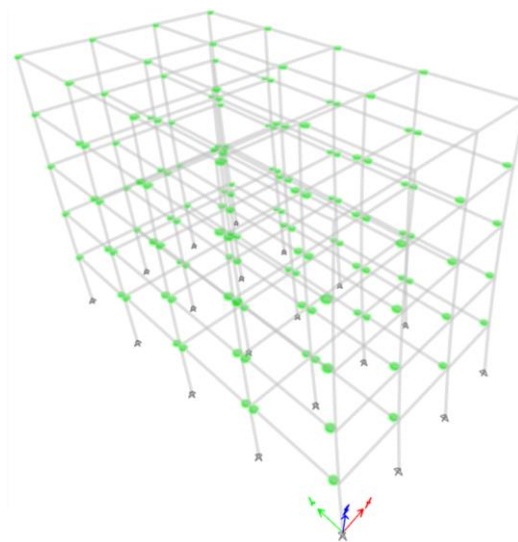
Granično stanje blizu rušenja odgovara prevenciji kolapsa. Povratnom razdoblju od 2475 godina odgovara vršno ubrzanje tla $a_g=0,437g$. Iako je iz oba grafička prikaza evidentno da je zahtjev ispunjen i da je kapacitet deformacije sustava značajno veći od zahtjevnog, ako se promotri 14. korak pushover analize u smjeru X ili 15. korak u smjeru Y, većina greda u konstrukciji tek se počelo plastificirati i imaju značajne rezerve nosivosti.



Slika 7.13 Krivulja kapaciteta ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za smjer X (MR)



Slika 7.14 Krivulja kapaciteta ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za smjer Y (MR)



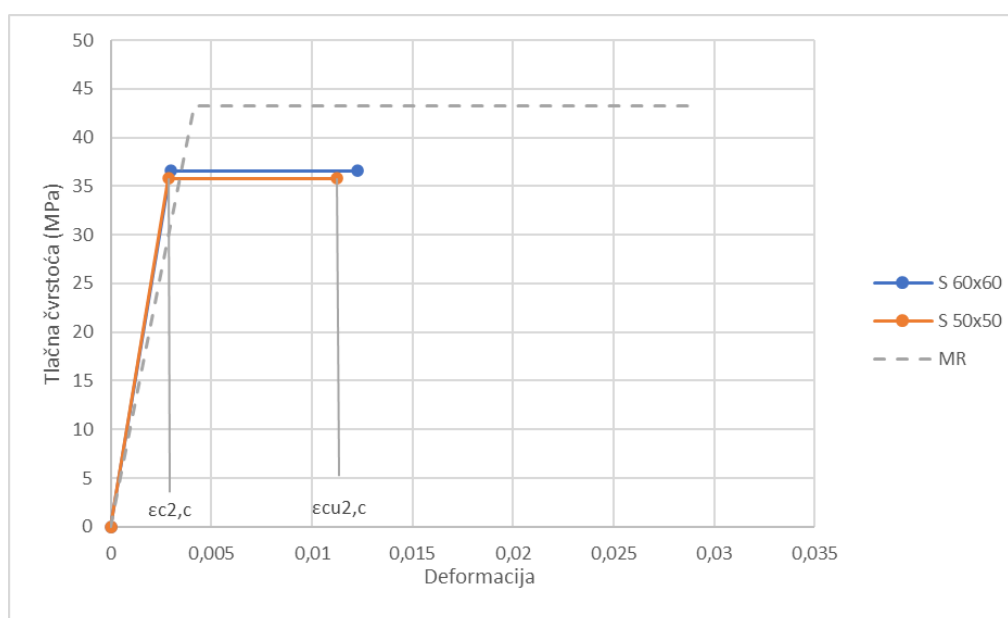
Slika 7.15 14. korak slučaja opterećenja PO_X (MR)

7.2. Model MK

Drugi model pojednostavljeno je nazvan MK, gdje slovo K predstavlja pretpostavljeno krhkije, odnosno manje duktilno ponašanje zgrade. Model je istoznačan referentnom modelu MR, dimenzije stupova i greda su jednake, ali je armatura stupova smanjena i prikazana je u tablici 7.12. Proračunati su novi pojednostavljeni, bilinearni radni dijagrami ovijenog betona (slika 7.16) i dijagrami moment-zakrivljenost za stupove te nelinearni parametri potrebni za definiranje plastičnih zglobova. Rezultati metode postupnog guranja usporediti će se s referentnim modelom kako bi se istražio učinak ovijenosti betona i količine armature na duktilno ponašanje zgrade.

Tablica 7.12 Količine armature modela MK

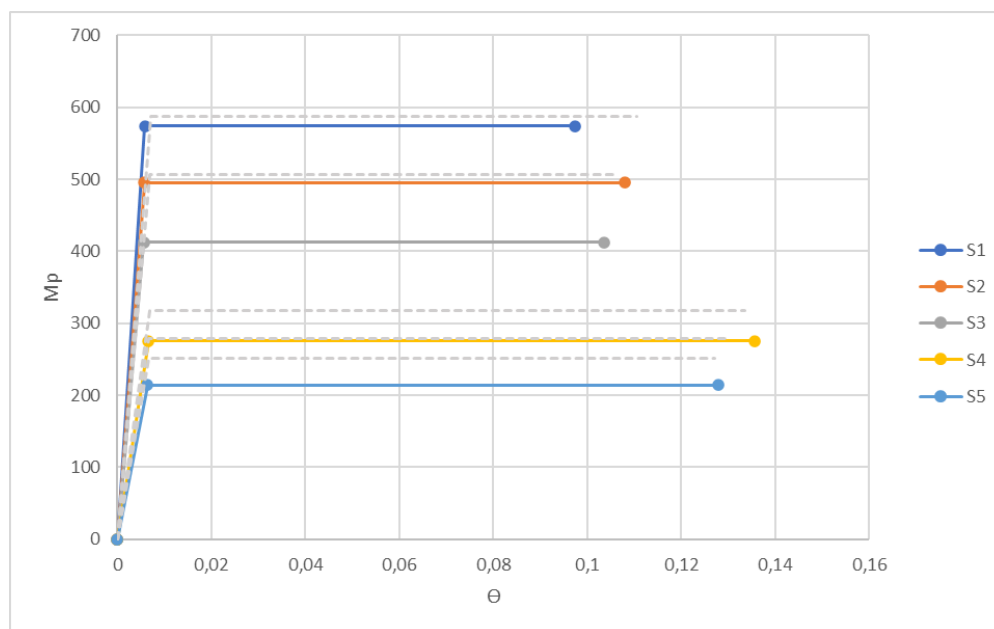
	GREDE			STUP	STUP
	1. etaža	2. i 3. etaža	4. i 5. etaža		
Poprečni presjek (cm)	35x45	35x45	35x45	50x50	60x60
Uzdužna armatura	6Φ20 + 2Φ22	3Φ18 + 3Φ20	4Φ14 + 4Φ12	8Φ14	8Φ18
Poprečna armatura	Φ10/15 cm	Φ10/15 cm	Φ10/15 cm	Φ10/15 cm	Φ10/15 cm



Slika 7.16 Bilinearni radni dijagram ovijenog betona MK

Tablica 7.13 Vrijednosti koeficijenata stupova MK

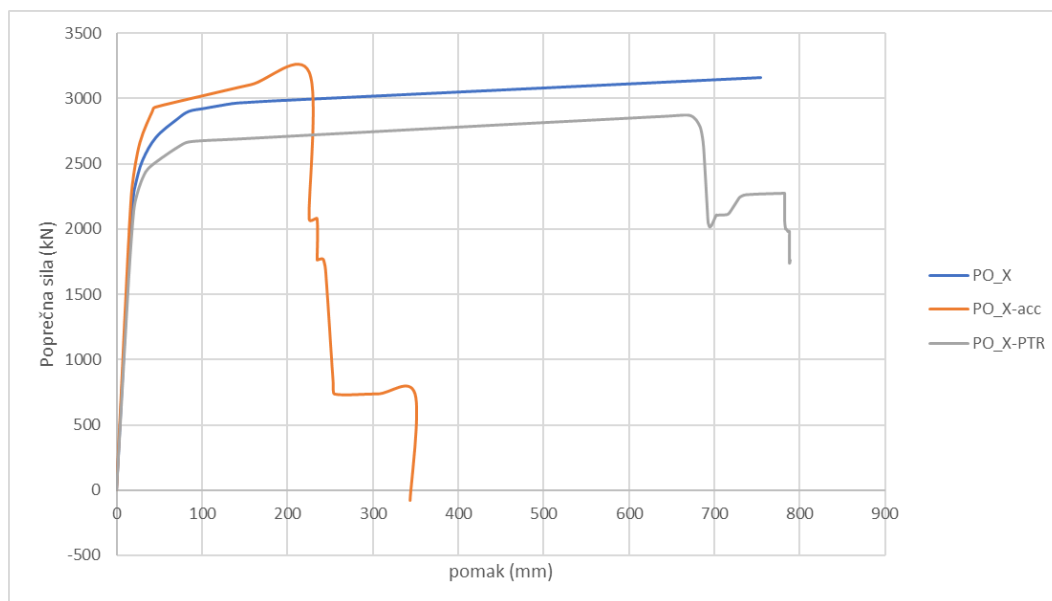
Oznaka stupa	S1	S2	S3	S4	S5
Poprečni presjek (cm)	60x60	60x60	60x60	50x50	50x50
Udružna sila N (kN)	1084,67	722,0	363,50	565,50	234,50
Φ_y (1/mm)	0,00000587	0,00000570	0,00000557	0,00000662	0,00000644
Φ_u (1/mm)	0,0000974	0,000108	0,000104	0,000136	0,000128
Mpl (kNm)	574,2	495,2	412,5	275,7	214,0
Θ_{um} (BR)	0,039121	0,037891	0,036715	0,041079	0,039392
Θ_{sd} (ZO)	0,029341	0,028418	0,027537	0,030809	0,029544
Θ_y (OO)	0,007322	0,007211	0,007126	0,007459	0,007341
Lp (cm)	641,33	641,33	641,33	546,47	546,47



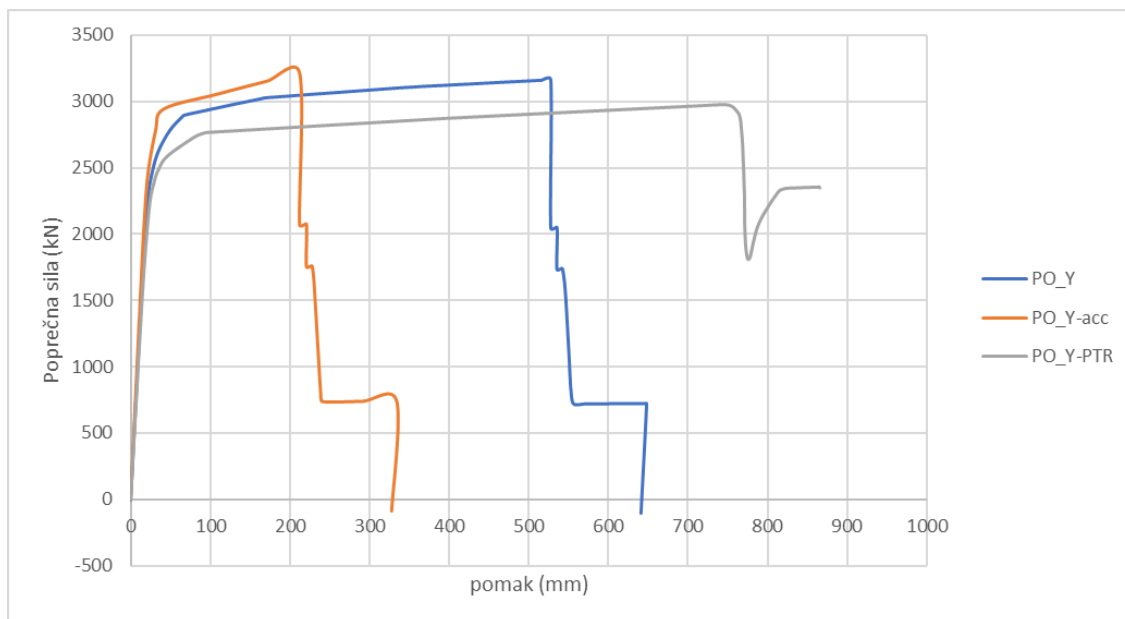
Slika 7.17 Bilinearni dijagram svih stupova MK

7.2.1. Krivulje kapaciteta nosivosti

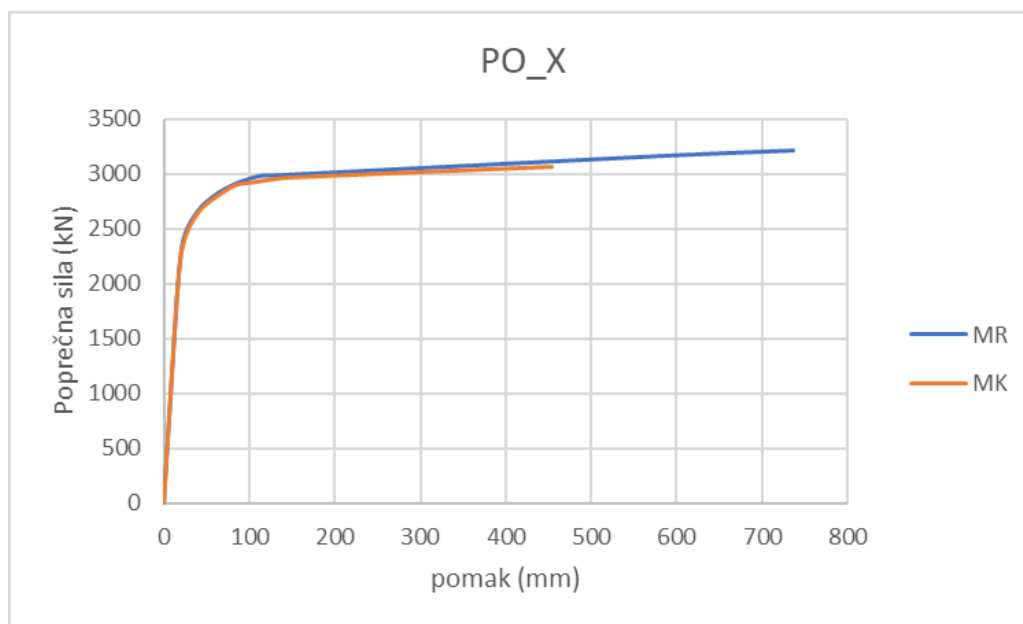
Na slikama 7.18. i 7.19. prikazane su krivulje kapaciteta nosivosti zgrade za oba smjera za tri iste vrste bočnog opterećenja kao u referentnom modelu. Na idućoj slici uspoređene su krivulje kapaciteta nosivosti referentnog modela i evidentno manje duktilnog modela MR za slučaj opterećenja modalnim oblikom.



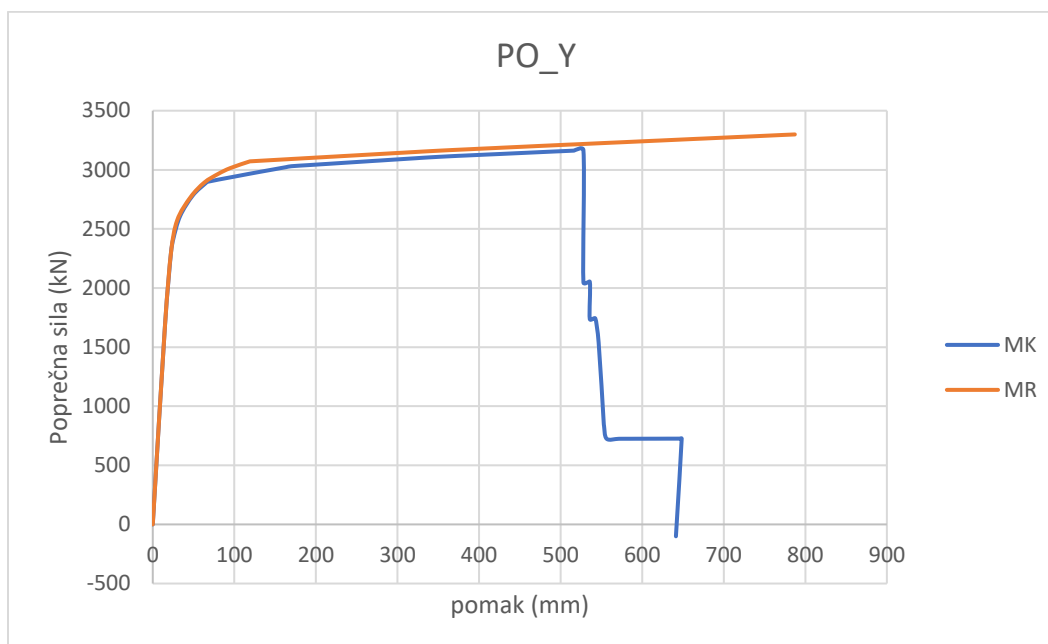
Slika 7.18 Krivulja kapaciteta nosivosti zgrade za smjer X za različite oblike opterećenja (MK)



Slika 7.19 Krivulja kapaciteta nosivosti zgrade za smjer Y za različite oblike opterećenja (MK)



Slika 7.20 Krivulje kapaciteta nosivosti zgrade za smjer X modela MR i MK



Slika 7.21 Krivule kapaciteta nosivosti zgrade za smjer Y modela MK i MR

Tablica 7.14 Vrijednosti naznačenih točaka krivulje kapaciteta nosivosti MK

		prva greda OO	prvi stup OO	prva greda BR	prvi stup BR
PO_X	korak	8	8	27	31
	Vb (kN)	2928,5	2928,5	3055,9012	3074,70
	δ (mm)	103,37	103,37	409,09	469,09
PO_Y	korak	11	8	28	29
	Vb (kN)	3003,51	2937,992	3134,15	3138,854
	δ (mm)	148,15	96,69	426,32	441,32

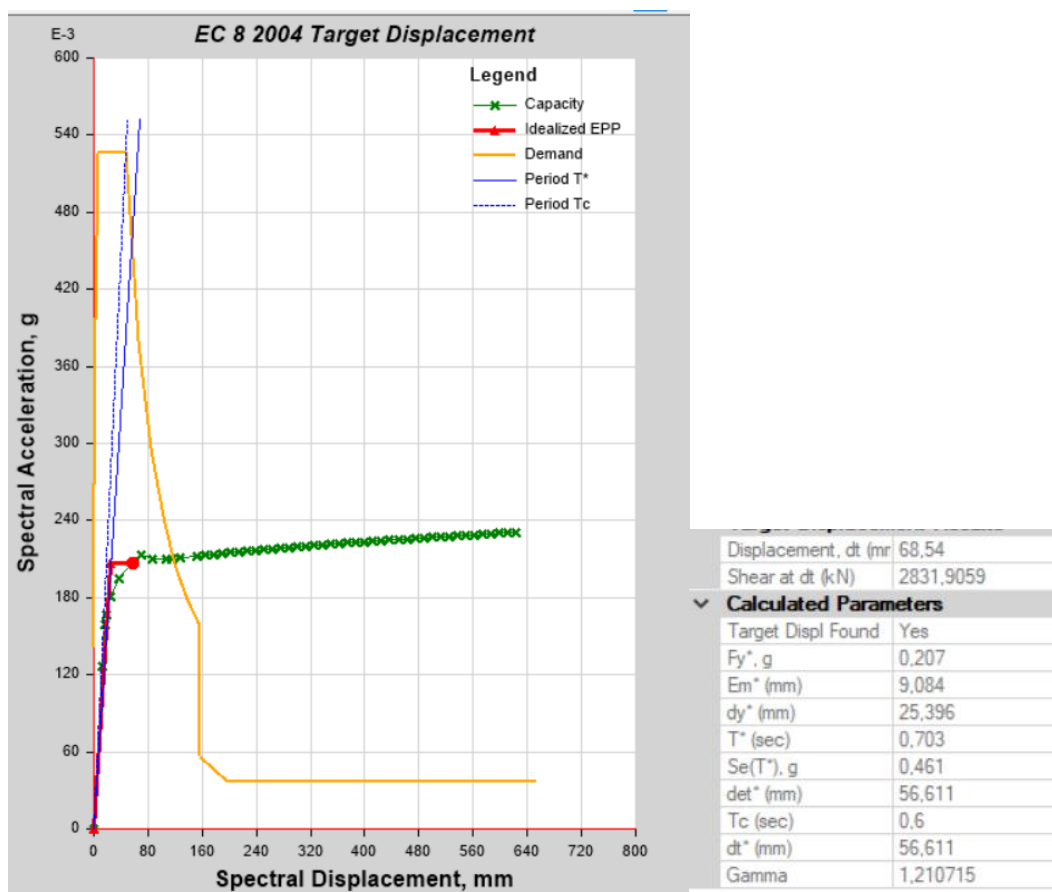
U X smjeru se u modelu MK prve grede dosežu granično stanje ograničenog oštećenja pri sili od 2928,5 kN što je nešto više nego u referentnom modelu i pri pomaku 103 mm što je čak 15 mm više. U istom koraku i obodni stupovi dosežu navedeno granično stanje, dakle pri pomaku 6 puta manjem nego u modelu MR. Prvi stup u prizemnoj etaži doseže granično stanje blizu rušenja pri sili od 3075 kN i pomaku 469 mm. U referentnom modelu nije ni došlo do otkazivanja stupova. Pri pomaku od 530 mm i sili 3094 kN svi stupovi prizemne etaže već su postigli granično stanje blizu rušenja i nosivost im je znatno narušena.

Y je mekši smjer i stupovi prizemne etaže plastificiraju se prije greda. U referentnom modelu je pomak kada stupovi dosežu granično stanje OO u smjeru Y iznosio 458 mm, a sada je on 97 mm. Prvo otkazuju kutni stupovi prizemne etaže pri pomaku od 262 mm i sili 3071 kN, a pri pomaku 307 mm svi su otkazali.

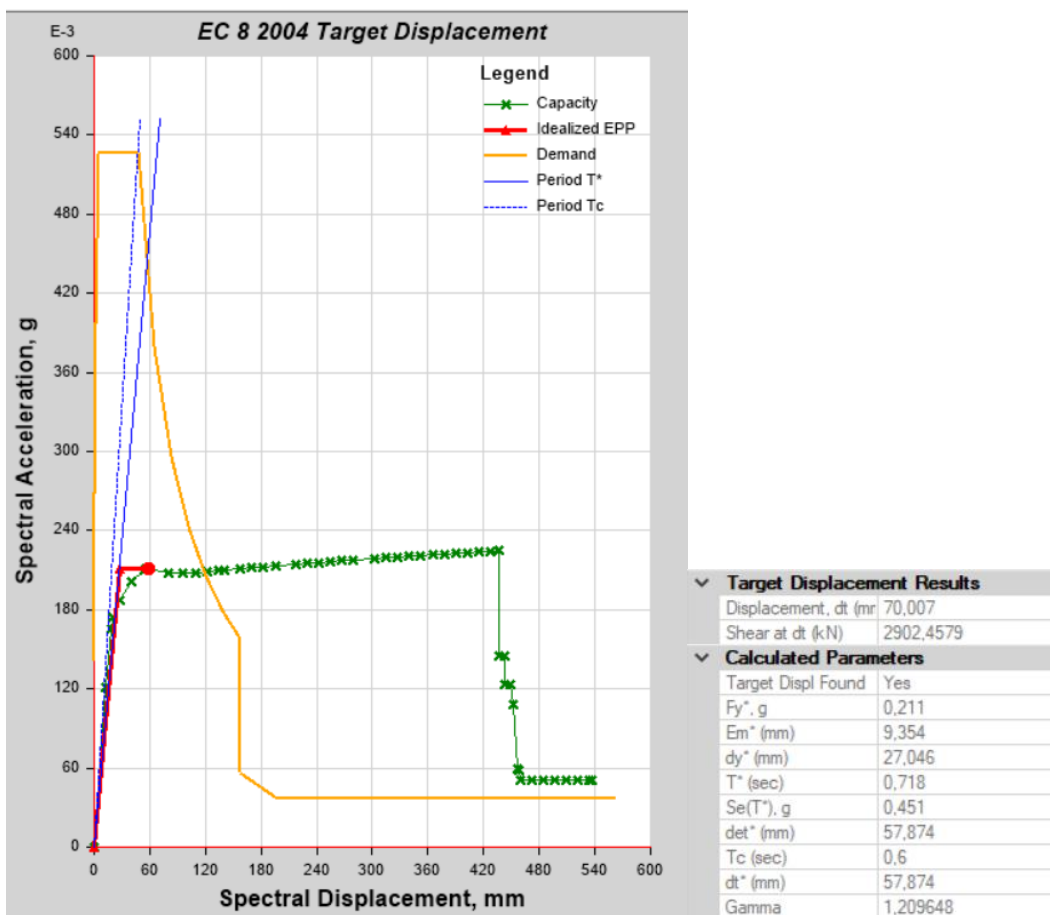
7.2.2. Proračun kapaciteta i zahtjeva za deformacijom

I za model MK će se prikazati krivulje kapaciteta za ekvivalentni sustav s jednim stupnjem slobode za sva tri granična stanja. Rezultati će se komentirati u poglavlju 7.6.

7.2.2.1. Granično stanje ograničenog oštećenja

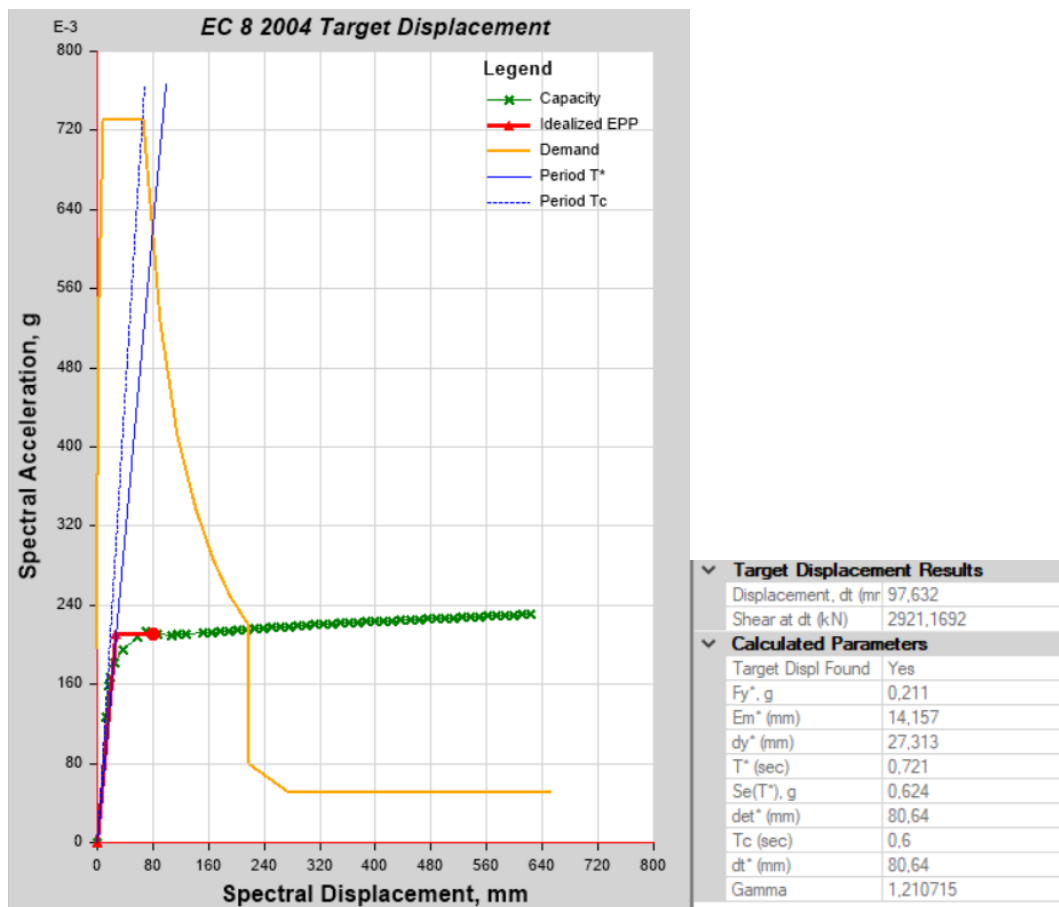


Slika 7.22 Krivulja kapaciteta ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za smjer X (MK)

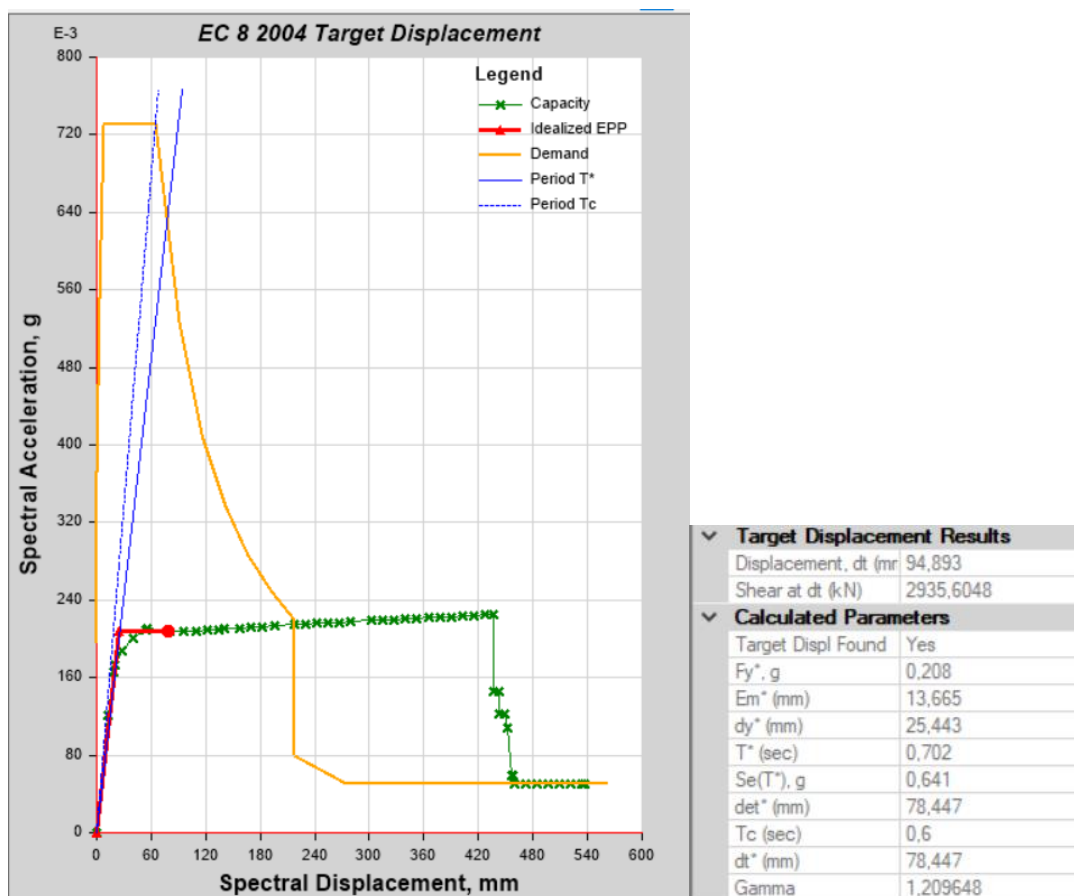


Slika 7.23 Krivulja kapaciteta ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za smjer Y (MK)

7.2.2.2. Granično stanje znatnog oštećenja

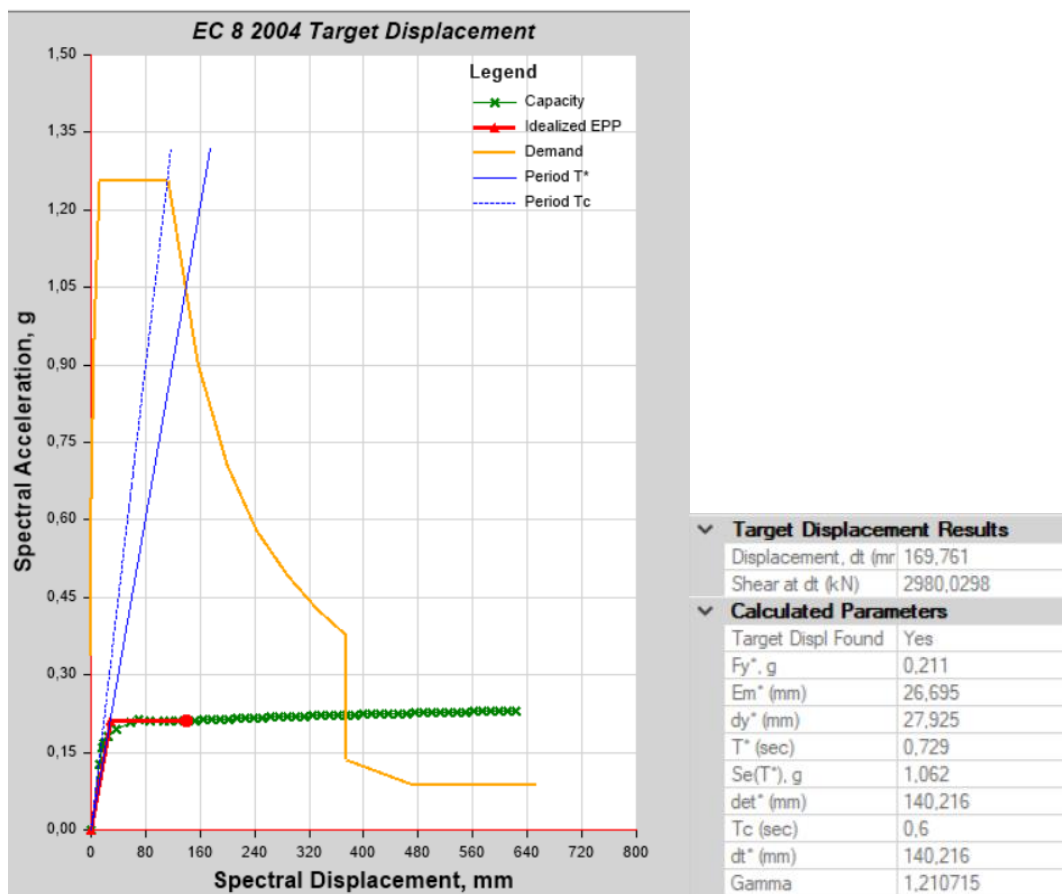


Slika 7.24 Krivulja kapaciteta ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za smjer X (MK)

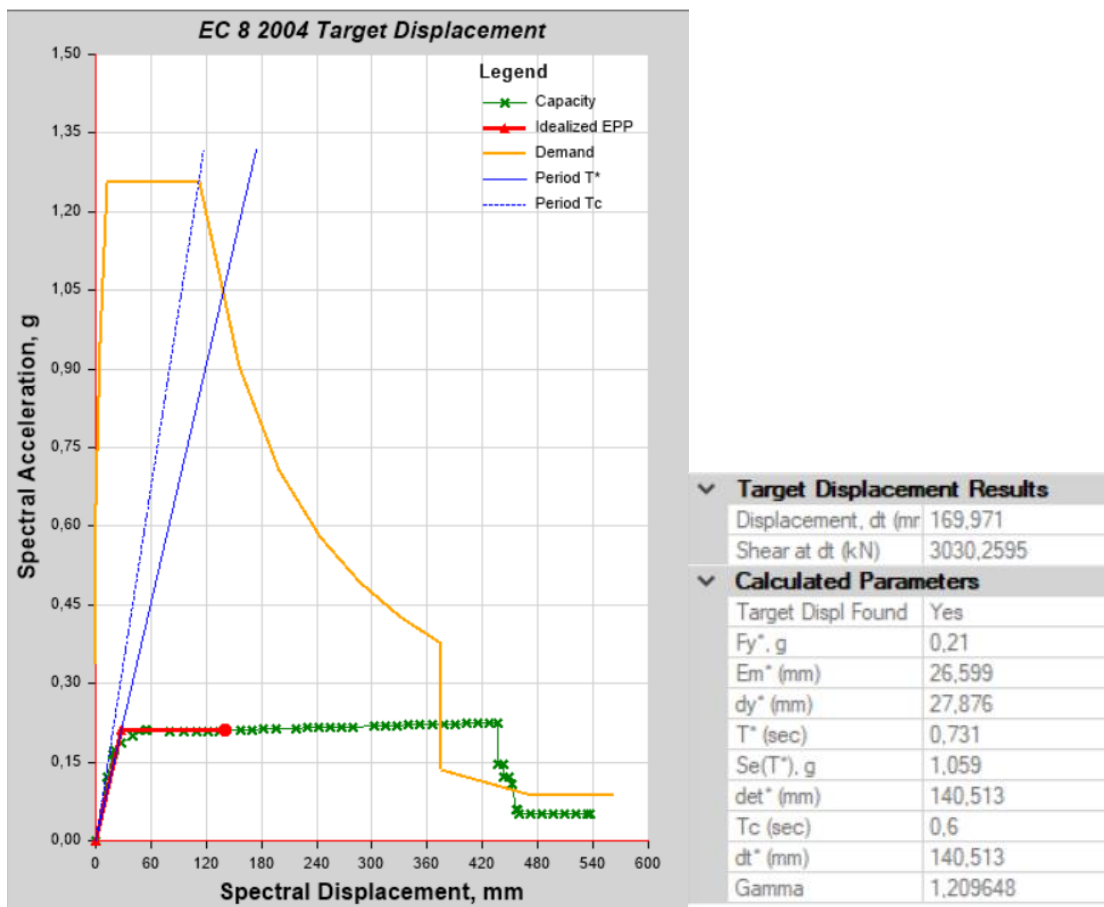


Slika 7.25 Krivulja kapaciteta ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za smjer Y (MK)

7.2.2.3. Granično stanje blizu rušenja



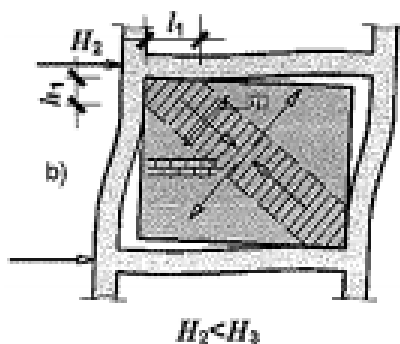
Slika 7.26 Krivulja kapaciteta ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za smjer X (MK)



Slika 7.27 Krivulja kapaciteta ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode za smjer Y (MK)

7.3. Model MSK1

Treći model označavati će se s MSK1, gdje SK označava slabi kat. Dimenzije stupova i greda i njihova armatura jednaki su kao u MR, ali je modelirana zidana ispunjena ekvivalentnom tlačnom dijagonalom. Napravljena su dva modela; jedan sa zidanom ispunom na svim etažama i svim obodnim zidovima (označavati će se s MZ) i jedan kod kojeg nema zidane ispune u prizemlju. Cilj je istražiti utjecaj slabog kata prizemne etaže koji je jedan od najčešćih razloga urušavanja konstrukcije pri potresu. Često se u praksi ignorira interakcija zidane ispune i nosive okvirne konstrukcije, međutim ispunsko ziđe može povećati krutost i čvrstoću konstrukcije i poboljšati njeno ponašanje pri potresu. Zbog toga što je okvir ispunjen ziđem krući, preuzima i veće seizmičke sile. Iako postoji više prijedloga modeliranja ispunskog ziđa, u ovom radu korišten je pristup ekvivalentnom tlačnom dijagonalom koju je prvu predložio Holmes. Na taj način sustav okvira ispunjenog ziđem postaje rešetkasti sustav. Povećanjem horizontalnog opterećenja u ziđu se oblikuje tlačna dijagonala te se ziđe odvaja od okvira u kutevima vlačne dijagonale (slika 7.28)



Slika 7.28 Ekvivalentna tlačna dijagonala [16]

Zanemaruje se vlačna čvrstoća ziđa i samo se aktivira tlačna dijagonala te se odupire potresnim silama, a modelira se kao štap sa zglobovima na krajevima. Širina tlačne dijagonale proračunata je koristeći sljedeći izraz:

$$w = \frac{1}{4} \sqrt{L_i^2 + H_i^2} \quad (7.6)$$

, a debljina odgovara debljini ziđa koja je ovdje uzeta 30 cm.

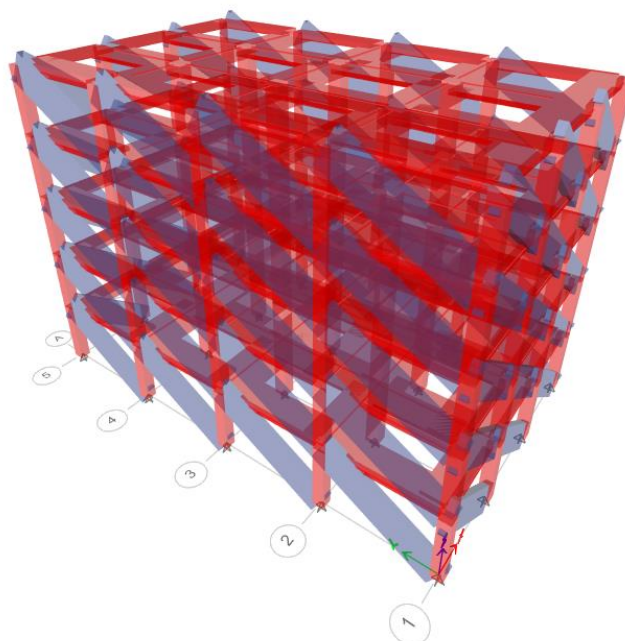
Tlačnim dijagonalama pridružen je krhki plastični zglob na sredini koji predstavlja nelinearnost zidane ispune. Za njega je definirana maksimalna razina uzdužne sile pomoću formule koju su definirali Žarnić i Gostič, a modificirali Dolšek i Fajfar [11]:

$$F_u = 0,818 \frac{L_i t f_{tp}}{C_1} \left(1 + \sqrt{C_1^2 + 1} \right) \quad (7.7)$$

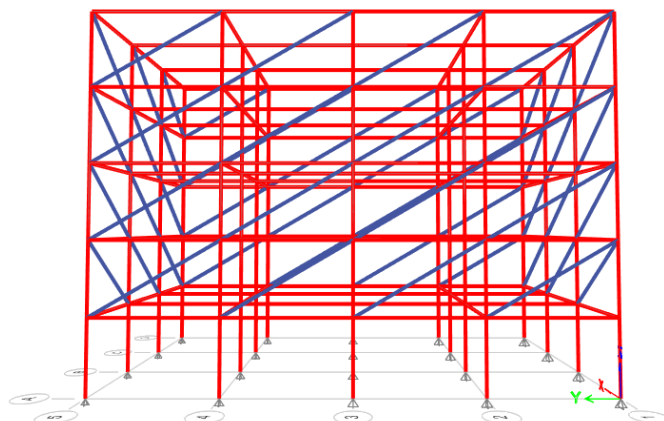
$$C_1 = 1,925 \frac{L_i}{H_i} \quad (7.8)$$

L_i je duljina ispune, t je debljina zida, f_{tp} je naprezanje pri lomu, a H_i visina zidane ispune. Silu pri kojoj dolazi do pucanja ekvivalentne tlačne dijagonale, autori definiraju kao 55% maksimalne sile.

U tablici 7.15. prikazane izračunate efektivne širine tlačne dijagonale i dopuštene razine posmične sile prije loma te karakteristike materijala.



Slika 7.29 3D prikaz modela MZ sa zidanom ispunom na svim etažama

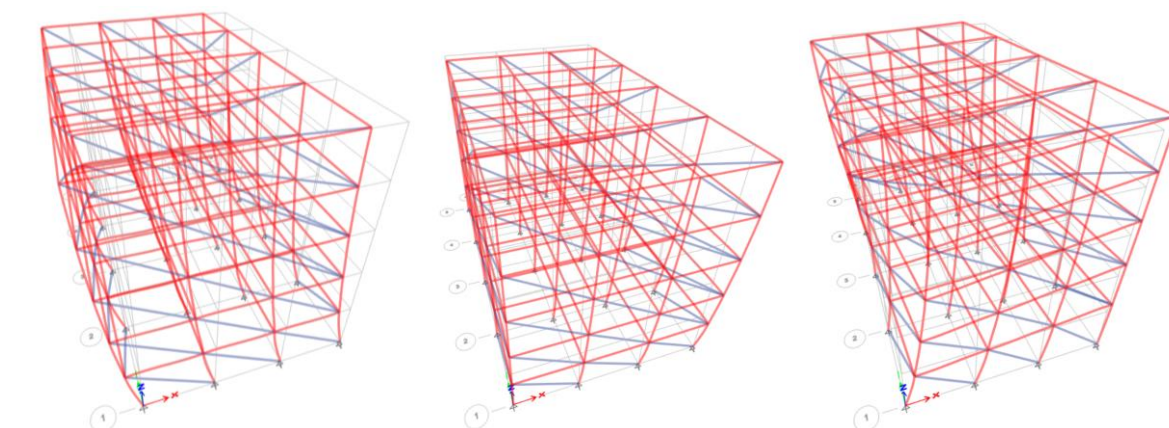


Slika 7.30 3D prikaz MSK1 bez zidane ispune u prizemlju

Tablica 7.15 Karakteristike MSK1

	Dijagonala X	Dijagonala Y
w (mm)	1250	1458
F _u (kN)	937,50	1093,30
F _{cr} (kN)	515,63	601,32
E (MPa)	800	800
f _{tp} (MPa)	2,5	2,5

7.3.1. Modalna analiza



Slika 7.31 Prva tri oblika vibriranja MZ

Tablica 7.16 Prva tri moda vibriranja MZ

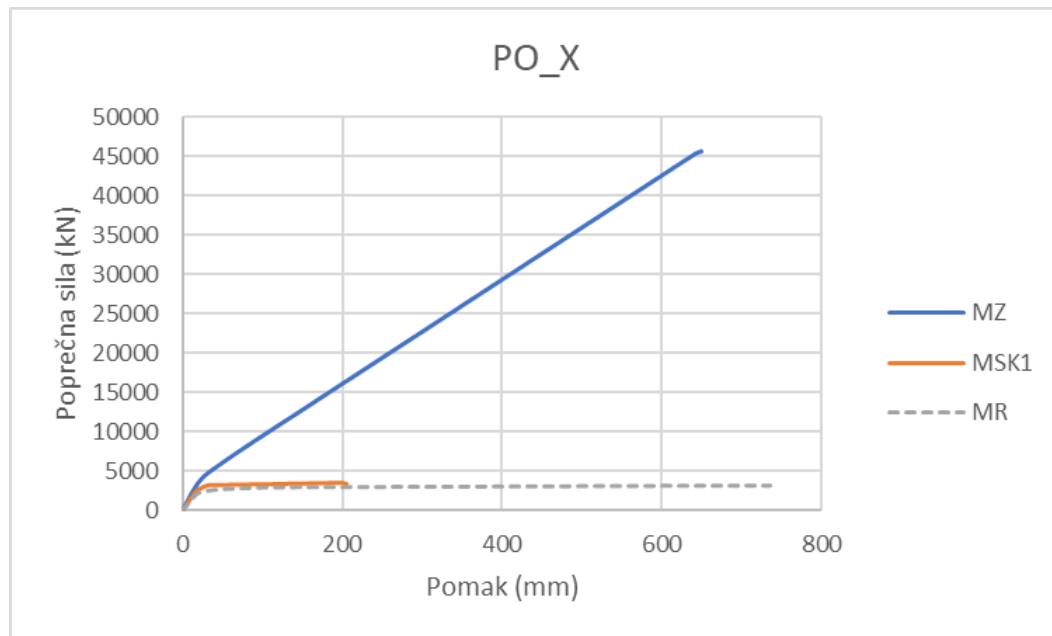
mod	Period (s)	aktivirana masa		
		UX (%)	UY(%)	RZ(%)
1	0,518	92,5	0,0	0,0
2	0,482	0,0	91,7	0,0
3	0,414	0,0	0,0	91,5

Tablica 7.17 . Prva tri moda vibriranja MSK1

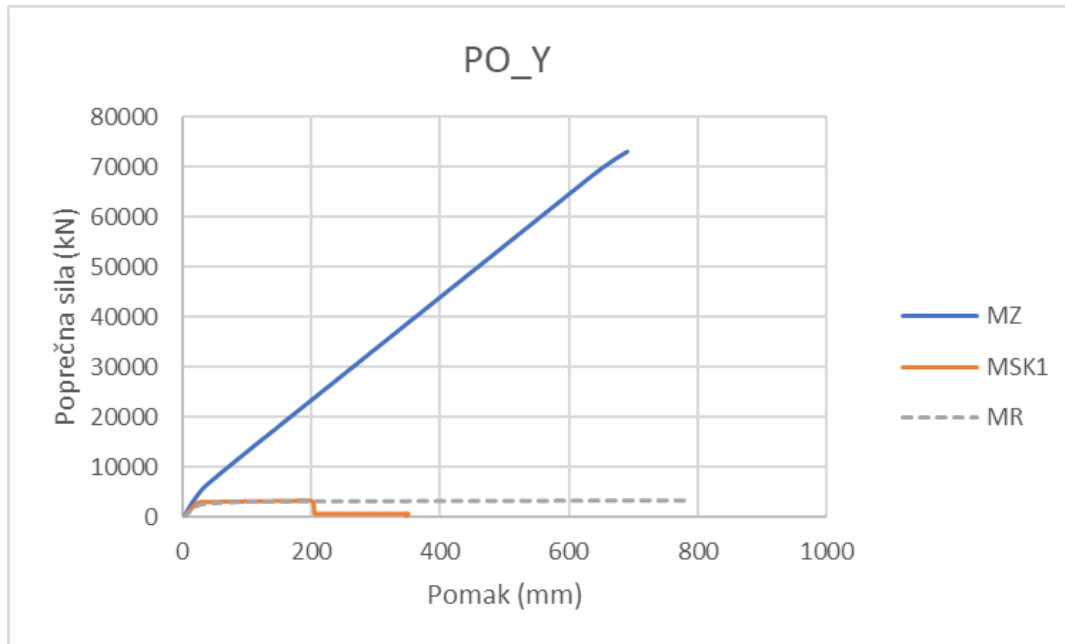
mod	Period (s)	aktivirana masa		
		UX (%)	UY(%)	RZ(%)
1	0,612	95,7	0,0	0,0
2	0,611	0,0	96,3	0,0
3	0,577	0,0	0,0	97,5

7.3.2. Krivulje kapaciteta nosivosti

Promatrati će se samo opterećenje modalnim oblikom. Na istom dijagramu, na slici 7.22. prikazane su krivulje kapaciteta nosivosti za smjer X oba modela i modela MR crtkanom linijom. Očekivano je da će se već kruti referentni model dodatno ukrutiti i učvrstiti zidanom ispunom. Krutosti etaža zgrade MZ, veće su oko 1,5 puta od MR. Nosivost zgrade s zidovima na svim etažama naspram MR ili MSK1 skoro je 10 puta veća. Za razliku od nje, MSK1 puno je krhkiji i maksimalni pomak znatno je manji nego u MR. Maksimalna poprečna sila približno je jednaka kao u MR.



Slika 7.32 Krivulje kapaciteta nosivosti zgrada za smjer X modela MZ, MSK1 i MR



Slika 7.33 Krivulje kapaciteta nosivosti zgrada za smjer Y modela MZ, MSK1 i MR

Tablica 7.18 Vrijednosti naznačenih točaka krivulje kapaciteta nosivosti MSK1

		prva greda OO	prvi stup OO	prva greda BR	prvi stup BR
PO_X	korak	-	7	-	11
	Vb (kN)	-	3214,72	-	3344,53
	δ (mm)	-	53,99	-	127,75
PO_Y	korak	-	7	-	12
	Vb (kN)	-	3233,14	-	3366,74
	δ (mm)	-	56,68	-	131,68

Zidana ispuna u prizemnoj etaži otkazuje pri sili od 10193 kN i pomaku od 77,5 mm. Postepeno otkazuju zidane ispune na 1. i 2. etaži, a zatim se počinju plastificirati grede pri sili od 15141,88 kN i pomaku 118,5 mm. Pri pomaku od 350 mm i sili 38797,76 kN, središnje grede prizemne etaže i sva zidana ispuna je otkazala, odnosno dosegli su granično stanje blizu rušenja, a grede na prvoj etaži dosežu granično stanje znatnog oštećenja. Prvi stupovi koji se plastificiraju su središnji stupovi 3. etaže te dosežu granično stanje OO pri sili 38798 kN i pomaku 375 mm. Nakon toga, postepeno raste razina oštećenja u gredama i u zadnjem koraku većina ih je dosegla granično stanje blizu rušenja. Plastificirali su se samo stupovi na 2. i 3. katu. U X smjeru svo ispunska zide otkazalo je pri pomaku 315 mm i sili 23819 kN, grede prizemlja pri pomaku 336 mm i sili 25183,5 kN, a prvi stup, također na 3. katu, plastificira se pri sili 28683 kN i pomaku 389 mm. Redosljed otvaranja plastičnih zglobova približno je jednak u oba smjera.

U MSK1, stupovi prizemne etaže plastificiraju se pri pomaku 54 mm i sili 3215 kN, a svi stupovi prizemne etaže dosegli su granično stanje blizu rušenja pri pomaku od 142 mm i sili 3370 kN. Pri sličnim vrijednostima svi stupovi i u Y smjeru dosežu granično stanje blizu rušenja. U referentom modelu MR, nijedan stup nije otkazao.

Neće se pojedinačno prikazivati krivulje kapaciteta nosivosti ekvivalentnog sustava za sva granična stanja. Potrebni rezultati MSK1 nalaze se u tablici 7.22 i 7.23, a diskusija istih u poglavlju 7.6.

7.4. Model MSK2

Model MSK2 ima 7 etaža, gdje su dvjema dodatnim etažama pridružene karakteristike stupova i greda zadnje etaže referentnog modela. Ukupna bruto površina je $1680 m^2$, a ukupna visina je 25 m.

7.4.1. Modalna analiza

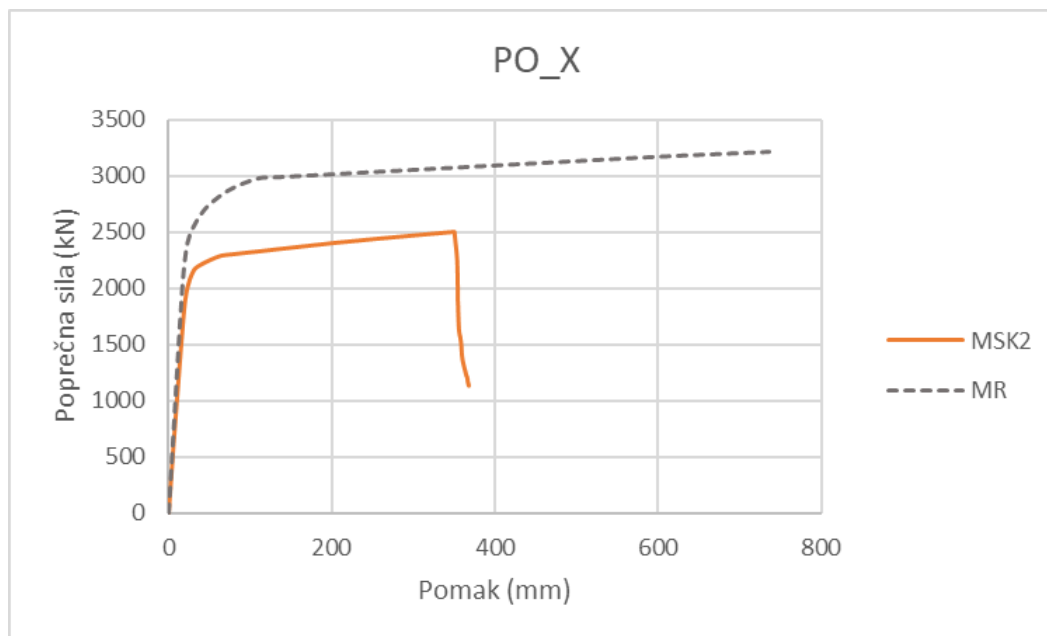
Tablica 7.19 Prva tri moda vibriranja MSK2

mod	Period (s)	aktivirana masa		
		UX (%)	UY(%)	RZ(%)
1	0,858	0	91,7	0,0
2	0,826	91,8	0	0,0
3	0,811	0,0	0,0	92,2

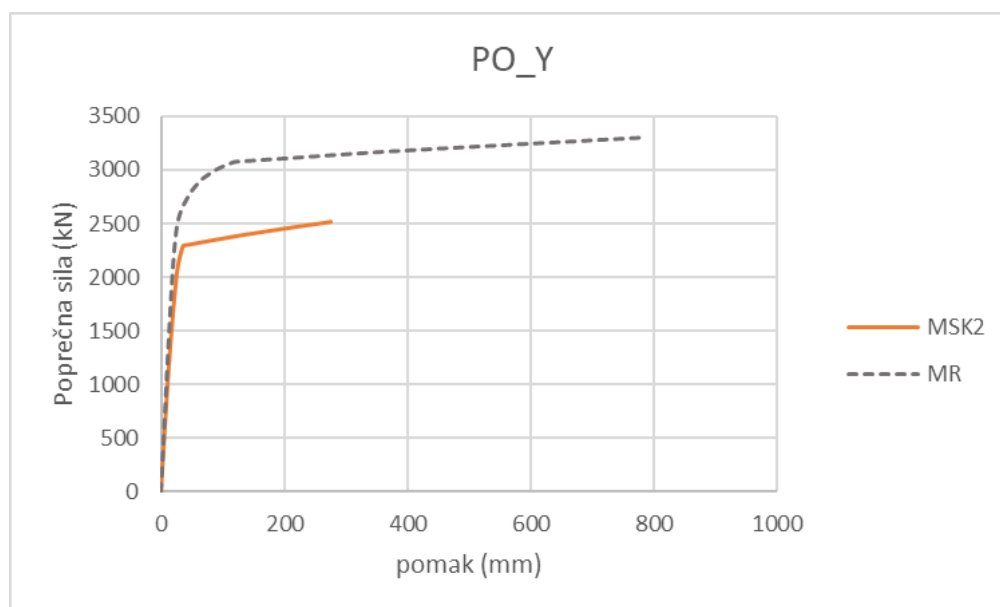
Prvi period vibriranja ponovno je čista translacija u Y smjeru, drugi je čista translacija u X smjeru, a treći je torzija.

7.4.2. Krivulje kapaciteta nosivosti

Promatrati će se samo opterećenje modalnim oblikom. Na istom dijagramu, na slici 7.37. prikazane su krivulje kapaciteta nosivosti za smjer X MSK2 modela i modela MR crtkanom linijom. Odmah je uočljiva znatno manja duktilnost modela MSK2.



Slika 7.34 Krivulje kapaciteta nosivosti zgrade za smjer X (MSK2)



Slika 7.35 Krivulja kapaciteta nosivosti zgrade za smjer Y (MSK2)

Iz tablice 7.20 jasno je kako su kritični elementi stupovi i to prizemne etaže. Oni se plastificiraju već pri pomaku od 80,01 mm, a pri pomaku od 224,89 mm oni su već dosegli granično

stanje blizu rušenja. Doći će do kolapsa cijele građevine jer se stvorio mehanizam na prizemnoj etaži. Više nema vertikalnog elementa koji može nositi opterećenje i dolazi do takozvanog *palačinka efekta*. Vrlo slično ponašanje očituje se i u Y smjeru, a na slici 7.35 prikazana je usporedba pushover krivulje s referentnim modelom za smjer Y.

Tablica 7.20 Vrijednosti naznačenih točaka krivulje kapaciteta nosivosti MSK2

		prva greda OO	prvi stup OO	prva greda BR	prvi stup BR
PO_X	korak	6	8	-	16
	Vb (kN)	2252,15	2306,18	-	2421,61
	δ (mm)	50,36	80,01	-	224,89
PO_Y	korak	-	6	-	11
	Vb (kN)	-	2322,45	-	2419,59
	δ (mm)	-	64,42	-	163,09

Neće se pojedinačno prikazivati krivulje kapaciteta nosivosti ekvivalentnog sustava za sva granična stanja. Potrebni rezultati MSK2 nalaze se u tablici 7.23 i 7.24, a diskusija istih u poglavlju 7.6.

7.5. Model MSK3

Model MSK3 ima sve karakteristike poprečnih presjeka iste kao MR, ali je visina prizemne etaže uvećana za 50% i iznosi 4,5 m. To je također čest slučaj u praksi, kada se u prizemne etaže smještaju trgovine i slično, što zahtjeva veću svjetlu visinu etaže.

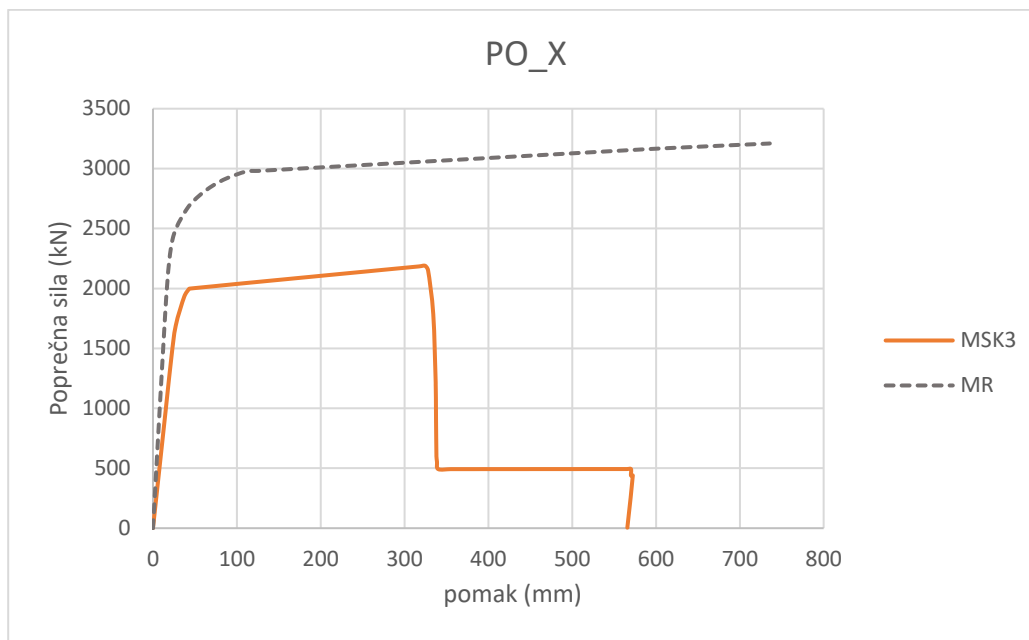
7.5.1. Modalna analiza

Tablica 7.21 Prva tri moda vibriranja MSK3

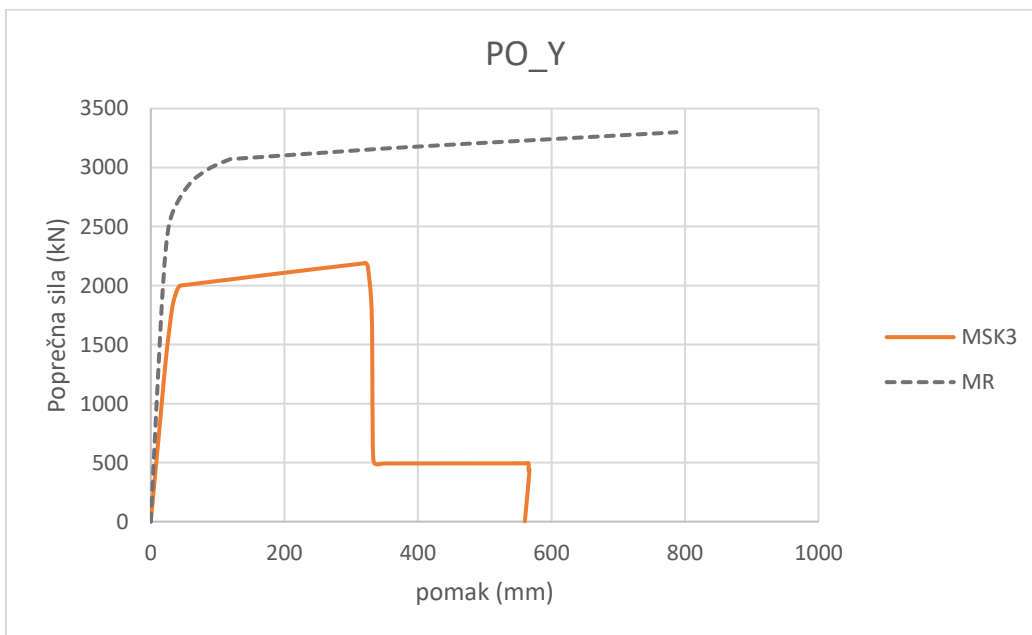
mod	Period (s)	aktivirana masa		
		UX (%)	UY(%)	RZ(%)
1	0,921	0	97,9	0,0
2	0,892	98,0	0	0,0
3	0,888	0,0	0,0	98,2

7.5.2. Krivulje kapaciteta nosivosti

Na slikama 7.36 i 7.37 uspoređene su krivulje kapaciteta nosivosti za oba smjera s referentnim modelom. Na dijagramu se jasno može vidjeti nastanak mehanizma, u našem slučaju slabog kata. U X smjeru svi stupovi dosežu granično stanje blizu rušenja pri pomaku od 227 mm i sili od 2124 kN. U Y smjeru zgrada se ponaša približno jednako, a vrijednosti pri poprečne sile i pomaka pri kojem otkazuju svi stupovi prizemne etaže su 236 mm i 2133 kN.



Slika 7.36 Krivulje kapaciteta nosivosti zgrada za smjer X (MSK3)



Slika 7.37 Krivulje kapaciteta nosivosti zgrada za smjer Y (MSK3)

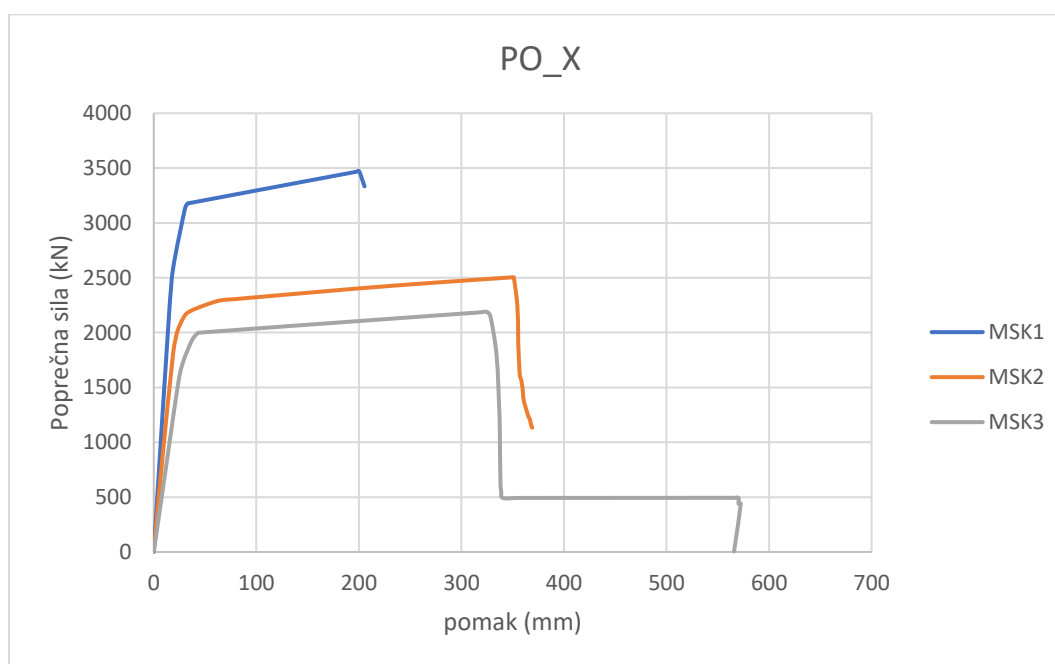
Tablica 7.22 Vrijednosti naznačenih točaka krivulje kapaciteta nosivosti (MSK3)

		prva greda OO	prvi stup OO	prva greda BR	prvi stup BR
PO_X	korak	-	9	-	17
	Vb (kN)	-	2019,82	-	2107,14
	δ (mm)	-	73,89	-	202,45
PO_Y	korak	-	8	-	16
	Vb (kN)	-	2020,66	-	2113,55
	δ (mm)	-	73,56	-	207,26

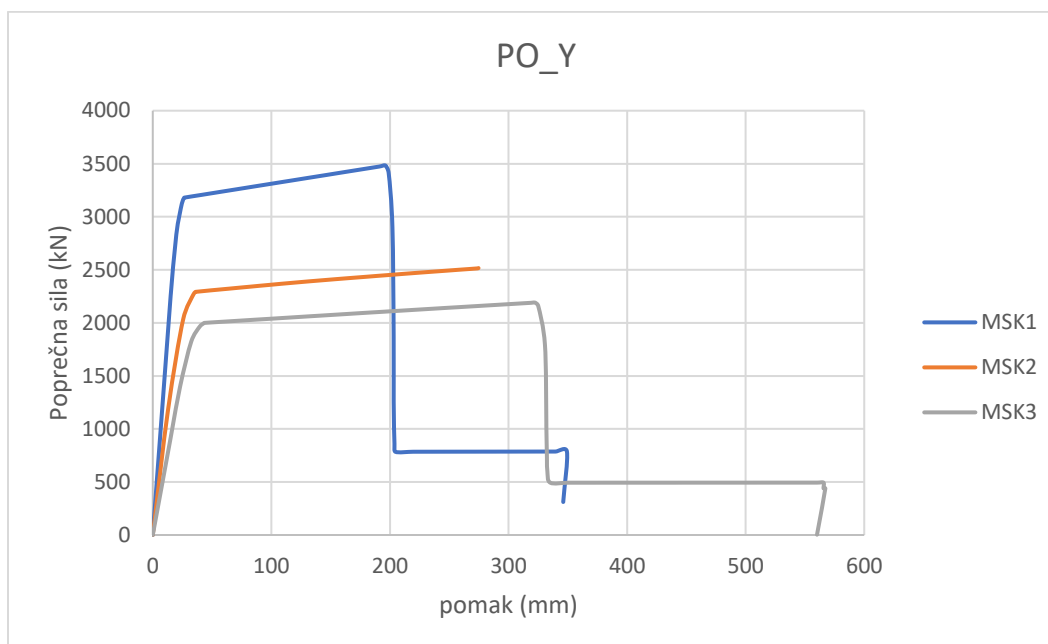
Neće se pojedinačno prikazivati krivulje kapaciteta nosivosti ekvivalentnog sustava za sva granična stanja. Potrebni rezultati MSK3 nalaze se u tablici 7.23 i 7.24, a diskusija istih u poglavlju 7.6.

7.6. Usporedba rezultata

Najprije su dane usporedbe krivulja kapaciteta nosivosti tri modela kod kojih se javlja slabi kat. Model sa zidanom ispunom ima znatno veću nosivost i krutost od druga dva modela što je i očekivano, međutim ima i najmanju duktilnost. Kod njega svi stupovi prizemne etaže dosežu granično stanje blizu rušenja pri pomaku 142 mm, u modelu s većom visinom prizemne etaže (MSK3) pri pomaku 227 mm, a u modelu s dvije dodane etaže (MSK2) 242 mm. U tom pogledu je najopasnija pojava nekontinuirane zidane ispune.



Slika 7.38 Krivulje kapaciteta nosivosti modela sa slabim katom u smjeru X



Slika 7.39 Krivulje kapaciteta nosivosti modela sa slabim katom u smjeru Y

U tablici 7.23 sažeti su rezultati pushover analize svih modela.

V_1 je sila pri stvaranju prvog plastičnog zgloba elementa, odnosno sila pri kojoj moment u gredi ili stupu premašuje moment plastičnosti. V_y je poprečna sila na granici tečenja, a d_y je pomak vrha konstrukcije pri toj sili. V_{max} i d_{max} su maksimalne vrijednosti poprečne sile i pomaka. d_{BR} predstavlja pomak zgrade kada je dosegnuto granično stanje blizu rušenja konstrukcije.

μ je duktilnosti sustava, određena kao omjer pomaka prilikom dosezanja graničnog stanja blizu rušenja konstrukcije i pomaka pri plastifikaciji sustava, odnosno

$$\mu = \frac{d_{BR}}{d_y}. \quad (7.9)$$

Proračunat je i faktor prekoračenja nosivosti kako bi se odredio faktor ponašanja po EC8. Osnovna vrijednost faktora ponašanja množi se s faktorom prekoračenja nosivosti.

Tablica 7.23 Vrijednosti pomaka, poprečnih sila i bezdimenzijskih faktora modela

	MR		MK		MSK1		MSK2		MSK3	
	smjer X	smjer Y	smjer X	smjer Y	smjer X	smjer Y	smjer X	smjer Y	smjer X	smjer Y
V_1 (kN)	1761,80	1678,91	1761,80	1678,91	2123,42	2243,72	1811,87	2034,44	1421,41	1397,32
V_y (kN)	3461,26	3555,56	3319,68	3272,48	3453,32	3488,92	2821,22	2920,88	2538,07	3316,29
d_y (mm)	37,78	40,50	33,07	30,78	25,64	21,70	24,04	26,13	34,51	36,36
d_{max} (mm)	735,80	787,19	529,09	307,21	142,74	145,89	242,19	180,44	227,30	236,34
V_{max} (kN)	3209,95	3299,52	3093,51	3091,24	3370,81	3393,23	2434,08	2434,88	2123,86	2133,43
d_{BR} (mm)	575,88	592,06	454,09	262,21	127,75	116,53	224,88	163,09	202,45	207,26
μ	15,24	14,62	13,73	8,52	4,98	5,37	9,35	6,24	5,87	5,70
α_u/α_1	1,82	1,97	1,76	1,84	1,59	1,51	1,34	1,20	1,49	1,52
$q=3\cdot\alpha_u/\alpha_1$	5,47	5,90	5,27	5,52	4,76	4,54	4,03	3,59	4,48	4,56

Od svih modela, najprije će se plastificirati stupovi prizemne etaže MSK3, modela s visinom prizemne etaže uvećane za 50%. Model MSK1 će dosegnuti granično stanje blizu rušenja pri najmanjem pomaku konstrukcije. Najmanji pomak pri popuštanju jest u MSK1 za smjer Y, modelu kod kojeg se javlja slabi kat radi nedostatka zidane ispune u prizemnoj etaži. Taj podatak, uzevši u obzir da je nosivost MR i MSK1 približno slična, ukazuje na činjenicu koliko je pomak konstrukcije bitan prilikom oštećenja i potvrđuje važnost proračuna temeljenih na pomacima. Duktilnost MK u smjeru Y znatno je manja nego u MR, isključivo radi smanjene količine uzdužne i poprečne armature. EC8 za okvirne konstrukcije preporuča vrijednost faktora α_u/α_1 1,1, a u našem slučaju oni su očekivano veći. Posljedično, mnogo veći su i faktori ponašanja od onog koje EC8 preporuča za okvirne konstrukcije i razred duktilnosti M.

U idućoj tablici sumirani su neke od vrijednosti globalnog potresnog zahtjeva modela. S_{ay} predstavlja spektralno ubrzanje na granici popuštanja odnosno zahtjevano ubrzanje i kapacitet neelastičnog sustava. S_{ae} je zahtijevano ubrzanje idealno elastičnog sustava. Omjer navedenih ubrzanja elastičnog i neelastičnog sustava daje faktor redukcije sustava R_μ koji uzima u obzir duktilnost sustava, a njegova ovisnost o periodu konstrukcije i duktilnosti objašnjena je u točki 4.2. Period ekvivalentnog sustava s jednim stupnjem slobode veći je od perioda T_c u svim modelima i zahtijevana duktilnost jednaka je faktoru redukcije.

R_s je faktor koji u obzir uzima prekoračenje nosivosti i prema Fajfaru se definira kao omjer maksimalne i projektne poprečne sile. On ovisi o statičkoj neodređenosti konstrukcije, doprinosu stvarne čvrstoće materijala, o količini korištene armature u usporedbi s onom dobivenom proračunom i različitim zahtjevima standarda, na primjer minimalnim kriterijima ojačanja ili kriterijima metode proračuna nosivosti. $a_{g,BR}$ je ubrzanje pri kojem konstrukcija dolazi u stanje blizu rušenja, a određuje se kao;

$$a_{g,BR} = \frac{S_{ay} \cdot R_{\mu}}{\eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_c}{T^*}} \quad (7.10)$$

Tablica 7.24 Vrijednosti potresnih zahtjeva za modele

	MR		MK		MSK1		MSK2		MSK3	
	smjer X	smjer Y	smjer X	smjer Y	smjer X	smjer Y	smjer X	smjer Y	smjer X	smjer Y
projektna potresna sila (kN)	2564	2475	2564	2475	2978	3001	2627	2533	1877	1821
d_t (mm)	101,95	103,89	97,63	94,89	88,99	78,81	105,54	112,80	119,26	122,39
S_{ay} (g)	0,22	0,23	0,21	0,21	0,19	0,20	0,12	0,12	0,14	0,14
S_{ae} (g)	0,59	0,58	0,62	0,64	0,67	0,71	0,51	0,50	0,47	0,46
R_{μ}	2,68	2,52	2,95	3,05	3,53	3,55	4,41	4,30	3,45	3,37
R_s	1,25	1,33	1,21	1,25	1,13	1,13	0,93	0,96	1,13	0,13
μ_D	2,68	2,52	2,95	3,05	3,53	3,55	4,41	4,30	3,45	3,37
$a_{g,BR}$ (g)	1,76	1,88	1,39	0,89	0,44	0,54	0,14	0,14	0,29	0,28

Vrijednost elastičnog spektra ubrzanja na prvu je neočekivano velika kod modela MSK1, ali treba uzeti u obzir da je on zbog zidane ispune krući. Najveća zahtjevana duktilnosti je kod MSK2 zbog malog spektralnog ubrzanja na granici popuštanja. Može se primjetiti neusklađenost između faktora R_s koji doprinosi faktoru ponašanja i faktoru prekoračenja nosivosti koji je propisan Eurokodom za određivanje faktora ponašanja. Međutim, faktori nisu i ne moraju biti isti. Konstrukcija je dimenzionirana na rezne sile dobivene iz potresne kombinacije. Armatura armiranobetonskih presjeka najčešće se dimenzionira za stanje koje odgovara maksimalnoj nosivosti poprečnog presjeka, odnosno za moment M_u , ne za stanje kada se presjek plastificira,

odnosno kada se prestaje ponašati elastično. S obzirom da je najveća nosivost presjeka veća od savojne nosivosti pri tečenju armature, interpretacija faktora α_u/α_1 povezanog s projektnom potresnom silom je manje točna. Drugim riječima, za određivanje faktora α_1 potreban nam je moment M_y , a ne M_u . Najmanje vršno ubrzanje tla može podnijeti konstrukcija MSK2 koja nije dimenzionirana u skladu s EC8, već prema EC2. Nije ispoštovan *capacity design* što bi za ovu konstrukciju, na području grada Zagreba bilo kobno s obzirom da je dopušteno ubrzanje 0,14 g što otprilike odgovara povratnom periodu od 95 godina. Upravo tom modelu je zahtijevana duktilnost najveća. Za povratni period od 475 godina na području grada Zagreba, proračunsko ubrzanje tla jednako je $0,254 \text{ g} \cdot 1,15 = 0,292 \text{ g}$. Modeli MR, MK i MSK1 imaju veći kapacitet deformacije od zahtijevanog, dok je model MSK3 na samoj granici. Metoda postupnog guranja za razliku od metode primjenom vremenskog zapisa ne uzima u obzir različite akceleroگرامe koji uzrokuju različite mehanizme otkazivanja i zato bi se navedeni zaključci možda promijenili u slučaju provedbe nelinearne dinamičke metode.

8. ZAKLJUČAK

S obzirom da je nemoguće s točnošću predvidjeti karakteristike seizmičke pobude uslijed potresa većeg od proračunskog, nemoguće je i odrediti odgovor AB konstrukcije na takav potres. Međutim, moguće je konstrukciji osigurati dovoljnu čvrstoću i duktilnost koja će osigurati da pomaci građevine ostaju unutar sigurnih granica. Zahtjev za duktilnosti osigurava se preko specifičnih zahtjeva vezanih za materijale, zahtjevima za minimalnom i maksimalnom savojnom armaturom, minimalnom posmičnom armaturom i minimalnom potrebnom armaturom za ovijanje kao i prikladnim rješavanjem detalja armiranja u vidu sidrenja armature. Željeni oblik oštećenja raspodijelit će se po cijeloj građevini što više elemenata konstrukcije doprinosi duktilnosti i apsorbira seizmičku energiju, ako se elementi neelastično deformiraju do određene granice (nijedan element ne treba pretrpiti pretjerane neelastične deformacije) i ako oštećenje nije lokalizirano na određeno područje. Također, mehanizam kolapsa trebao bi obuhvatiti što je više moguće elemenata, a vertikalni elementi proći kroz minimalno neelastično ponašanje.

Ideja seizmičkog proračuna je osigurati da konstrukcija posjeduje veći kapacitet deformacije i čvrstoće od zahtjevanog. I zahtjev konstrukcije i njen kapacitet ovise o velikom broju varijabli koje se ne mogu sa sigurnošću odrediti. Primjer potresnog zahtjeva je spektar akceleracije koji određuje zahtjev čvrstoće za elastični sustav s jednim stupnjem slobode. Većina konstrukcija ponaša se neelastično stoga taj parametar sam za sebe nije dovoljan da opiše potresni zahtjev. Relevantni parametri zahtjeva, između ostalih, uključuju i zahtjev za duktilnosti te zahtjev za neelastičnom čvrstoćom. Kapaciteti konstrukcijskih elemenata trebaju se opisati kroz iste parametre kao i zahtjev kako bi se pri proračunu oni mogli i usporediti. Važno je razlikovati krhke i duktilne materijale te njihovo ponašanje prilikom seizmičke pobude. U slučaju da materijal ne tolerira plastične deformacije, prilikom proračuna potrebno je osigurati da čvrstoća tih elemenata ne premašuje zahtjevani kapacitet. Kod armiranobetonskih okvira, to se postiže preko koncepta jakog stupa i slabe grede.

Kako bi se istražilo ponašanje konstrukcija prilikom potresa ovisno o različitim faktorima koji utječu na razinu oštećenja, provela se numerička analiza pet okvirnih armiranobetonskih sustava. Potrebne količine armature dobivene su u programskom paketu provedbom metode korištenja

faktora ponašanja. Na isti način određene su i unutarnje sile potrebne za podjelu stupova. Ručno su određeni dijagrami moment-zakrivljenost za pet vrsta stupova ovisno o količini armature i uzdužnoj sili koja se javlja od vlastite težine, dodatnog stalnog opterećenja i korisnog opterećenja. Grede su podijeljene po etažama ovisno o količini zahtjevane uzdužne armature. Tako je za ukupno osam elemenata po modelu bilo potrebno odrediti dijagrame moment-zakrivljenost, radne dijagrame ovijenog betona, te je proveden izračun graničnih stanja ograničenog oštećenja, znatnog oštećenja i blizu rušenja u skladu s EC8. Gredama se dodjeljuju M3 plastični zglobovi, a u stupovima se u obzir uzima dvoosno savijanje i definira se i M2 plastični zglob. Provedbom metode postupnog guranja dobio se uvid u kritične elemente i raspodjelu oštećenja u konstrukciji. Model MR je primjer poželjnog širenja oštećenja, kod kojeg se prvo plastificiraju grede s nižih etaža prema višima, a tek onda stupovi. Nakon što sve grede dosegnu granično stanje ograničenog oštećenja, odnosno nakon što se plastificiraju i nastanu pukotine u betonu, postupno počinje i dosezanje graničnog stanja znatnog oštećenja. Nakon što su sve grede dosegnule najkritičnije stanje, odnosno granično stanje blizu rušenja, počinje plastifikacija stupova prizemne etaže. U daljnjoj analizi metode postupnog guranja odredile su se krivulje kapaciteta svedene na ekvivalentni sustav s jednim stupnjem slobode koristeći N2 metodu. Tako su se odredili spektri zahtjeva te omogućeni pomaci. Proračunate su i vrijednosti graničnog ubrzanja tla pri kojem dolazi do otkazivanja pojedine konstrukcije.

Drugi model je onaj s manje uzdužne i poprečne armature i na temelju rezultata nelinearne analize može se zaključiti da takav sustav posjeduje znatno manju duktilnost od referentnog modela i da mu je kapacitet deformacije manji. U Y smjeru je u usporedbi s referentnim modelom, ubrzanje pri kojem konstrukcija dolazi u stanje blizu rušenja čak dvostruko manje.

Utjecaj slabog kata, kao jedan od najčešćih uzroka kolapsa građevina, istražen je kroz tri modela MSK1, MSK2, MSK3. Redom, prvi je uzrokovan nedostatkom zidane ispune u prizemnoj etaži, drugi ima dodatne dvije etaže i nije dimenzioniran u skladu s EC8 već EC2, a trećem je visina prizemne etaže povećana za 50%. Sva tri modela posjeduju izrazito manju duktilnost od referentnog modela i modeli globalno dosežu granično stanje blizu rušenja pri pomacima koji su čak četiri puta manji. Od navedena tri modela, u vidu dopuštenih pomaka, najkritičnijim se pokazao MSK1.

Literatura

- [1] Uroš M., Todorić M., Crnogorac M., Atalić J., Šavor Novak M., Lakušić S. (2021), *Potresno inženjerstvo: Obnova zidanih zgrada*, Zagreb, Građevinski fakultet Sveučilišta u Zagrebu
- [2] Penelis, G.G. (2019), *Concrete Building in Seismic Regions*, 2nd Ed., Boca Raton, Taylor & Francis Group
- [3] Dowrick D. (2009), *Earthquake resistant desing and risk reduction*, 2nd Ed., Chichester, John Wiley & Sons
- [4] Murty C.V.R., Goswami R., Vijayanarayanan A.R., Mehta V.V. (2012), *Some Concepts in Earthquake Behaviour of Buildings*, Gujarat, GSDMA
- [5] Fajfar P. (2022), *The Story of the N2 Method*, Tokyo, International Association for Earthquake Engineering
- [6] Mpampatsikos V., Nascimbene R., Petrini L. (2008) "A Critical Review of the R.C. Frame Existing Building Assessment Pcedure According to Eurocode 8 and Italian Seismic Code", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 12, pp. 52-82
- [7] Fardis M. N., Carvalho E. C., Fajfar P., Pecker A. (2015), *Seismic Desing of Concrete Buildings to Eurocode 8*, Boca Raton, Taylor & Francis Group
- [8] Mazhar H., Najam F. A., Luqman A., Akram H. Z. (2021), *Nonlinear Modelling and Analysis of RC Buildings using ETABS (V 2016 and onwards)*, Islamabad, NUST Institute of Civil Engineering
- [9] ASCE 41-17 (2017), *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, Reston, American Socierty of Civil Engineers

-
- [10] Rejcek K., Fajfar P. (2014), On the Relation between the near collapse limit state at the element and structure level, *Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Istanbul
- [11] Dolšek M., Fajfar P. (2008), "The effect of masonry infills on the seismic response of a four storey reinforced concrete frame – a probabilistic assessment", *Engineering Structures*, Vol. 30, pp 3186-3192
- [12] *Eurokod 8: Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija – 1. dio: Opća pravila, potresna djelovanja i pravila zgrade, HRN EN 1998-3*, Zagreb, Hrvatski zavod za norme
- [13] *Eurokod 8: Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija – 3. dio: Ocjenjivanje i obnova zgrada, HRN EN 1998-3*, Zagreb, Hrvatski zavod za norme
- [14] *Eurokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcija – Dio 1-1: Opća pravila i pravila za zgrade, HRN EN 1992-1-1*, Zagreb, Hrvatski zavod za norme
- [15] Vamvatsikos D. (2002), "Incremental Dynamic Analysis" *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 31, pp 491-514
- [16] Sorić Z. (2016), *Zidane konstrukcije*, Zagreb, Udžbenici Sveučilišta u Zagrebu