

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



Jamova cesta 2
1000 Ljubljana, Slovenija
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

DRUGG – Digitalni repozitorij UL FGG
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Starc, A., 2015. Vpliv modeliranja razpokanih prerezov na potresnoodporno projektiranje AB stavbe. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M., somentor Babič, A.): 38 str.

Datum arhiviranja: 14-10-2015

University
of Ljubljana

Faculty of
*Civil and Geodetic
Engineering*



Jamova cesta 2
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

DRUGG – The Digital Repository
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Starc, A., 2015. Vpliv modeliranja razpokanih prerezov na potresnoodporno projektiranje AB stavbe. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M., co-supervisor Babič, A.): 38 pp.

Archiving Date: 14-10-2015

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM PRVE STOPNJE
GRADBENIŠTVO

Kandidat:

ANDRAŽ STARC

**VPLIV MODELIRANJA RAZPOKANIH PREREZOV NA
POTRESNOODPORNO PROJEKTIRANJE AB STAVBE**

Diplomska naloga št.: 205/B-GR

**INFLUENCE OF MODELING OF CRACKED SECTIONS ON
EARTHQUAKE-RESISTANT DESIGN OF RC BUILDING**

Graduation thesis No.: 205/B-GR

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Somentor:

Anže Babič

Ljubljana, 17. 09. 2015

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisani **ANDRAŽ STARC** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
Vpliv modeliranja razpokanih prerezov na potresnoodporno projektiranje AB stavbe

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 7. september 2015

Andraž Starc

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.042.7(043.2)
Avtor:	Andraž Starc
Mentor:	izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
Somentor:	Anže Babič, univ. dipl. inž. grad.
Naslov:	Vpliv modeliranja razpokanih prerezov pri potresnoodpornem projektiranju AB stavbe
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	38 str., 12 pregl., 21 sl., 65 en., 2 pril.
Ključne besede:	potresnoodporno projektiranje, armiranobetonski okvir, modalna analiza, togost razpokanih prerezov, sodelujoča širina pasnic, SAP2000

Izvleček

Med močnim potresom s pridom izkoriščamo sposobnost plastičnega obnašanja duktilne armiranobetonske konstrukcije, ki jo projektiramo z uporabo metode načrtovanja nosilnosti, pri čemer projektne potresne sile določimo z upoštevanjem razpokanja armiranobetonskih konstrukcij. Način določitve togosti razpokanih prerezov se v predpisih razlikuje. Vpliv različnega modeliranja razpokanih prerezov smo v diplomski nalogi preučevali na primeru 6-etažne armiranobetonske okvirne konstrukcije. Definirali smo 9 računskih modelov. Razlike v modelih se nanašajo na modeliranje togosti razpokanih prerezov ali sodelujoče širine pasnice gred v skladu z različnimi standardi in smernicami za potresnoodporno projektiranje stavb. V dveh modelih smo upoštevali, da se efektivni vztrajnostni moment spreminja vzdolž konstrukcijskih elementov, zato smo po elementih upoštevali spremenljivo redukcijo togosti, ki je bila vezana na moment na meji tečenja armature, oziroma je bila izračunana na osnovi predvidene deformacijske linije prereza pri projektni potresni obremenitvi. Takšen pristop k modeliranju zahteva iteracije. Pri primerjavi rezultatov analiz ugotovimo, da dobimo za modele, ki upoštevajo na poenostavljen način enotno redukcijo togosti po celotni konstrukciji, precej podobne rezultate. Za model v katerem izračunamo vztrajnostni moment razpokanega prereza na težišče nerazpokanega prereza, dobimo precej neuporabne rezultate, saj se redukcije togosti za zelo različno razpokane prereza veliko ne razlikujejo. V primeru izračuna efektivnega vztrajnostnega momenta na težišče razpokanega prereza, pa dobimo nižje efektivne togosti, ki se po konstrukciji spreminjajo. Tako dobimo podajnejši model, ki nam v primerjavi z modelom po EC8 daje manjše količine potrebne armature, saj je celotna potresna sila za 29 % nižja, izračunani pomiki konstrukcije pa so večji, saj je maksimalni zamik etaže za 24 % višji (celotni pomik na vrhu pa za 43 %). Ker je za dimenzioniranje okvirov običajno merodajna kontrola pomikov (MSU), daje ta model rezultate na varni strani, vendar so po drugi strani projektne potresne sile manjše. Kateri postopek je bolj primeren za projektiranje bi lahko ovrednotili le z oceno verjetnosti porušitve objekta, kar pa presega okvire te diplomske naloge.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.042.7(043.2)

Author: Andraž Starc

Supervisor: Assoc. Prof. Matjaž Dolšek, Ph.D.

Co-advisor: Anže Babič, B.Sc (C.E.)

Title: Influence of modeling of cracked sections on earthquake-resistant design of RC building

Document type: Graduation thesis – University Studies

Notes: 38 p., 12 tab., 21 fig., 65 eq., 2 ann.

Keywords: earthquake-resistant design, reinforced concrete frame, modal analysis, post-cracking stiffness, effective flange width, SAP2000

Abstract:

In the case of strong earthquakes, the ability of inelastic response of ductile reinforced concrete buildings is of great importance in order to assure adequate collapse risk of structures, which are designed with consideration of the capacity design principles and the design force, which is obtained by taking into account post-cracking stiffness of structural elements. However, there is no uniform criteria for consideration of effective stiffness of structural elements. In this graduation thesis, several approaches for determination of effective shear and flexural stiffness are presented and demonstrated by means of an example of a six-storey reinforced concrete building. Nine different models of the structure were evaluated considering various seismic design codes, two of which reflected the fact that flexural cracking varies along the element length. In the later cases, the effective stiffness of the elements corresponded either to the initiation of yielding of the reinforcement or to the estimated seismic response of the structure. Therefore, an iterative procedure was required. It is shown, that the results using uniform stiffness reduction throughout entire structure have small variation and that the results for model, where effective inertia is calculated relative to centroid of uncracked section, are not representative. Calculating effective stiffness relative to centroid of cracked sections reflects in higher stiffness reduction, thus the displacement demands are larger, although design forces are often smaller. In the case of the investigated building, the base shear was reduced by 29 % and the maximum drift was increased by 24 % in comparison to values obtained in the case of model proposed by EC8. Consequently, the required amount of reinforcement is also smaller. Which model of effective stiffness is more appropriate for earthquake-resistant design could only be evaluated by estimating seismic collapse risk for the buildings, which is beyond the scope of this thesis.

ZAHVALA

Za pomoč pri izdelavi diplomske naloge se lepo zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku in somentorju Anžetu Babiču, univ. dipl. inž. grad., ki sta mi pri izdelavi diplomske naloge namenila veliko časa, nasvetov ter strokovne pomoči.

Posebna zahvala pa gre tudi družini, prijateljem in vsem drugim, ki so me vzpodbujali, podpirali in stali ob strani med študijem in pri izdelavi diplomske naloge.

KAZALO VSEBINE

Izjave	II
Bibliografsko – dokumentacijska stran in izvleček	III
Bibliographic – documentalistic information and abstract	IV
Zahvala	V
1 UVOD.....	1
2 PROJEKTIRANJE POTRESNOODPORNH KONSTRUKCIJ PO EC8.....	2
2.1 Varnost potresnoodporno projektiranih stavb.....	2
2.1.1 Faktor pomembnosti	3
2.2 Redukcija potresnih sil.....	4
2.3 Potresni vpliv	6
2.4 Elastični spekter pospeškov	7
2.4.1 Projektni spekter pospeškov za elastično analizo	8
2.5 Obtežne kombinacije.....	9
2.5.1 Slučajna ekscentričnost.....	10
2.6 Zasnova konstrukcij.....	10
2.7 Analiza konstrukcij	11
2.7.1 Modeliranje konstrukcije	11
2.7.2 Modalna analiza s spektri odziva	11
2.7.2.1 Določitev lastnih frekvenc in nihajnih oblik.....	12
2.7.2.2 Transformacija v glavne koordinate	12
2.7.2.3 Reševanje enačbe gibanja in transformacija v osnovne koordinate.....	13
2.7.3 Metoda z vodoravnimi silami	14
2.7.3.1 Rayleighova metoda	14
2.7.3.2 Celotna potresna sila.....	14
2.7.3.3 Razporeditev horizontalnih potresnih sil	14
2.7.3.4 Pomiki	15
2.8 Kontrole varnosti.....	15
2.8.1 Mejno stanje nosilnosti	15
2.8.1.1 Kontrola vpliva teorije 2. reda	16
2.8.2 Mejno stanje uporabnosti (omejitve poškodb).....	16
3 POSEBNA PRAVILA ZA ARMIRANOBETONSKE OKVIRJE	17
3.1 Okvir kot konstrukcijski sistem	17
3.2 Sipanje energije in stopnje duktilnosti	17
3.3 Faktorji obnašanja za armiranobetonske okvirje	17
3.4 Modeliranje razpokanih prerezov nosilnih elementov.....	18
3.4.1 Togosti razpokanih prerezov po EC8.....	19
3.4.2 Sodelujoča širina gred.....	19

4	VPLIV MODELIRANJA RAZPOKANIH PREREZOV NA PRIMERU 6-ETAŽNE ARMIRANOBETONSKE OKVIRNE KONSTRUKCIJE	20
4.1	Opis konstrukcije	20
4.1.1	Geometrija konstrukcije.....	20
4.1.2	Material konstrukcije	22
4.1.3	Vplivi na konstrukcijo	23
4.1.3.1	Lastna in stalna teža	23
4.1.3.2	Koristna obtežba.....	23
4.1.3.3	Potresni vpliv.....	23
4.1.3.4	Račun mas	24
4.1.3.5	Obtežna kombinacija za projektno potresno stanje	24
4.1.3.6	Delitev vertikalne obtežbe po tlorisu etaže.....	24
4.2	Računski modeli	25
4.2.1	Model 1.....	25
4.2.1.1	Upoštevanje razpokanosti prerezov po EC8.....	25
4.2.1.2	Upoštevanje sodelujoče širine po EC2	25
4.2.2	Model 2.....	25
4.2.2.1	Upoštevanje sodelujoče širine po EC8	26
4.2.3	Model 3.....	26
4.2.3.1	Upoštevanje razpokanosti prerezov po priporočilih FEMA 365	26
4.2.3.2	Upoštevanje sodelujoče širine po priporočilih FEMA 365	26
4.2.4	Model 4.....	26
4.2.4.1	Upoštevanje razpokanosti prerezov po predpisih ACI	26
4.2.4.2	Upoštevanje sodelujoče širine po predpisih ACI	27
4.2.5	Model 5.....	27
4.2.5.1	Upoštevanje razpokanosti prerezov za model FLX.....	27
4.2.5.2	Upoštevanje sodelujoče širine v modelu FLX.....	27
4.2.6	Modela 6 in 7	27
4.2.7	Model 8.....	27
4.2.7.1	Določitev deformacijske linije prereza.....	28
4.2.7.2	Armatura v nosilnih elementih	29
4.2.7.3	Izračun efektivnih karakteristik razpokanih prerezov	29
4.2.7.4	Modeliranje v programu SAP.....	30
4.2.8	Model 9.....	30
4.2.8.1	Določitev momenta na meji tečenja armature iz diagrama moment – ukrivljenost.....	30
4.3	Povzetek rezultatov računskih modelov 1-7	31
4.4	Primerjava rezultatov računskih modelov 1-7	31
4.5	Povzetek in analiza rezultatov računskega modela 8.....	32
4.6	Povzetek in analiza rezultatov računskega modela 9.....	34
5	Zaključek	36
VIRI	37

KAZALO SLIK

Slika 1. Histerežno obnašanje duktilne konstrukcije pri cikličnem vplivu (Fischinger, 2006)	4
Slika 2: Grafični prikaz redukcije sil, kjer je pomik neelastične konstrukcije enak pomiku elastične (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009).....	5
Slika 3: Grafični prikaz redukcije sil, kjer je pomik neelastične konstrukcije večji od pomika elastične (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009).....	5
Slika 4: Karta potresne nevarnosti za območje Slovenije za $T_R = 475$ let (www.arso.gov.si)	6
Slika 5: Elastični spekter in projektni spektri za elastično analizo po EC8 (tla tipa A, 5 % dušenje).....	8
Slika 6: Princip upoštevanja prispevka plošče k togosti gred.....	19
Slika 7: Tloris konstrukcije	21
Slika 8: Prerez A-A	21
Slika 9: Delovni diagram betona za račun mejne nosilnosti prerezov.....	22
Slika 10: Delovni diagram armature za račun mejne nosilnosti prerezov	22
Slika 11: Elastični in projektni spekter pospeškov	23
Slika 12: Prikaz računskega modela konstrukcije v programskem orodju SAP.....	25
Slika 13: Računski modeli gred z upoštevanjem prispevka plošče k togosti gred AB okvirov.	25
Slika 14: Oznake za izpeljavo izrazov za poljuben prerez (velika ekscentričnost)	28
Slika 15: Shema armature za posamezne nosilne elemente (Povše, 2013)	29
Slika 16: Prikaz diagrama moment-ukrivljenost za steber (levo) in gred (desno).....	30
Slika 17: Primerjava nihajnih časov in potresnih sil med različnimi računskimi modeli (X smer)	31
Slika 18: Primerjava etažnih prečnih sil in relativnih zamikov etaž (točka CM) za modele 1-7	32
Slika 19: Primerjava etažnih prečnih sil in relativnih zamikov etaž (točka CM) med modeloma 7 in 8 (vzbujanje v X smeri)	33
Slika 20: Delitev potresne sile in potek etažnih prečnih sil za modeli 7, 9int in 9 (vzbujanje v X smeri)	35
Slika 21: Primerjava relativnih zamikov etaž (točka CM) modelov 7, 9int in 9 (vzbujanje v X smeri).....	35

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Kategorije pomembnosti stavb in faktorji pomembnosti (SIST EN 1998-1 4.2.5).....	3
Preglednica 2: Vrednosti parametrov za elastični spekter tipa 1 (močni potresi) (SIST EN 1998 3.2.2.2(2P)).....	8
Preglednica 3: Vrednosti faktorja φ za izračun $\Psi_{E,i}$ (SIST EN 1998-1 4.3.3.5.1):.....	9
Preglednica 4: Vrednosti α v odvisnosti od vrste in načina vgradnje nekonstrukcijskih elementov ..	16
Preglednica 5: Mase in masni vztrajnostni momenti.....	24
Preglednica 6: Velikost vertikalne obtežbe za posamezne grede.....	24
Preglednica 7: Reducirane vrednosti upogibnih togosti za različne elemente po priporočilih FEMA 365 (FEMA 365-2000 6.4.1.2.1).....	26
Preglednica 8: Povzetek rezultatov računskih modelov 1-7	31
Preglednica 9: Začetni približek in rezultati računskega modela 8.....	32
Preglednica 10: Reducirane togosti vzdolž nekaterih tipičnih elementov konstrukcije.....	33
Preglednica 11: Začetni približek in rezultati računskega modela 9.....	34
Preglednica 12: Reducirane togosti vzdolž nekaterih tipičnih elementov konstrukcije.....	34

Ta stran je namenoma prazna.

1 UVOD

Glavna naloga projektanta statika je zagotovitev ustrezne mehanske odpornosti objekta. Pri tem mehansko odpornost dokazujemo z uporabo računskih postopkov, ki temeljijo na teoretičnih spoznanjih, eksperimentih in opazovanjih obnašanja konstrukcij med potresi. Pri opisovanju lastnosti konstrukcij uvedemo določene poenostavitve, na osnovi katerih izdelamo računski model konstrukcije. Z današnjimi sodobnimi pristopi in tehnologijo lahko po metodah mehanike skoraj poljubno natančno določimo mehansko obnašanje konstrukcije, vendar pa se velike razlike v rezultatih pojavijo predvsem zaradi razlik v računskih modelih. Tu gre za vpliv modeliranja tako lastnosti konstrukcije, kakor tudi lastnosti vplivov. Za nepoškodovane konstrukcije, ki so podvržene kombinacijam vplivov stalnih in začasnih projektnih stanj, lahko lastnosti konstrukcije ter lastnosti vplivov modeliramo s skoraj poljubno natančnostjo. V primeru nastopa močnega potresa, ko konstrukciji zaradi ekonomičnosti načrtovanja dovoljujemo, da se do neke mere poškoduje, pa se srečamo z mnogimi negotovostmi računskega modela, saj je pričakovan odziv konstrukcije nelinearen. Precejšnje negotovosti pa se pojavijo tudi pri modeliranju potresne obtežbe.

V diplomski nalogi se osredotočamo predvsem na negotovost pri modeliranju togosti razpokanih elementov. V prvem delu diplomske naloge posvetimo pozornost projektiranju potresnoodpornih konstrukcij po standardu Evrokod 8. Obravnavamo filozofijo potresnoodpornega projektiranja stavb, določitev potresnega vpliva, izhodišča pri analizi konstrukcij ter metode izračuna. Posvetimo se linearnim metodam analize, ki so bile v nadaljevanju tudi uporabljene. V drugem delu naloge predstavimo aplikacijo standarda Evrokod 8 na armiranobetonske stavbe s poudarkom na pojmovanju in analitični obravnavi razpokanosti. Sledi glavni del naloge, kjer na primeru 6-etažne armiranobetonske konstrukcije obravnavamo problem negotovosti modeliranja vhodnih podatkov, pri čemer se omejimo na problem modeliranja togosti razpokanih prerezov, nekaj pozornosti pa namenimo tudi negotovosti pri modeliranju sodelujoče širine plošče, na osnovi katere v modelu definiramo širino pasnic gred. Z namenom proučevanja vpliva modelnih predpostavk na predviden odziv konstrukcije pri potresni obtežbi definiramo 9 različnih računskih modelov. V zaključnem delu naloge predstavimo rezultate analiz ter na osnovi medsebojne primerjave odzivov za različne računske modele podamo določene zaključke.

2 PROJEKTIRANJE POTRESNOODPORNIH KONSTRUKCIJ PO EC8

Potresna odpornost je ena najpomembnejših lastnosti konstrukcije, ki ji omogoči, da preostane potres s poškodbami, ki v nobenem primeru ne smejo ogroziti človeških življenj. S predpisi potresno odpornost zagotavljamo tako, da določimo minimalne zahteve za projektiranje objektov. S tem poskrbimo za varovanje človeških življenj pri močnem potresu in omejitev poškodb pri zmernem potresu.

V Sloveniji je s sprejetjem Pravilnika o mehanski odpornosti in stabilnosti kot podzakonskega akta Zakona o graditvi objektov (ZGO-1) evropski standard EN 1998 oziroma slovenski SIST EN 1998 (krajše EC8) postal obvezen standard za projektiranje in gradnjo stavb in inženirskih objektov na potresnih območjih. To je del družine standardov Evrokod, ki vsebuje določila, ki morajo biti upoštevana, kadar projektiramo konstrukcije na potresnih območjih in služijo kot dodatna določila k določilom ostalih relevantnih Evrokodov. Njegov namen je, da se v primeru potresa zaščiti človeška življenja, zagotovi nadaljno uporabnost konstrukcij pomembnih za civilno zaščito in omeji škodo. Pomembno se je zavedati, da standardov namen ni preprečiti škodo, temveč jo zglaj omejiti.

2.1 Varnost potresnoodporno projektiranih stavb

Na konstrukcijo tekom njene življenjske dobe delujejo stalni in spremenljivi vplivi (lastna teža nosilne in nenosilne konstrukcije, sneg, veter, oprema), ki jih znamo sorazmerno dobro oceniti, ter nezgodni vplivi, ki se v življenjski dobi konstrukcije pojavijo zelo redko in so posledice nenormalnega ravnanja ljudi (eksplozije, trčenja) ali pa redkih naravnih pojavov (potres, vihar, izjemne količine snega). Potres je poseben primer vpliva, ki je povezan z negotovostmi. Ne poznamo njegove natančne lokacije, itenzitete in frekvenčnega sestava gibanja tal. Dejstvo je, da se potresi pojavljajo skoraj vsakodnevno, vendar pa se potresi, ki lahko povzročijo poškodbe na konstrukcijah, na srečo ne pojavljajo tako pogosto, da bi bilo ekonomično načrtovati objekte tako, da bi preprečili možnost poškodovanja objekta ob pojavu takšnega izrednega dogodka. Zaradi same narave problema lahko potresno obtežbo določimo le z verjetnostno analizo potresne nevarnosti, katere rezultat so spektri pospeškov enotne potresne nevarnosti za izbrane povratne dobe, ki se razlikujejo glede na sestavo tal in lokacijo objekta. Standard tako kot osnovni prispevek k varnosti konstrukcije uvede definicijo projektne obtežbe, ki predstavlja osnovo za projektiranje potresnoodpornih objektov. Ta za primer uporabe linearno elastičnih metod analize temelji na elastičnem spektru pospeškov, na osnovi katerega določimo elastično potresno silo, ki pa jo v nadaljevanju z uporabo faktorja obnašanja q reduciramo kot to predpisuje standard (Žižmond, 2012).

Po določenih standarda SIST EN 1998 moramo izpolniti naslednja kriterija (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009):

- Zahteva po neporušitvi ali »no collapse requirement«;
- Zahteva po omejitvi poškodb ali »damage limitation requirement«.

Tako po EC8 projektiranje potresnoodpornih ne izhaja iz sprejemljive verjetnosti prekoračitve mejnega stanja blizu porušitve, temveč vpelje osnovni zahtevi po neporušitvi in omejitvi poškodb, ki se nanašata na potresno obtežbo z določeno povratno dobo. Razloga za takšen pristop sta, da je potresen vpliv zelo težko določljiv (itenziteta, kraj, čas), hkrati pa močan potres običajno za konstrukcijo predstavlja največji vpliv, za katerega iz ekonomičnih razlogov opustimo zahtevo o linearno elastičnem obnašanju konstrukcije in dopustimo njeno močno poškodovanje, kar zahteva nelinearne metode analize.

Prvemu kriteriju je zadoščeno, če je konstrukcija projektirana in zgrajena tako, da pri projektni obtežbi, ki je po priporočilih EC8 v Sloveniji za običajne objekte določena na osnovi povratne dobe 475 let, ne pride do lokalne ali globalne porušitve. Konstrukcija mora obdržati svojo integriteto in preostalo nosilnost za prenašanje vertikalne obtežbe. Za povprečno povratno dobo potresa 475 let velja, da je verjetnost za takšen dogodek v 50 letih, kar je predvidena amortizacijskega doba običajnih objektov, 10 %. Zveza med povprečno povratno dobo T_R , časom v letih T_L in verjetnostjo prekoračitve P_R je naslednja (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009):

$$T_R = -\frac{T_L}{\ln(1 - P_R)} \quad (2-1)$$

Drugi kriterij je izpolnjen, če konstrukcija preživi potres za katerega obstaja precejšnja verjetnost, da se bo pojavil v njeni amortizacijski dobi, brez večjih poškodb in z njimi povezanimi omejitvami uporabe, ki bi povzročile preveliko škodo glede na ceno same konstrukcije. Tukaj upoštevamo potresni vpliv, ki ima verjetnost prekoračitve 10 % v 10 letih oziroma 41 % v 50 letih in ima povratno dobo 95 let (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009). V sklopu kontrole tega kriterija torej ne dopuščamo močnih poškodb, kar pomeni, da bi morali ta kriterij kontrolirati z linearno elastično analizo. Zato EC8 omejuje kontrolo tega kriterija na kontrolo pomikov pri projektnih obremenitvah.

2.1.1 Faktor pomembnosti

Vse objekte seveda ni ustrezno projektirati na enako stopnjo potresnega tveganja, saj je ob nastopu močnega potresa pomembno ohraniti objekte za civilno zaščito ipd., posebna pravila pa veljajo za objekte kot so jedrske elektrarne in velike pregrade, ki predstavljajo ob nastanku morebitnih poškodb nevarnost za prebivalstvo in jih EC8 ne zajema, saj zanj veljajo posebna pravila. Da se izognemo potrebi po povečanju oziroma zmanjšanju privzete stopnje potresnega tveganja, se vpelje faktor pomembnosti γ_I , s katerim se faktorirajo projektne potresne sile. Za območje Slovenije so bile na podlagi študije ugotovljene zveze med faktorjem pomembnosti in povratno dobo potresa prikazane v preglednici 1.

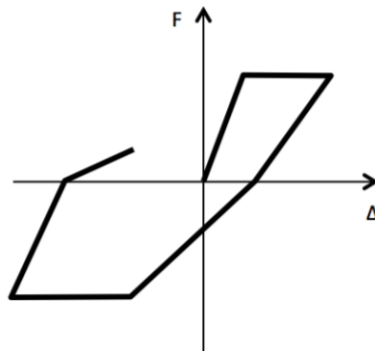
Preglednica 1: Kategorije pomembnosti stavb in faktorji pomembnosti (SIST EN 1998-1 4.2.5)

Kategorija pomembnosti	Stavbe	Faktor pomembnosti γ_I
I	Stavbe manjše pomembnosti za varnost ljudi, npr. kmetijski objekti	0,8
II	Običajne stavbe, ki ne sodijo v druge kategorije	1,0
III	Stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve, npr. šole, dvorane za srečanja, kulture ustanove in podobno	1,2
IV	Stavbe, katerih integriteta med potresi je življenjskega pomena za civilno zaščito, npr. bolnišnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno	1,4

2.2 Redukcija potresnih sil

Projektna potresna obremenitev, ki po EC8 izhaja iz povratne dobe potresa, je za večino gradbenih konstrukcij tudi kritična obremenitev, za katero velja, da ima zelo majhno možnost nastopa v življenjski dobi objekta. Zato konstrukciji dovoljujemo, da se do neke mere poškoduje, a pri tem ne sme priti do porušitve. Ideologija za tem je, da lahko potresno odpornost zagotovimo z veliko nosilnostjo in s tem pričakovanim elastičnim odzivom konstrukcije, ali s kombinacijo nosilnosti in duktilnosti, kjer se zanašamo na sposobnost sipanje energije konstrukcije z neelastičnimi deformacijami.

Sposobnost sipanja potresne energije je tesno povezana z naravo potresne obtežbe. Za razliko od statične obtežbe, kjer prekoračitev nosilnosti pomeni porušitev, je za dinamično potresno obtežbo značilno, da v primeru zadostne duktilnosti konstrukcije ta vstopi v neelastično območje in do trenutka spremembe smeri potresnega vpliva preživi nastop rušilnega mehanizma (Fischinger, 2006). To velja v primeru, ko so nastale deformacije manjše od deformacijske kapacitete konstrukcije. Potresna obtežba je namreč sestavljena iz kratkih pulzov, ki ves čas menjajo smer delovanja, zato je pulz potresnega vpliva kratek in je potreba po zmožnosti plastičnega deformiranja konstrukcije znotraj svoje deformacijske kapacitete omejena zgolj na kratek čas. Pri takšnem cikličnem obnašanju odnos $F - \Delta$ opisuje tako imenovano histerezno krivuljo (slika 1).



Slika 1. Histerezno obnašanje duktilne konstrukcije pri cikličnem vplivu (Fischinger, 2006)

Med potresom se konstrukciji dovaja potresna energija, ki se pri takšnem cikličnem odzivu disipira, s čimer se ogroženost konstrukcije zmanjšuje. Količino potresne energije, ki se med odzivom spreminja v histerezno energijo, predstavlja površina, ki jo oklepa histerezna krivulja na sliki 1.

$$E_H = \int F d\Delta \quad (2-2)$$

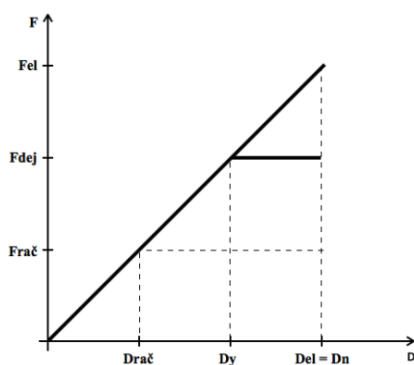
V primeru armiranobetonskih konstrukcij je zaradi zanemarljive sposobnosti plastičnega deformiranja betona vsa sposobnost sipanja energije zagotovljena z ustrezno projektirano in konstruirano armaturo, ki ji pripišemo duktilnost in s tem zmožnost plastičnega deformiranja. Ker tem deformacijam beton ne more slediti, ta pri močnem potresu v območjih plastifikacije (plastičnih členkih) močno razpoka.

Torej bi bile za analizo v principu potrebne nelinearne metode, ki pa so prezahtevne za vsakdanjo prakso, zato Evrokod uvaja poenostavljene približne metode, ki temeljijo na linearno elastični analizi, vpliv nelinearnega obnašanja pa zajamemo s faktorjem obnašanja q . Z njim posredno upoštevamo sposobnost sipanja energije konstrukcije in tako vztrajnostne sile, ki bi nastopile v elastični konstrukciji F_{el} , reduciramo na računске potresne sile F_{rac} . Pri tem velja, da večja kot je redukcija

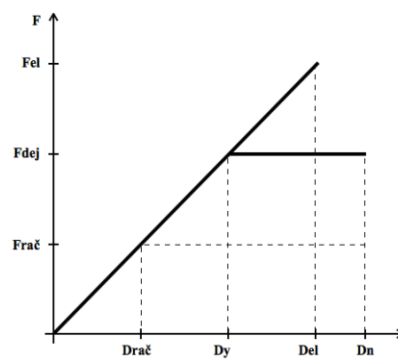
potresnih sil in s tem manjša potreba po nosilnosti, večja je potrebna duktilnost in večje bodo poškodbe konstrukcije med močnim potresom (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009).

$$F_{rač} = \frac{F_{el}}{q} \quad (2-3)$$

Princip redukcije potresnih sil za idealno elasto-plastične konstrukcije temelji na empirično pridobljeni ugotovitvi, da je maksimalni pomik, ki ga konstrukciji vsili gibanje tal med potresom, neodvisen od nosilnosti za konstrukcije z enako togostjo in enakim nihajnim časom. Torej je maksimalni pomik konstrukcije z višjo nosilnostjo, ki se obnaša elastično, enak pomiku konstrukcije z nižjo nosilnostjo, ki se obnaša neelastično. Ta predpostavka približno velja za konstrukcije z nihajnim časom v območju srednjih in dolgih nihajnih časov ($T > T_C$), za primere konstrukcij z nižjim nihajnim časom pa velja, da je pomik elastične konstrukcije manjši od pomika neelastične konstrukcije.



Slika 2: Grafični prikaz redukcije sil, kjer je pomik neelastične konstrukcije enak pomiku elastične (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009)



Slika 3: Grafični prikaz redukcije sil, kjer je pomik neelastične konstrukcije večji od pomika elastične (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009)

Faktor obnašanja q pa je sicer definiran kot produkt dveh faktorjev, ki sta:

- Redukcijski faktor R_μ , ki je enak faktorju duktilnosti μ (pri $T > T_C$), ki je definiran kot razmerje med maksimalnim pomikom D_n in pomikom na meji elastičnosti D_y .

$$R_\mu = \frac{D_n}{D_y} = \frac{F_{el}}{F_{dej}} \quad (2-4)$$

- Faktor dodatne nosilnosti R_s

$$R_s = \frac{D_y}{D_{rač}} = \frac{F_{dej}}{F_{rač}} \quad (2-5)$$

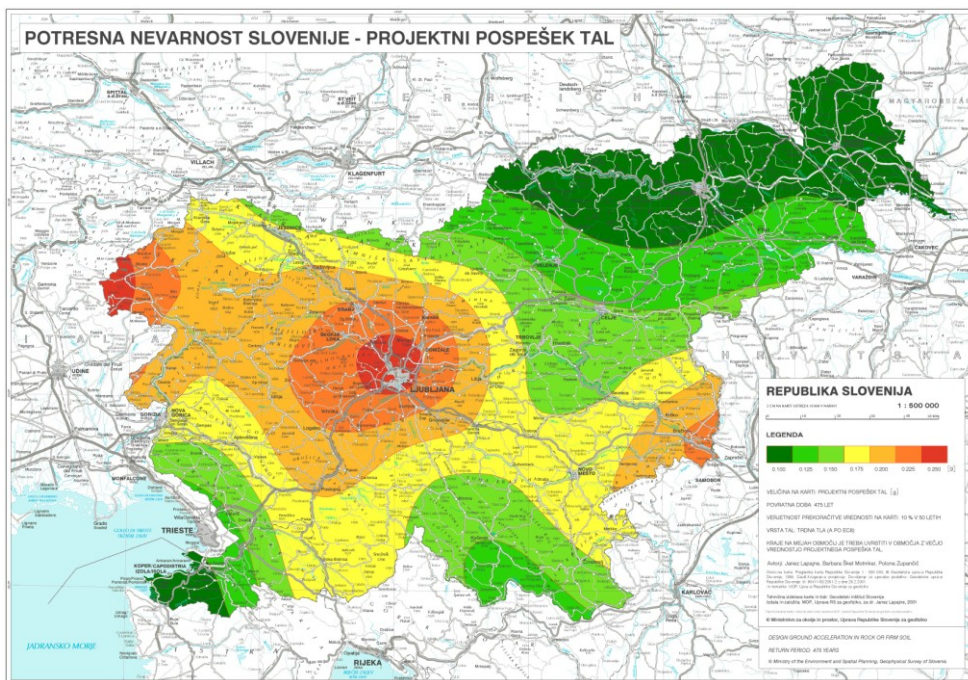
Če sedaj združimo zgoraj navedene ugotovitve, dobimo končni izraz za upoštevanje redukcije potresne sile in istočasno izraz za izračun faktorja obnašanja q (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009).

$$F_{rač} = \frac{F_{el}}{R_\mu R_s} \quad \text{in} \quad q = R_\mu R_s \quad (2-6)$$

$$R_\mu = \mu \quad T > T_C$$

2.3 Potresni vpliv

Za razliko od ostalih obtežb, ki direktno obremenjujejo konstrukcijo, potres predstavlja obtežbo, pri kateri se konstrukciji vsiljujejo pomiki zaradi gibanja tal, kar nato zajamemo posredno z vpeljavo ekvivalentne obtežbe, ki ji pravimo »potresne sile«. Za določitev potresne obtežbe je osnova referenčni pospešek tal a_{gR} , ki ga najdemo na kartah potresne nevarnosti. Na njih imamo ozemlja posameznih držav razdeljena na več območij glede na potresno nevarnost, ki jo glede na projektno povratno dobo potresa, ki po EC8 znaša 475 let, določa en sam parameter, in sicer referenčna vrednost maksimalnega pospeška tal na tleh tipa A (Rozman, Fajfar, 2006). Za projektiranje se uporablja karta potresne nevarnosti, ki je veljavna v času uporabe standarda. Za področje Slovenije je ta prikazana na sliki 4.



Slika 4: Karta potresne nevarnosti za območje Slovenije za $T_R = 475$ let (www.arso.gov.si)

Referenčni pospešek tal, ki ga preberemo s karte potresne nevarnosti, ustreza povratni dobi $T_R = 475$, za katero velja faktor pomembnosti $\gamma_I = 1,0$. Za druge kategorije stavb so faktorji pomembnosti navedeni v preglednici 1. Projektni pospešek na tleh tipa A, a_g , ki ga uporabimo v kombinaciji s predpisano obliko spektra za ustrezna tla, pa določa velikost potresnega vpliva in ga izračunamo po enačbi spodaj.

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (2-7)$$

2.4 Elastični spekter pospeškov

Spekter odziva podaja odnos med nihajnim časom konstrukcije T in maksimalnim odzivom sistema z eno prostostno stopnjo (v nadaljevanju *SDOF sistem*). Pod oznako »odziv« označujemo različne količine, s katerimi merimo dinamični odziv konstrukcije in največkrat so to absolutni pospešek, relativna hitrost in relativni pomik. Vrednost odziva je odvisna od nihajnega časa T in koeficienta dušenja konstrukcije ξ (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009).

Spekter je elastičen, če je obnašanje SDOF sistema, s katerim modeliramo enostavne konstrukcije, linearno elastično. Obstajajo približne zveze med spektri absolutnih pospeškov S_A , relativnih hitrosti S_V in relativnih pomikov S_D . Na ta način je z upoštevanjem spodnjih zvez za izračun vseh treh spektrov dovolj poznati le enega.

$$S_A \cong \omega \cdot S_V \cong \omega^2 \cdot S_D, \quad \text{kjer je} \quad \omega = \frac{2\pi}{T} \quad (2-8)$$

Spektri odziva, ki jih z numeričnim reševanjem enačb gibanja dobimo iz akcelerogramov, so zelo nepravilne oblike, vendar pa dobimo s povprečenjem velikega števila takšnih spektrov zglajeni spekter, za katerega veljajo določene značilnosti. Na podlagi teh značilnosti Evrokod predpisuje idealizirane spektre, ki odražajo pričakovane značilnosti potresnega gibanja tal, in na poenostavljen način zajema bistvene značilnosti dejanskih spektrov odziva. Bistvene značilnosti so:

- Spekter lahko, če privzamemo, da konstrukcija ni niti neskončno toga ($T = 0$) niti neskončno podajna ($T = \infty$), razdelimo na področje kratkih nihajnih časov, kjer imamo konstantne in hkrati največje vrednosti pospeškov in zaradi medsebojne linearne zveze tudi rezultirajočih potresnih sil, področje srednjih nihajnih časov, kjer imamo konstante in hkrati največje vrednosti relativnih hitrosti in posledično tudi energije, in področje dolgih nihajnih časov, kjer imamo približno konstanten in največjih vrednosti spekter relativnih pomikov.
- Maksimalni pospešek je za nihajni čas $T = 0$ enak projektneemu pospešku tal a_g . Razmerje med to vrednostjo in vrednostjo največjega pospeška v spektru podaja amplifikacija v spektru, ki običajno znaša 2,5 in je odvisna od vrednosti dušenja ξ (za vrednosti večje od 5 % se ta zmanjša in obratno).
- Spekter je odvisen od tipa tal. Vrednosti a_g so podane za tip tal A. Za manj ugodne tipe tal vrednosti korigiramo s štirimi parametri (S , s katerim korigiramo amplitude v spektru in T_B , T_C ter T_D , ki so vrednosti nihajnih časov, ki ločijo posamezne dele spektrov).

Elastični spekter pospeškov je za vodoravno komponento vpliva določen z naslednjimi funkcijami (običajno privzamemo 5 % dušenja, zaradi česar je faktor za korekcijo vpliva dušenja $\eta = 1,0$).

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2-9)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e = 2,5 \cdot a_g \cdot S \quad (2-10)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{T_C}{T} \quad (2-11)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ s} \quad S_e = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{T_C T_D}{T^2} \quad (2-12)$$

EC8 deli tla v 7 tipov, med katerimi je 5 »standardnih« tipov tal (A, B, C, D in E), dva pa sta posebna (S_1 in S_2). Tla tipa A so najbolj toga in s tem najkvalitetnejša, s padanjem togosti pa kvaliteta tal pada (vedno večje področje s konstantnimi pospeški, povečanje maksimalnih vrednosti pospeškov). S parametri S , T_B , T_C in T_D tako približno zajamemo vpliv tal na frekvenčni sestav gibanja tal. Vrednosti parametrov določa vsaka država v svojem nacionalnem dodatku (preglednica 2).

Preglednica 2: Vrednosti parametrov za elastični spekter tipa 1 (močni potresi) (SIST EN 1998 3.2.2.2(2)P)

Tip Tal	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,1	0,4	2
B	1,2	0,15	0,5	2
C	1,15	0,2	0,6	2
D	1,35	0,2	0,8	2
E	1,7	0,1	0,4	2

2.4.1 Projektni spekter pospeškov za elastično analizo

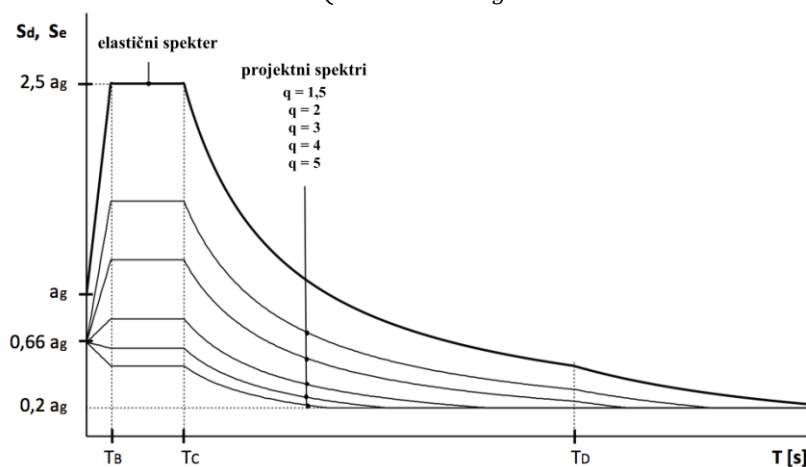
Za elastično analizo z reduciranimi silami se uporablja projektni spekter. Zaradi sposobnosti sipanja energije in dodatne nosilnosti je v projektnem spektru upoštevana redukcija potresnih sil s faktorjem obnašanja q . Pri tem pa je vrednost spektra navzdol omejena, tako da spektralni pospešek ne more biti manjši od $0,2 \cdot a_g$. To je v enačbah spodaj upoštevano s faktorjem β , ki določa minimalni pospešek v projektnem spektru in znaša 0,2.

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\eta \cdot \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2-13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2-14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T): \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2-15)$$

$$T_D \leq T \leq 4 s \quad S_d(T): \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C T_D}{T^2} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2-16)$$



Slika 5: Elastični spekter in projektni spektri za elastično analizo po EC8 (tla tipa A, 5 % dušenje)

2.5 Obtežne kombinacije

V Evrokodih se poleg obtežnih faktorjev uporabljajo tudi materialni varnostni faktorji. Zato upoštevamo potresno obtežbo kot mejno obtežbo in je ne kombiniramo z vplivom vetra in snega, saj obstaja zelo majhna verjetnost nastopa potresnega vpliva ob sočasnem nastopu maksimalnih vrednosti drugih vplivov, ter upoštevamo obtežni faktor 1,0. Dejansko pa upoštevamo še materialni varnostni faktor, ki predstavlja dodatno varnost in znaša v primeru armiranobetonskih stavb 1,15 za jeklo in 1,5 za beton. V EC0 imamo tako potresni vpliv vključen v potresnem projektne stanju, za katerega kombinacijo učinkov vplivov definiramo kot (SIST EN 1990 6.4.3.4(2)):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{E,d} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2-17)$$

$G_{k,j}$	karakteristična vrednost stalne obtežbe
P	reprezentativna vrednost vpliva prednapenjanja
$A_{E,d}$	projektna potresna obtežba
$Q_{k,i}$	karakteristične vrednosti spremenljive obtežbe

Projektna potresna obtežba je določena kot karakteristična vrednost potresne obtežbe $A_{E,k}$ pomnožena s faktorjem pomembnosti γ_I . Za določitev projektne potresne učinkov pa potrebujemo še kombinacijo s katero določimo mase etaž, ki vplivajo na velikost vztrajnostnih sil (SIST EN 1998-1: 2005, 3.2.4(2)P):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (2-18)$$

kjer $\Psi_{E,i}$ upošteva verjetnost, da obtežba $Q_{k,i}$ ni prisotna po celotni konstrukciji v času potresa. Ti koeficienti lahko upoštevajo tudi zmanjšano sodelovanje mas pri nihanju konstrukcije zaradi podajne zveze med njimi. Vrednosti φ so podane v preglednici 3.

$$\Psi_{E,i} = \varphi \Psi_{2,i} \quad (2-19)$$

Preglednica 3: Vrednosti faktorja φ za izračun $\Psi_{E,i}$ (SIST EN 1998-1 4.3.3.5.1):

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	φ
kategorije A-C*	vrhna etaža	1,0
	zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8
	etaže so zasedene neodvisno	0,5
kategorije D-F* in arhivi		1,0

2.5.1 Slučajna ekscentričnost

EC8 predpisuje obvezno upoštevanje slučajne ekscentričnosti v povezavi z morebitnim odstopanjem od projektne razporeditve mas in togosti ter prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja. Določila so zelo nejasno definirana, saj obstajajo vsaj trije načini upoštevanja slučajne ekscentričnosti. Pri vseh načinih upoštevanja slučajne ekscentričnosti je potrebno zagotoviti, da so v modelu upoštevane »toge« medetažne plošče.

V analizah, ki sledijo v nadaljevanju diplomske naloge, smo upoštevali način, ki ga lahko uporabimo v primeru modalne analize s spektri odziva. Tu upoštevamo vpliv dodatnega torzijskega momenta tako, da določimo ovojnico zaradi statičnih obtežnih primerov s torzijskim momentom okrog navpične osi v masnem središču vsake etaže. En obtežni primer je sestavljen iz dodatnih torzijskih momentov (M_{ai}) po etažah, pri čemer imajo vsi isti predznak in izhajajo iz istega vpliva sile (v X ali Y smeri), ki je določena z metodo vodoravnih sil. Tako dobimo dva različna statična obtežna primera s torzijskimi momenti (Kreslin, Dolšek, Fajfar, 2006).

$$M_{Xi} = F_{Xi} \cdot e_{Yi} = F_{Xi} \cdot 0,05L_{Yi} \quad \text{in} \quad M_{Yi} = F_{Yi} \cdot e_{Xi} = F_{Yi} \cdot 0,05L_{Xi} \quad (2-20)$$

2.6 Zasnova konstrukcij

Zasnova gradbenih konstrukcij ima velik vpliv na njihovo potresno odpornost, saj ima konkretne posledice na možnost izbire metode računa in preko vpliva na faktor obnašanja q tudi na velikost potresne obtežbe. Zato EC8 zahteva, da z upoštevanjem spodaj navedenih zahtev, težimo k potresno odporni konstrukciji že v fazi njenega snovanja. Zato težimo k (SIST EN 1998-1:2005, 4.2.1):

- enostavnosti konstrukcije, ki omogoča jasen in neposreden prenos potresnih sil in je zaradi tega tudi predpostavljen potresni odziv zanesljivejši
- zveznosti, simetriji in statični nedoločeni konstrukcije, ki zagotavljajo kratek in direkten prenos potresnih sil, preprečujejo nastanek občutljivih območij, kjer lahko koncentracije napetosti ali velika duktilnost povzročijo porušitev, in omogočajo enakomerno sipanje energije čez celotno konstrukcijo
- zadostni odpornosti in togosti v obeh horizontalnih smereh, ki sta potrebni zaradi možnosti gibanja tal v poljubni smeri in za zagotavljanje omejitve prekomernih pomikov, ki lahko vodijo v prekomerne poškodbe ali učinke teorije drugega reda
- zadostni torzijski nosilnosti in togosti, saj je konstrukcija sicer izpostavljena torzijskem delovanju, ki povzroči neenakomerno obremenjevanje konstrukcijskih elementov. Zato je glavne elemente najbolje razporediti ob obod zgradbe
- efektu toge diafragme na nivoju etaž, saj toge plošče omogočajo prenos potresne obtežbe na vertikalne elemente in zagotavljajo njihovo povezanost med potresom
- ustrezno temeljenje, ki zagotavlja, da je celotna konstrukcija pod vplivom enotnega vzbujanja zaradi gibanja tal med potresom.

Konstrukcija mora biti pravilna v tlorisu, kar je v skladu z določili EC8 zagotovljeno, če je približno dvojnosiometrična, kompaktna v tlorisu in če so medetažne plošče dovolj toge, da zagotavljajo efekt toge diafragme. Nadaljna kriterija povezana z ekscentričnostjo in torzijskim polmerom, ki omejujejo torzijske vplive, sta razen v izjemnih primerih težko določljiva, zato pogosto kar privzamemo, da gre za torzijsko nepravilno konstrukcijo. Pomembno pa je, ali je konstrukcija torzijsko toga ali podajna. V primeru torzijsko podajne konstrukcije se praviloma pojavi velik torzijski vpliv na vseh robovih

tlorisa, zato v takšnih primerih konstrukcij zmanjšamo redukcijski faktor q in s tem upoštevamo večji potresni vpliv. Konstrukcija velja za torzijsko podajno, če je ena izmed prvih dveh nihajnih oblik pretežno torzijska (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009).

Za zagotovljeno pravilnost po višini, ki je pomembnejša od tlorisne pravilnosti, morajo konstrukcijski elementi, ki prenašajo vodoravno obtežbo, potekati neprekinjeno do vrha stavbe oz. njenega dela, masa in togost pa morata biti konstantni v vseh etažah ali pa se postopoma, torej brez nenadne spremembe, zmanjševati od temeljev proti vrhu. Poleg tega ne sme biti prekoračena dovoljena zožitev tlorisa v različnih etažah, pri okvirnih stavbah pa se razmerje med dejansko nosilnostjo etaže in računsko nosilnostjo ne sme razlikovati med posameznimi etažami.

2.7 Analiza konstrukcij

2.7.1 Modeliranje konstrukcije

Pri linearno elastični analizi mora model konstrukcije ustrezno vključevati maso in togost, v primeru nelinearne analize pa še nosilnost. Pri tem moramo upoštevati tudi nekonstrukcijske elemente in podajnost temeljev, v kolikor je vpliv slednjega neugoden. V večini primerov je medetažno ploščo smiselno upoštevati kot togo diafragma, maso in masne vztrajnostne momente pa skoncentrirati v masnem težišču na nivoju posamezne etaže, saj ima tako naš model konstrukcije zgolj po 3 prostostne stopnje na etažo (horizontalna pomika v obeh glavnih smereh ravnine in zasuk okoli vertikalne osi), kar občutno zmanjša čas računa. S programskimi orodji za analizo konstrukcij, kot sta SAP2000 in ETABS (CSI, 2012), je omogočena uporaba tridimenzijskih modelov sestavljenih iz linijskih elementov. Pri dimenzioniranju konstrukcijskih elementov pa uporabimo splošen računski model konstrukcije, ki ga obremenimo z rezultati iz dinamične analize in s pomočjo metod iz statike določimo notranje sile in napetosti.

2.7.2 Modalna analiza s spektri odziva

Osnovna metoda analize, ki jo predvideva EC8, je modalna analiza s spektri odziva ob uporabi linearno elastičnega modela. Pri tej metodi upoštevamo vse nihajne oblike, ki pomembno vplivajo na odziv. Temu je v skladu z določili EC8 zagotovljeno, če vsota efektivnih mas, ki ustrezajo upoštevanim nihajnim oblikam, znaša vsaj 90 % celotne mase, oziroma, če so upoštevane vse nihajne oblike, ki jim pripada efektivna masa večja od 5 % mase celotne konstrukcije. V kolikor so te nihajne oblike medsebojno neodvisne in se s tem njihovi nihajni časi razlikujejo za več kot 10 %, je po EC8 mogoče njihove vplive kombinirati po SRSS pravilu (kvadratni koren vsote kvadratov), sicer pa je potrebno uporabiti bolj natančno metodo za kombinacijo, npr. CQC (kompletna kvadratna kombinacija). Za konstrukcije, ki so pravilne po višini in pri katerih višje nihajne oblike v nobeni od dveh vodoravnih smereh pomembno ne vplivajo na odziv, je po EC8 dovoljeno uporabiti poenostavljeno metodo, tj. metodo z vodoravnimi silami (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009).

Modalna analiza s spektri odziva je postopek v potresnem inženirstvu, pri katerem dobimo na osnovi izračunanih lastnih frekvenc in nihajnih oblik, maksimalne odzive konstrukcije za posamezne nihajne oblike, ki jih nato kombiniramo tako, da dobimo njen najverjetnejši maksimalni odziv.

Potresno obtežbo predstavlja gibanje podpor objekta, torej gre za vsiljeno nihanje MDOF sistema za katerega rešujemo sistem medsebojno odvisnih diferencialnih enačb. Pri metodi modalne analize prevedemo ta sistem v sistem neodvisnih diferencialnih enačb, ki ga rešujemo z uporabo metod za SDOF sisteme, vključno z uporabo spektrov odziva. To dosežemo tako, da s pomočjo lastnih vektorjev, ki predstavljajo nihajne oblike, izvedemo transformacijo iz osnovnega v glavni koordinatni sistem. Enačba gibanja se za vzbujanje v eni smeri glasi (Fajfar, 1984):

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \ddot{u}_t[M]\{s\} \quad (2-21)$$

$[M]$	masna matrika konstrukcije
$[K]$	togostna matrika konstrukcije
$\{U\}, \{\dot{U}\}, \{\ddot{U}\}$	vektor pomika, hitrosti in pospeška konstrukcije
\ddot{u}_t	pospešek temeljnih tal za izbrano smer vzbujanja
$\{s\}$	vektor pomikov toge konstrukcije pri enotskih premikih tal v izbrani smeri

2.7.2.1 Določitev lastnih frekvenc in nihajnih oblik

Lastne frekvence in nihajne oblike so osnovne dinamične karakteristike konstrukcije. Sistem z več prostostnimi stopnjami niha na toliko različnih načinov, kolikor ima prostostnih stopenj s pripadajočimi masami. Vsak izmed teh načinov ima svojo frekvenco in nihajno obliko. Osnovna frekvenca je najnižja izmed vseh, nihajni čas pa je tako najvišji. Vse naslednje so višje in urejene po vrsti. Izračunamo jih z rešitvijo posplošenega problema lastnih vrednosti za nedušeni sistem, ki daje za primer gradbenih konstrukcij, ki imajo običajno nizek koeficient viskoznega dušenja, dovolj natančne vrednosti.

$$([K] - \omega^2[M])\{\Phi\} = \{0\} \quad (2-22)$$

Ničle karakterističnega polinoma predstavljajo lastne frekvence ω_i , vsaki izmed katerih pripada lastni vektor $\{\Phi_i\}$, ki nam pove deformacijsko obliko i-tega načina nihanja. Ti izpolnjujejo oba pogoja ortogonalnosti (Fajfar, 1984):

$$\{\Phi_i\}[M]\{\Phi_j\} = 0 \quad \text{če velja } \omega_i \neq \omega_j \quad (2-23)$$

$$\{\Phi_i\}[K]\{\Phi_j\} = 0 \quad \text{če velja } \omega_i \neq \omega_j \quad (2-24)$$

2.7.2.2 Transformacija v glavne koordinate

Transformacijo je mogoče izvesti s pomočjo lastnih nihajnih oblik nedušena sistema. Pri tem uvedemo vektor pomikov v glavnih koordinatah $\{Y\}$, ki je z vektorjem v osnovnih koordinatah $\{U\}$ v naslednji zvezi:

$$\{U\} = [\Phi]\{Y\} \quad (2-25)$$

Enačbo lahko zapišemo tudi v drugačni obliki, kjer dejanske premike izrazimo kot linearno kombinacijo lastnih nihajnih oblik. Vektor posplošenih pomikov $\{Y\}$ sestavljajo amplitude posameznih lastnih nihajnih oblik Y_i , ki jih imenujemo tudi glavne koordinate. Običajno pa ima k celotnim pomikom pomemben doprinos le nekaj osnovnih nihajnih oblik, zato navadno v praksi uporabimo aproksimacijo in upoštevamo le m najnižjih nihajnih oblik, kar je precej manj kot število vseh nihajnih oblik n , ki je enako številu prostostnih stopenj konstrukcije.

$$\{U\} = \sum_{i=1}^n \{\Phi_i\} Y_i \quad \text{oziroma} \quad \{U\} = \sum_{i=1}^{m \ll n} \{\Phi_i\} Y_i \quad (2-26)$$

Če zgornjo enačbo vstavimo v enačbo (2-21), jo z leve množim s $[\Phi]^T$ ter upoštevamo pogoja ortogonalnosti, iz česar sledi, da postaneta masna in togostna matrika v enačbi diagonalni, lahko dobljeni sistem zapišem v sistem neodvisnih diferencialnih enačb, izmed katerih lahko vsako enačbo zapišem v obliki (Fajfar, 1984):

$$\ddot{Y}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{Y}_i + \omega_i^2 Y_i = \frac{F_i(t)}{M_i} \quad (2-27)$$

Število enačb v sistemu je enako številu upoštevanih nihajnih oblik m , koeficiente dušenja ξ_i določamo enako kot za SDOF sisteme, koeficienta F_i in M_i pa sta koeficienta na diagonali matrik, ki ju izračunamo kot:

$$M_i = \{\Phi_i\}^T [M] \{\Phi_i\} \quad (2-28)$$

$$F_i = -\ddot{u}_t \{\Phi_i\}^T [M] \{S\} \quad (2-29)$$

2.7.2.3 Reševanje enačbe gibanja in transformacija v osnovne koordinate

Sistem lahko rešujem z Duhamelovim integralom, pri čemer dobimo izraz za pomik Y_i . Vpeljemo pa lahko še oznako za celoten integral D_i in faktor participacije Γ_i – skalar, ki nam daje informacijo o vplivu posameznih nihajnih oblik na celotne pomike (Fajfar, 1984).

$$Y_i(t) = \frac{\{\Phi_i\}^T [M] \{S\}}{\omega_i M_i} \int_0^t \ddot{u}_t(\tau) e^{-\xi_i \omega_i (t-\tau)} \sin(\omega_i (t-\tau)) d\tau = \Gamma_i \frac{D_i(t)}{\omega_i} \quad (2-30)$$

$$\Gamma_i = \frac{L_i}{M_i} = \frac{\{\Phi_i\}^T [M] \{S\}}{\{\Phi_i\}^T [M] \{\Phi_i\}} \quad (2-31)$$

V primeru analize z uporabo spektrov pospeškov je postopek enostavnejši. Vektor maksimalnih pomikov konstrukcije za posamezno obliko v osnovnih koordinatah in vektor potresnih sil, s katerimi obtežimo konstrukcijo in uporabimo za izračun notranjih sil za posamezno nihajno obliko, izračunamo kot:

$$\{U_i\}_{max} = \{\Phi_i\} \Gamma_i S_D(\omega_i, \xi_i) = \{\Phi_i\} \Gamma_i \frac{S_a(\omega_i, \xi_i)}{\omega_i^2} \quad (2-32)$$

$$\{F_i\}_{max} = [M] \{\Phi_i\} \Gamma_i S_a(\omega_i, \xi_i) = m_i^* S_a(\omega_i, \xi_i), \quad (2-33)$$

kjer je m_i^* efektivna masa za nihajno obliko i . Pomembna lastnost efektivnih mas je ta, da je vsota efektivnih mas vseh nihajnih oblik enaka vsoti vseh mas (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009).

2.7.3 Metoda z vodoravnimi silami

Je poenostavljena metoda, ki je po EC8 dovoljena samo za konstrukcije, ki izpolnjujejo naslednje pogoje:

- ustrezajo kriterijem za pravilnost po višini (glej 2.6)
- na odziv ima v obeh vodoravnih smereh vpliv samo osnovna nihajna oblika, višje nihajne oblike pa nimajo bistvenega vpliva
- konstrukcije niso preveč podajne, torej imajo nihajni čas v mejah določenih s spodnjim izrazom (SIST EN 1998-1:2005, 4.3.3.2.1(2))

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (2-34)$$

2.7.3.1 Rayleighova metoda

Rayleighova metoda je približen postopek za določitev osnovnega nihajnega časa konstrukcije, pri katerem privzamemo, da prevedemo sistem z več prostostnimi stopnjami na sistem z eno prostostno stopnjo. Pri tem na konstrukcijo nanese navidezno obtežbo p , s katero zagotavljamo, da je pripadajoča deformacijska oblika podobna osnovni nihajni obliki dobljeni z analizo lastnega nihanja (SIST EN 1998-1:2005, 4.3.3.2.2(2)).

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_j u_j^2 \cdot m_j}{\sum_j u_j \cdot p_j}} \quad (2-35)$$

p_j	vodoravna obtežba v i -ti etaži (upoštevane linearen razpored po višini)
u_j	pomik j -te etaže izračunan s statično analizo ob obremenitvi z obtežbo p_j
m_j	masa j -te etaže

2.7.3.2 Celotna potresna sila

Izračunamo jo po enačbi (2-36) za obe glavni smeri (SIST EN 1998-1:2004, 4.3.3.2.2(1)P).

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (2-36)$$

$S_d(T_1)$	projektni pospešek tal za izbrano smer pri nihajnem času T_1
m	celotna masa konstrukcije
λ	korekcijski faktor, ki je enak $\lambda = 0,85$, če velja $T_1 \leq 2T_c$ in ima stavba več kot dve etaži. Sicer velja $\lambda = 1,0$

2.7.3.3 Razporeditev horizontalnih potresnih sil

V kolikor velja predpostavka, da imamo toge medetažne plošče, lahko na posamezne nivoje etaž razporedimo potresno silo na naslednji način:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum_j z_j \cdot m_j} \quad (2-37)$$

F_i	horizontalna sila, ki deluje na izbrano etažo
z_i, z_j	višinska kota pripadajoče mase

2.7.3.4 Pomiki

Pri določevanju pomikov je zelo pomembno, da se zavedamo, da pomiki, ki jih dobimo z elastično analizo ob upoštevanju reduciranih potresnih sil, ne predstavljajo dejanskih pomikov konstrukcije (glej sliko 2). Pomik, ki ga določimo z elastično analizo, je na slikah 2 in 3 označen kot $D_{rač}$, medtem, ko je dejanski pomik enak D_n . Torej moramo izračunane pomike pomnožiti s faktorjem q_d , da dobimo resnične vrednosti. Za nihajne čase $T \geq T_C$ je $q_d = q$, za bolj toge konstrukcije z manjšimi nihajnimi časi pa so pomiki večji (slika 3).

Pomike upoštevamo pri določanju velikosti dilatacij in pri kontroli mejnega stanjega uporabnosti. Bolj kot dejanski pomiki na koti neke etaže, npr. na vrhu konstrukcije, so pomembni medetažni zamiki.

2.8 Kontrole varnosti

Za zagotavljanje varnosti konstrukcije moramo upoštevati mejno stanje nosilnosti in z njim povezane kontrole, kontrole etažnih zamikov za mejno stanje uporabnosti in kontrolo vpliva teorije drugega reda, saj običajno izvedemo analizo brez upoštevanja teorije drugega reda in moramo z izračunom dokazati, da je bila takšna predpostavka upravičena.

2.8.1 Mejno stanje nosilnosti

Za zagotovitev varnosti v mejnem stanju nosilnosti mora konstrukcija izpolnjevati naslednje zahteve (SIST EN 1998-1:2005, 4.4.2.2):

- konstrukcija je dovolj nosilna, če za vse nekonstrukcijske in konstrukcijske elemente skupaj s spoji velja, da je projektna vrednost učinka vpliva manjša od projektne nosilnosti, ki jo definiramo s karakterističnimi vrednostmi materialnih lastnosti elementov in materialnim varnostnim faktorjem γ_M (SIST EN 1998-1:2005, 4.4.2.2(1)P).

$$E_d \leq R_d \quad (2-38)$$

E_d projektna vrednost učinka potresnega vpliva, ki po potrebi vključuje upoštevanje vpliva teorije 2. reda
 R_d projektna odpornost ustreznega elementa preračunana z ustreznimi materialnimi karakteristikami in delnimi varnostnimi faktorji

- zagotoviti moramo globalno in lokalno duktilnost konstrukcije. Globalno duktilnost običajno zagotovimo z uporabo metode načrtovanja nosilnosti, lokalno duktilnost pa z upoštevanjem konstrukcijskih zahtev navedenih v poglavjih 5 do 9 standarda Evrokod 8.
- konstrukcija stavbe mora biti kot celota stabilna proti prevrnitvi in proti zdrsu pri projektne potresnem vplivu.
- diafragme in povezja v horizontalni ravnini morajo biti z zadostno dodatno nosilnostjo sposobne prenesti učinke projektne potresnega vpliva na elemente, ki jo prevzamejo.
- temelji morajo biti dimenzionirani z uporabo metode načrtovanja nosilnosti
- sosednje konstrukcije in neodvisne konstrukcijske enote morajo biti zaščitene pred medsebojnimi trki med delovanjem potresa. To zagotovimo z načrtovanjem dovolj velikih dilatacij.

2.8.1.1 Kontrola vpliva teorije 2. reda

Analizo običajno izvedemo brez upoštevanja teorije 2. reda. Zato moramo dokazati, da je predpostavka o tem upravičena, torej da je vpliv lastne teže konstrukcije dovolj majhen v primerjavi s projektnim potresnim vplivom. Izpolnjen mora biti naslednji pogoj (SIST EN 1998-1:2005, 4.4.2.2(2))

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (2-39)$$

θ	koeficient občutljivosti za etažne zamike
P_{tot}	celotna lastna teža konstrukcije v obravnavani etaži in nad njo, ki je upoštevana v potresnem projektnem stanju
d_r	zamik obravnavane etaže
V_{tot}	celotna prečna sila v etaži zaradi potresnega vpliva
h	višina etaže

Vrednost koeficienta občutljivosti za etažne zamike v nobenem primeru ne sme znašati več kot $\theta = 0,30$. Če je manjši od 0,1, vpliva teorije drugega reda ni potrebno upoštevati, če pa je $0,1 \leq \theta \leq 0,2$ pa upoštevamo teorijo drugega reda tako, da pomnožimo učinke potresnega vpliva s faktorjem, ki je enak $1/(1 - \theta)$.

2.8.2 Mejno stanje uporabnosti (omejitve poškodb)

Zahteva o omejitvi poškodb je izpolnjena, če so etažni zamiki znotraj predpisanih vrednosti v primeru potresa, ki ima večjo možnost nastopa od tistega iz zahteve po zadostni nosilnosti. Ta ima povratno dobo 95 let, zato moramo izračunane zamike, ki jih najprej pomnožimo s faktorjem obnašanja za pomike q_d , nato pomnožiti še z redukcijskim faktorjem ν , ki ga najdemo v nacionalnem dodatku in je odvisen od kategorije pomembnosti stavb. Za stavbe običajne pomembnosti ta znaša $\nu = 0,5$. Kriterij za omejitev etažnih zamikov je naslednji (SIST EN 1998-1:2004, 4.4.3.2(1)):

$$\nu \cdot d_r \leq \alpha \cdot h \quad (2-40)$$

α faktor, odvisen od vrste in načina vgradnje nekonstrukcijskih elementov

Preglednica 4: Vrednosti α v odvisnosti od vrste in načina vgradnje nekonstrukcijskih elementov

$\alpha = 0,05$	stavbe s pritrjenimi konstrukcijskimi elementi iz krhkih materialov
$\alpha = 0,075$	stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi
$\alpha = 0,1$	stavbe z nekonstrukcijskimi elementi pritrjenimi na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije ne vplivajo nanje.

3 POSEBNA PRAVILA ZA ARMIRANOBETONSKE OKVIRJE

3.1 Okvir kot konstrukcijski sistem

Evrokod deli armiranobetonske konstrukcijske sisteme na stenaste, okvirne in mešane. Razdelitev med posamezne sisteme je definirana na podlagi razmerja strižne nosilnosti makroelementa v primerjavi s strižno nosilnostjo celotnega sistema. Problem je, da brez znanih armatur in neelastične analize ne znamo izračunati nosilnosti, zato standard dovoljuje definiranje na podlagi strižne sile ob vpetju makroelementov (problem razlik vrednosti med linearno in nelinearno analizo). Pri okvirnem sistemu je strižna nosilnost okvirjev večja od 65 % strižne nosilnosti konstrukcije. V kolikor okvirji prispevajo celotno strižno nosilnost, kot je to v našem primeru, obravnavamo »čisti« okvirni sistem.

Okvirni sistemi so v primerjavi z drugimi konstrukcijskimi sistemi relativno zelo podajni, zato je kontrola pomikov (MSU) običajno merodajna za določitev prerezov elementov. Poleg tega je tudi faktor obnašanja za okvirne sisteme večji in s tem tudi redukcija potresnih sil. Posledično je zahtevana velika duktilnost potresnih elementov (Vidrih, Fischinger, 2006).

3.2 Sipanje energije in stopnje duktilnosti

V okvirnih konstrukcijah so optimalna mesta za sipanje energije v gredah ob stiku s stebri. Vir sipanja energije je torej plastifikacija vzdolžne armature pri upogibu grede ob vozlišču s stebrom. Pri ostalih obremenitvah naj bi bilo obnašanje elastično. Če torej nočemo, da se steber poškoduje, ga moramo narediti močnejšega. S tem preprečimo efekt mehke etaže, preprečiti pa moramo tudi strižno porušitev, ki je krhka in ne omogoča sipanja energije. Zato s projektno obremenitvijo za potresno stanje računamo le upogibno armaturo grede ob vozlišču, vse ostalo pa računamo na maksimalne možne obremenitve. Tako z metodo načrtovanja nosilnosti določimo elemente, ki lahko sipajo energijo in elemente, ki morajo ostati nepoškodovani, in s tem zagotovimo formacijo ugodnega globalnega plastičnega mehanizma, ki preprečuje krhko porušitev konstrukcije.

Standard zahteva, da projektant ob primerni izbiri nosilnosti zagotovi ustrezno sipanje energije. Enakovredno velikost sipanja energije lahko dosežemo z večjo nosilnostjo in manjšo duktilnostjo ter obratno. Stopnje duktilnosti so definirane ravno na tem principu in standard navaja možno izbiro treh stopenj duktilnosti: nizko (DCL), srednjo (DCM) in visoko (DCH).

3.3 Faktorji obnašanja za armiranobetonske okvirje

Faktor obnašanja v skladu z EC8 izračunamo kot (SIST EN 1998-1:2005, 5.2.2.2):

$$q = q_0 k_w \leq 1,5 \quad (3-1)$$

q_0	osnovna vrednost faktorja obnašanja, odvisna od vrste konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini
k_w	faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami in je za okvirne sisteme enak 1,0.

Osnovno vrednost faktorja obnašanja za okvirne sisteme s privzeto srednjo stopnjo duktilnosti (DCM), ki so pravilni po višini izračunamo kot:

$$q_0 = 3,0 \alpha_U / \alpha_1 \quad (3-2)$$

α_U / α_1 faktor, ki zajema povečanje nosilnosti zaradi prerazporeditve obremenitve, ki jo omogoča statična nedoločenosť. Za večetažne okvirje z več polji je enak 1,3.

Faktor nosilnosti za v nadaljevanju obravnavano konstrukcijo izračunamo kot:

$$q = q_0 k_w = 3,0 \cdot 1,3 \cdot 1,0 = 3,9$$

3.4 Modeliranje razpokanih prerezov nosilnih elementov

Duktilne armiranobetonske okvirne konstrukcije med močnimi potresi prestanejo velike plastične deformacije. Temu je tako, ker s pridom izkoriščamo sposobnost nelinearnega obnašanja konstrukcije in kot vir sipanja energije izberemo plastifikacijo vzdolžne armature pri upogibu grede ob vozlišču s stebrom. To so kritična območja, kjer se nam formirajo plastični členki. Beton razpoka pri obremenitvah, ki so bistveno manjše od tistih, ki so potrebne za plastifikacijo armature, zato moramo za takšno stanje upoštevati nelinearno obnašanje materiala, kar je načeloma možno zgolj z uporabo nelinearne analize. Običajno pa za konstrukcijo izvedemo linearno analizo s pomočjo spektrov odziva in faktorji obnašanja q , zato moramo nelinearnost upoštevati v obliki zmanjšanja togosti razpokanih prerezov.

Ugotovljeno je bilo, da je po potresu, ko je konstrukcija že poškodovana, togost razpokanih elementov bistveno manjša kot v njihovem prvotnem, nerazpokanem stanju, vendar pa modul elastičnosti ostaja enak. Torej lahko redukcijo togosti upoštevamo kot redukcijo vztrajnostnega momenta in površine strižnega prereza (Čaušević et al. 2011).

Predpisi si v problematiki modeliranja razpokanih prerezov nosilnih elementov niso enotni. Nekateri predpisi redukcije togosti ne upoštevajo, torej upoštevajo geometrijske karakteristike homogenih prerezov. V resnici temu ni tako, saj se razpokanost pojavi že pod vplivi stalnih in začasnih projektnih stanj ter pri potresnih dogodkih nižjih itenzitet od projektno potresne obremenitve. Zato togost nerazpokanega prereza med in po močnem potresu nikoli ne bo v celoti dosežena, kar nas postavi pred dejstvo, da to ni ustrezna ocena efektivne togosti (Pique, Burgos, 2008). Ob takšni predpostavki bi bilo pri uporabi modalne analize nemogoče dobiti ustrezno projektno potresno obtežbo, saj je ta odvisna od nihajnih časov konstrukcije, ki bi bili najverjetneje napačni. Poleg tega pa bi bila neustrezna tudi razporeditev potresne obtežbe po konstrukciji, saj je ta odvisna od razmerja togosti med elementi (Priestley, 2003).

Razpokanost zaradi upogiba varira vzdolž elementov, kar pomeni da se po elementih spreminja efektivni vztrajnostni moment I_{eff} . V vsakem prečnem prerezu je torej I_{eff} odvisen od velikosti in predznaka upogibnega momenta, geometrije prečnega prereza in armature ter velikosti in predznaka osne obremenitve. Na efektivno togost pa vplivajo tudi faktorji kot sta npr. vpliv dejanskih natezних napetosti betona med razpokami ter razpokanost po diagonali zaradi strižnih napetosti (Pique, Burgos, 2008).

Ker za uporabo v praksi običajno ni praktično računati efektivne togosti za prereze posameznih elementov, standardi navadno privzamejo neko povprečno vrednost. Na ta način pa vpliv zgoraj naštetih parametrov ni eksplicitno upoštevan. V diplomski nalogi obravnavamo različne pristope k določitvi efektivnih togosti, med katerimi jih nekaj izhaja iz priporočil standardov in smernic za potresnoodporno projektiranje konstrukcij.

3.4.1 Togosti razpokanih prerezov po EC8

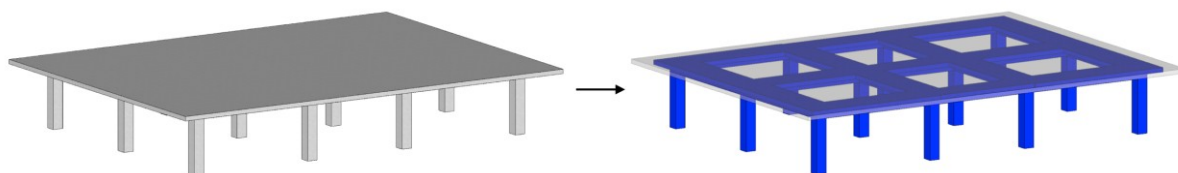
Vprašanje je, kako določiti togost za linearno elastično analizo. Zgornjo vrednost predstavlja togost nerazpokanega prereza. Togost modela pa vpliva tako na potresno obremenitev, kakor tudi na pomike. Manjša togost pomeni večje nihajne čase in večje pomike ter (v primeru srednjih in dolgih nihajnih časov, tj. v primeru, ko velja $T > T_C$) večjo potresno obremenitev. Ker je v primeru močnega potresa pričakovan nelinearen odziv konstrukcije in ker je za dimenzioniranje armiranobetonskih okvirov običajno merodajna kontrola pomikov v MSU, EC8 zahteva redukcijo togosti, ki je vezana na mejo tečenja armature. Podrobnosti o armaturi, ki so potrebne za določitev togosti razpokanega elementa, običajno na začetku analize še niso znane, zato je potreben iterativen pristop. Po EC8 pa se lahko takšnemu pristopu izognemo tako, da upoštevamo upogibno in strižno togost razpokanih armiranobetonskih elementov $I_{o,R}$ kot polovično vrednost togosti ustreznega nerazpokanega elementa I_o (Fajfar et al. 2015).

$$I_{o,R} = 0,5 \cdot I_o \quad (3-3)$$

3.4.2 Sodelujoča širina gred

Pri analizi in projektiranju armiranobetonskih konstrukcij običajno privzamemo, da monolitno povezani plošča in greda delujeta kot enoten element. S tem plošča prispeva k togosti gred. Pri prevzemanju pozitivnega momenta se del plošče obnaša kot tlačena pasnica nosilca T-prereza, pri prevzemanju negativnega momenta pa je del armature v plošči natezno obremenjen, kar pripomore k prevzemanju obremenitve.

Različna literatura podaja različne načine za izračun sodelujoče širine plošče. Običajno je prispevek odvisen od dimenzije stojine, debeline plošče, razpetine grede, vrste obtežbe, vpetosti grede, prisotnosti gred, ki so pravokotne na obravnavano gredo, ter razdalje med ničelnimi točkami momentne linije. Pri tem je definicija te razdalje po EC2, ki se nanaša na vpliv lastne in stalne teže, neprimerna za potresno analizo konstrukcije, saj je potek momentov pri močni potresni obtežbi precej drugačen (značilna »žagasta« oblika). Zato običajno za razdaljo med ničelnimi točkami momentne linije privzamemo polovico dolžine grede. Pogosto se izrazi razlikujejo za obremenitev s pozitivnim oz. negativnim momentom. Nekaj načinov je obravnavanih v tej nalogi (Dolšek, Žižmond, 2014).



Slika 6: Princip upoštevanja prispevka plošče k togosti gred

4 VPLIV MODELIRANJA RAZPOKANIH PREREZOV NA PRIMERU 6-ETAŽNE ARMIRANOBETONSKE OKVIRNE KONSTRUKCIJE

Da bi ugotovili, kako izbira računskega modela konstrukcije vpliva na izračunane količine, kot so nihajni časi konstrukcije, maksimalni pomiki ter zamiki etaž, notranje statične količine ipd., obravnavamo 6-etažno stavbo (Povše, 2013). Definirali smo 9 različnih računskih modelov. Pet izmed izbranih računskih modelov temelji na priporočilih iz različne literature, dva služita kot referenčna modela, dva pa obravnavata spremenljivo razpokanost prerezov vzdolž posameznih elementov, ki je odvisna od izračunanih deformacij prereza v primeru projektne potresne obremenitve.

Za vse računske modele je značilna enaka geometrija konstrukcije ter enake materialne karakteristike (modul elastičnosti ostaja v razpokanem stanju enak), spreminjajo pa se geometrijske karakteristike prerezov, preko katerih vpeljemo redukcijo zaradi razpokanosti, ter sodelujoča širina pasnic gred.

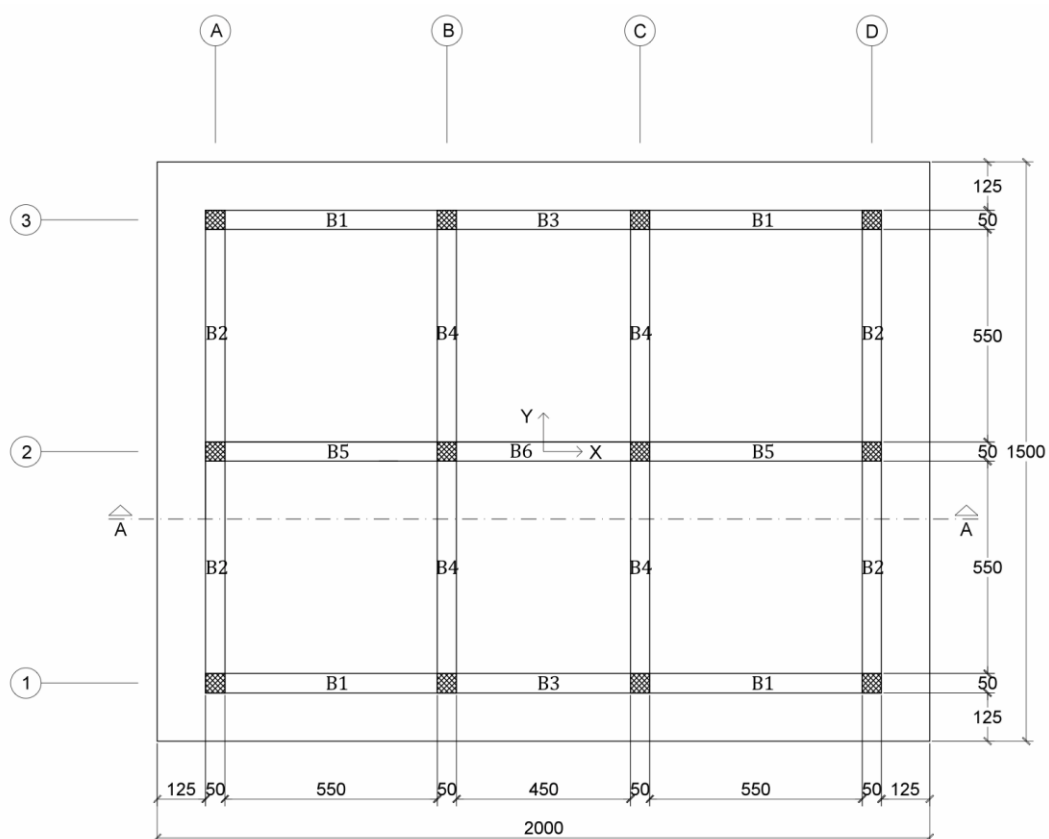
Za vse računske modele smo izvedli analizo s programskim orodjem SAP2000. Sprva smo izračunali togost konstrukcije, nato z metodo s horizontalnimi silami izračunali njen nihajni čas ter ga uporabili za izračun projektne pospeška tal. Tako smo izračunali celotno potresno silo, jo razdelili med posamezne etaže in izračunali torzijske momente za upoštevanje slučajne ekscentričnosti. Račun smo nadaljevali z modalno analizo s spektri odziva, na osnovi katere smo v programskem orodju določili potresno obtežbo. Izračunali smo pomike konstrukcije, prečne sile in upogibne momente v stebrih za primer projektne potresne obtežbe. Tako smo preverili ali konstrukcija izpolnjuje zahteve mejnega stanja uporabnosti ter kontrolirali ustreznost predpostavke o uporabi linearno elastične analize. S tem smo lahko rezultate analiz različnih računskih modelov med seboj primerjali in ugotovili, kako izbira računskega modela vpliva na odziv konstrukcije. V tem poglavju prikazujemo le končne rezultate. Vmesni izračuni so podrobneje podani v prilogi A.

4.1 Opis konstrukcije

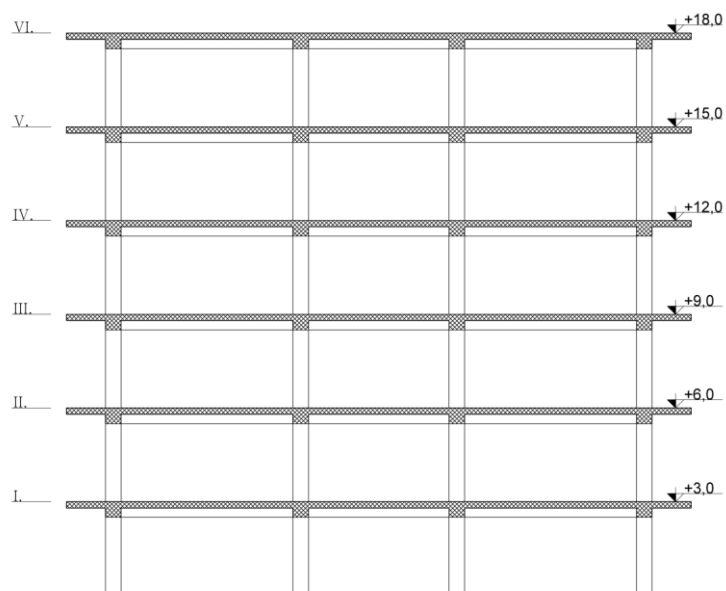
Konstruktivni sistem je prostorski okvir, sestavljen iz treh okvirjev v X smeri in štirih okvirjev v Y smeri. Te sestavljajo stebri dimenzije 50/50 cm ter grede dimenzije 50/50 cm. Dimenzije prečnih prerezov so neodvisne od etaže objekta. Za medetažno konstrukcijo je predvidena armiranobetonska plošča. Objekt je predviden v Ljubljani, na nadmorski višini 300 m in na tleh tipa C. Predvidoma se bo v njem izvajala poslovna dejavnost (kategorija B).

4.1.1 Geometrija konstrukcije

Konstrukcija ima 6 etaž, ki so visoke po 3,0 m. Njena dolžina v X smeri znaša 20 m, v Y smeri pa 15m. Stebri in grede so dimenzij 50/50 cm, debelina armiranobetonske plošče pa znaša 20 cm.



Slika 7: Tloris konstrukcije



Slika 8: Prerez A-A

4.1.2 Material konstrukcije

Za analizo konstrukcije je bil uporabljen beton trdnostnega razreda C 30/37 ter jeklo kvalitete S500 in razreda duktilnosti C. Tako je zadoščeno zahtevi za stopnjo duktilnosti DCM, ki pravi, da je potrebno v primarne potresne elemente vgrajevati beton trdnostnega razreda C 16/20 ali več, armatura pa mora biti rebraste oblike in razreda duktilnosti B ali C.

Beton C 30/37:

$$f_{ck} = 3 \text{ kN/cm}^2$$

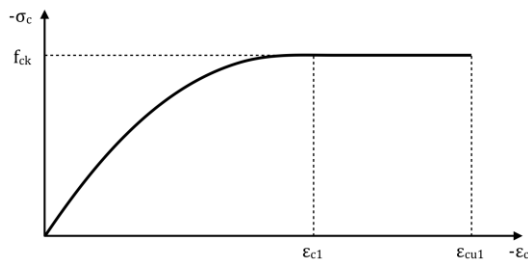
$$E_{cm} = 3300 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\varepsilon_{c1} = 2,0 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{c1} = 3,5 \text{ ‰}$$

karakteristična tlačna trdnost
elastični modul
specifična teža
deformacija pri največji napetosti
mejna deformacija



Slika 9: Delovni diagram betona za račun mejne nosilnosti prerezov

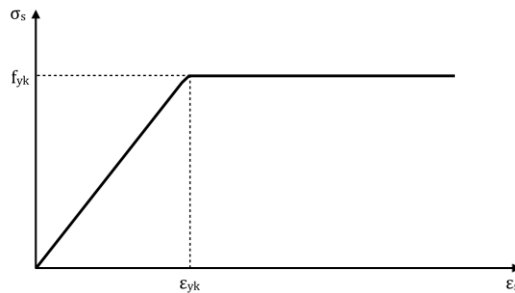
Jeklo S500C

$$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$$

$$\varepsilon_{yd} = 2,17 \text{ ‰}$$

karakteristična meja tečenja
elastični modul
deformacija pri meji tečenja



Slika 10: Delovni diagram armature za račun mejne nosilnosti prerezov

4.1.3 Vplivi na konstrukcijo

4.1.3.1 Lastna in stalna teža

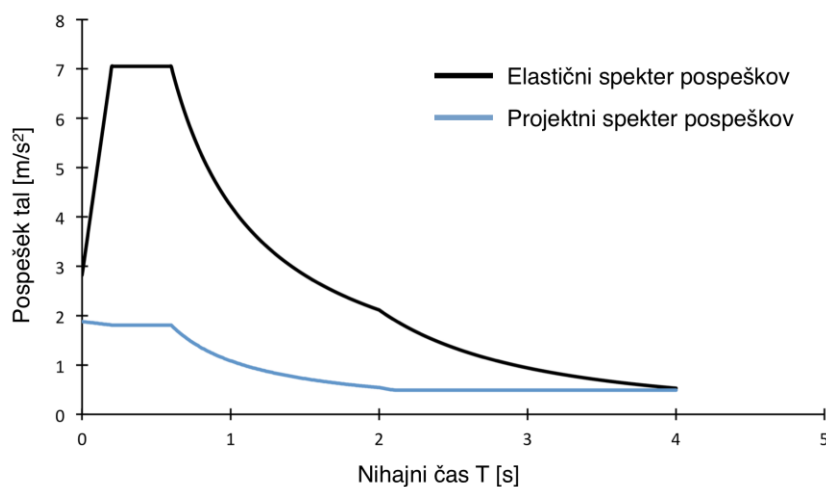
Lastna in stalna obtežba konstrukcije izhajata iz teže konstrukcije in predelnih sten. Upoštevamo jo kot enakomerno zvezno porazdeljeno obtežbo po tlorisu objekta $g_{l+s} = 9 \text{ kN/m}^2$ (Povše, 2013).

4.1.3.2 Koristna obtežba

Stavba je namenjena za poslovno dejavnost (kategorija B), zato v prvih petih etažah upoštevamo koristno obtežbo v obliki enakomerne zvezno porazdeljene obtežbe velikosti $q_{1-5} = 3 \text{ kN/m}^2$. Vrhno etažo obravnavamo kot streho in jo tako uvrščamo v kategorijo H, za katero je predpisana enakomerno zvezno porazdeljena obtežba $q_6 = 0,4 \text{ kN/m}^2$ (SIST EN 1991-1-1:2004, 6.3.1.2).

4.1.3.3 Potresni vpliv

Stavba se nahaja v Ljubljani, kjer je predpisan projektni pospešek tal $a_{gR} = 0,25g$, predvidoma na tleh tipa C. Stavba sodi v II. kategorijo stavb, za katero znaša faktor pomembnosti objekta $\gamma_I = 1,0$. Faktor obnašanja znaša v skladu s standardom SIST EN 1998-1 za okvirni sistem konstrukcije in privzeto srednjo stopnjo duktilnosti $q = 3,9$ (glej podpoglavje 3.3).



Slika 11: Elastični in projektni spekter pospeškov

4.1.3.4 Račun mas

Račun poteka v skladu s SIST EN 1998-1 4.3.3.5.1.

$$A = 15 \text{ m} \cdot 20 \text{ m} = 300 \text{ m}^2$$

Površina tlorisa posamezne etaže

$$m_{1-5} = \left(9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 300 \text{ m}^2 / 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 289 \text{ t}$$

Mase etaž

$$m_6 = \left(9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1 \cdot 0 \cdot 0,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 300 \text{ m}^2 / 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 275 \text{ t}$$

$$r^2 = \frac{I_X + I_Y}{A} = \frac{5625 \text{ m}^4 + 10000 \text{ m}^4}{300 \text{ m}^2} = 52,08 \text{ m}^2$$

Kvadrat vztrajnostnega polmera

$$M_{1-5,\varphi} = m_{1-5} \cdot r^2 = 289 \text{ t} \cdot 52,08 \text{ m}^2 = 15051 \text{ tm}^2$$

$$M_{6,\varphi} = m_6 \cdot r^2 = 275 \text{ t} \cdot 52,08 \text{ m}^2 = 14322 \text{ tm}^2$$

Masni vztrajnostni momenti etaž

Preglednica 5: Mase in masni vztrajnostni momenti

Etaža	Masa [t]	Masni vztr. moment [tm ²]
I-V	289	15051
VI	275	14322

4.1.3.5 Obtežna kombinacija za projektno potresno stanje

Kombinaciji vplivov za potresno stanje sta naslednji (glej podpoglavje 2.5):

$$OK1: 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q \pm 1,0 \cdot EQ_X \pm 0,3 \cdot EQ_Y \pm M_{ai}$$

$$OK2: 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q \pm 0,3 \cdot EQ_X \pm 1,0 \cdot EQ_Y \pm M_{ai}$$

Pozorni moramo biti, da pravilno upoštevamo učinka vplivov obeh vodoravnih komponent potresnega vpliva. V ta namen tudi definiramo dve obtežni kombinaciji. V prvi seštejemo 100 % vpliva iz X in 30 % vpliva iz Y smeri, v drugi obtežni kombinaciji pa seštejemo 30 % vpliva iz X smeri in 100 % vpliva iz Y smeri. Tako lahko modalno analizo izvedemo neodvisno za vsako smer vzbujanja posebej. Slučajno ekscentričnost upoštevamo tako, da definiramo dva obtežna primera (enkrat pozitivne, drugič negativne vrednosti torzijskih momentov) in iz teh dveh obtežnih primerov definiramo ovojnico. Tako lahko zajamemo vse učinke vplivov zaradi vertikalne obtežbe, slučajne ekscentričnosti in modalne analize z dvema obtežnima kombinacijama, ki se razlikujeta le po kombinaciji učinkov komponent potresnega vpliva (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009).

4.1.3.6 Delitev vertikalne obtežbe po tlorisu etaže

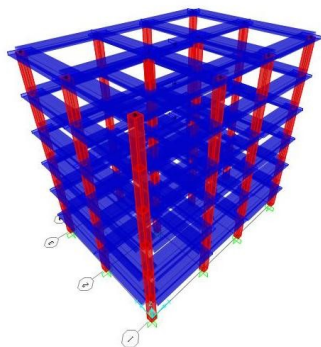
Vertikalno obtežbo nanese na grede v obliki enakomerne zvezno porazdeljene linijske obtežbe. Velikost določimo po »strešnem pravilu«.

Preglednica 6: Velikost vertikalne obtežbe za posamezne grede

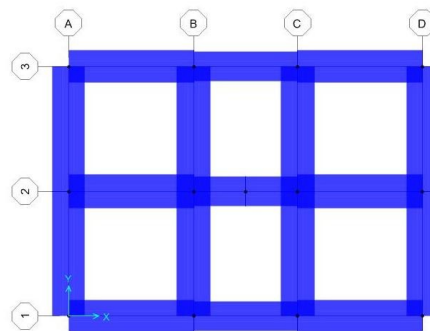
Gred	L_i [m]	A_{prisp} [m ²]	$m_{g,1-5}$ [t]	$m_{g,6}$ [t]	g_{1-5} [kN/m]	g_6 [kN/m]
B1	6,0	19,13	18,42	17,53	30,12	28,66
B2	6,0	19,13	18,42	17,53	30,12	28,66
B3	5,0	13,75	13,25	12,60	25,99	24,73
B4	6,0	17,75	17,10	16,27	27,96	26,60
B5	6,0	18,00	17,34	16,50	28,35	26,98
B6	5,0	12,50	12,04	11,46	23,63	22,48

4.2 Računski modeli

Konstrukcijo v programskem orodju SAP modeliramo kot prostorski okvir. Pri tem stebre in grede modeliramo z linijskimi elementi. Ti so med seboj toga povezani v vseh vozliščih. Na dnu stebrov prve etaže so ti toga vpeti v tla. Modeli se med seboj razlikujejo glede na način upoštevanja razpokanosti prerezov in prispevka plošče k togosti gred (efektivne širine, uporabljene v posameznih modelih, so podane v prilogi A). Vsi upoštevajo projektni spekter pospeškov v skladu z EC8.



Slika 12: Prikaz računskega modela konstrukcije v programskem orodju SAP.



Slika 13: Računski modeli gred z upoštevanjem prispevka plošče k togosti gred AB okvirov.

4.2.1 Model 1

Upošteva EC8 za redukcijo togosti razpokanih prerezov in EC2 za prispevek AB plošče k togosti gred.

4.2.1.1 Upoštevanje razpokanosti prerezov po EC8

EC8 predpisuje, da se, v kolikor se ne uporabi natančnejša analiza razpokanih elementov, v linearni analizi upoštevajo polovične vrednosti togosti nosilnih elementov. Torej privzamemo 50 % redukcijo geometrijskih karakteristik prerezov stebrov in gred.

4.2.1.2 Upoštevanje sodelujoče širine po EC2

Formule za upoštevanje sodelujoče širine po EC2 so (SIST EN 1991-1-1 5.3.2.1(3)):

$$b_{eff} = \Sigma b_{eff} + b_w \leq b \quad (4-1)$$

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0 \quad (4-2)$$

$$b_{eff,i} \leq b_i, \quad (4-3)$$

kjer je b_{eff} sodelujoča širina pasnice, b_w širina grede, b_i polovica svetlega razpona plošče levo in desno od obravnavane grede in l_0 razdalja med ničelnimi točkami momentne linije. Za potresno obtežbo so značilni »žagasti« momentni diagrami, iz česar sledi, da za razdaljo l_0 vzamemo polovico dolžine grede.

4.2.2 Model 2

Upošteva EC8 za redukcijo togosti razpokanih prerezov in prispevek AB plošče k togosti gred (glej podpoglavje 4.2.1.1)

4.2.2.1 Upoštevanje sodelujoče širine po EC8

Enačbe za upoštevanje sodelujoče širine po EC8 so (SIST EN 1998-1 5.4.3.1.1(3)):

$$\begin{aligned} \text{Zunanji stebri z gredo, ki je postavljena} & b_{eff} = \max(b_w; b_c) + \Sigma b_{eff,i} \\ \text{pravokotno na obravnavano gredo.} & b_{eff,i} = 2 \cdot h_f \end{aligned} \quad (4-4)$$

$$\text{Zunanji stebri brez grede pravokotno na} \quad b_{eff} = \max(b_w; b_c) \quad (4-5)$$

obravnavano gredo

$$\text{Notranji stebri z gredo, ki je postavljena} \quad b_{eff} = \max(b_w; b_c) + 8 \cdot h_f \quad (4-6)$$

pravokotno na obravnavano gredo.

$$\text{Notranji stebri brez grede pravokotno na} \quad b_{eff} = \max(b_w; b_c) + 4 \cdot h_f, \quad (4-7)$$

obravnavano gredo

kjer je b_c širina stebra in h_f debelina AB plošče.

4.2.3 Model 3

Upošteva priporočila FEMA 365 za redukcijo togosti razpokanih prerezov in prispevek AB plošče k togosti gred.

4.2.3.1 Upoštevanje razpokanosti prerezov po priporočilih FEMA 365

Preglednica 7: Reducirane vrednosti upogibnih togosti za različne elemente po priporočilih FEMA 365 (FEMA 365-2000 6.4.1.2.1)

Element	Reducirana togost
nosilci	$0,5E_cI_o$
prednapeti nosilci	$0,5E_cI_o$
stebri s tlačno osno silo zaradi projektne vrednosti lastne teže, ki presega 50% osne nosilnosti stebra	$0,7E_cI_o$
stebri s tlačno osno silo zaradi projektne vrednosti lastne teže, ki ne presega 30% osne nosilnosti stebra	$0,5E_cI_o$

4.2.3.2 Upoštevanje sodelujoče širine po priporočilih FEMA 365

Formula za upoštevanje sodelujoče širine po priporočilih FEMA 365 je (FEMA 365-2000 6.4.1.3):

$$b_{eff} = \min(b_e; 8 \cdot h_f; 0,2 \cdot l_0; b_i) \quad (4-8)$$

4.2.4 Model 4

Upošteva predpise ACI (American Concrete Institute) za redukcijo togosti razpokanih prerezov in prispevek AB plošče k togosti gred.

4.2.4.1 Upoštevanje razpokanosti prerezov po predpisih ACI

Predpisi ACI predvidijo 75 % redukcijo togosti gred na notranjih stebrih in 65 % redukcijo togosti gred na zunanjih stebrih. Za redukcijo togosti stebrov predpisujejo 30 % redukcijo.

4.2.4.2 Upoštevanje sodelujoče širine po predpisih ACI

Po predpisih ACI so prispevki AB plošč k togostim gred okvirjem podani z naslednjimi formulami (ACI-318-1995 8.10):

$$\begin{aligned} \text{Grede na zunanjih stebrih} \quad b_{eff} &= \max(b_w; b_c) + \Sigma b_{eff,i} \leq 0,25 \cdot l \\ b_{eff,i} &= \min\left(\frac{1}{12} \cdot l_0; 6 \cdot h_f; b_i\right) \end{aligned} \quad (4-9)$$

$$\begin{aligned} \text{Grede na notranjih stebrih} \quad b_{eff} &= \max(b_w; b_c) + \Sigma b_{eff,i} \leq 0,25 \cdot l \\ b_{eff,i} &= \min(8 \cdot h_f; b_i), \end{aligned} \quad (4-10)$$

4.2.5 Model 5

Model FLX je obravnavan z namenom proučevanja računskega modela, ki je bolj podajen od ostalih, torej ima večje prve nihajne čase (Aslani, Miranda, 2005).

4.2.5.1 Upoštevanje razpokanosti prerezov za model FLX

V tem modelu se reducira togost gred na zunanjih stebrih za 65 %, togost stebrov pa se reducira za 50 % (Aslani, Miranda, 2005).

4.2.5.2 Upoštevanje sodelujoče širine v modelu FLX

Enačbe za upoštevanje sodelujoče širine v tem modelu so:

$$\text{Grede na zunanjih stebrih} \quad b_{eff} = \max(b_w; b_c) \quad (4-11)$$

$$\text{Grede na notranjih stebrih} \quad b_{eff} = \max(b_w; b_c) + 3 \cdot h_f \quad (4-12)$$

4.2.6 Modela 6 in 7

Modela 6 iz 7 služita kot referenčna modela za primerjavo. Zato pri obeh modelih zanemarimo prispevek AB plošče k upogibni togosti gred.

V modelu 6 ne upoštevamo redukcije togosti nosilnih elementov zaradi razpokanosti prerezov, v modelu 7 pa upoštevamo 50 % redukcijo za vse elemente.

4.2.7 Model 8

Računski model 8 upošteva efektivne karakteristike prereza, ki jih dobimo na osnovi predvidene razpokanosti prereza pri projektni potresni obremenitvi. Ta izhaja iz deformacijske linije prereza, ki je odvisna od obremenitve, geometrije in materiala osnovnega prereza ter lege in količine armature. Tako lahko upoštevamo spremenljivo razpokanost prereza vzdolž posameznih nosilnih elementov. V ta namen je bilo v programu Excel pripravljeno orodje za izračun deformacijske linije in efektivnih karakteristik prereza. Primer rezultatov je podan v prilogi B.

4.2.7.1 Določitev deformacijske linije prereza

Pri določitvi deformacijske linije prereza privzamemo naslednje predpostavke (Lopatič, 2012):

- Velja Bernoulli-Navierova hipoteza o ravninskih prerezih, ki pravi, da se prerez zasuka kot toga šipa. Prerezi, ki so bili ravni pred obremenitvijo, ostanejo ravni tudi po nastopu le te.

$$\varepsilon(y, z) = c_0 + c_1 \cdot z + c_2 \cdot y \quad (4-13)$$

- Predpostavljena je popolna sprijemnost med palicami armature in okoliškim betonom, kar pomeni, da je deformacija povezane armature v tlačni in natezni coni enaka deformaciji v okoliškem betonu. Stik ostane intakten vse do porušitve prereza.

$$\varepsilon_s(y, z) = \varepsilon_c(y, z) = \varepsilon(y, z) \quad (4-14)$$

- Za račun napetosti v tlačnem betonu uporabimo poenostavljen delovni diagram, ki je kombinacija parabole in premice (slika 9). Natezno nosilnost betona zanemarimo.

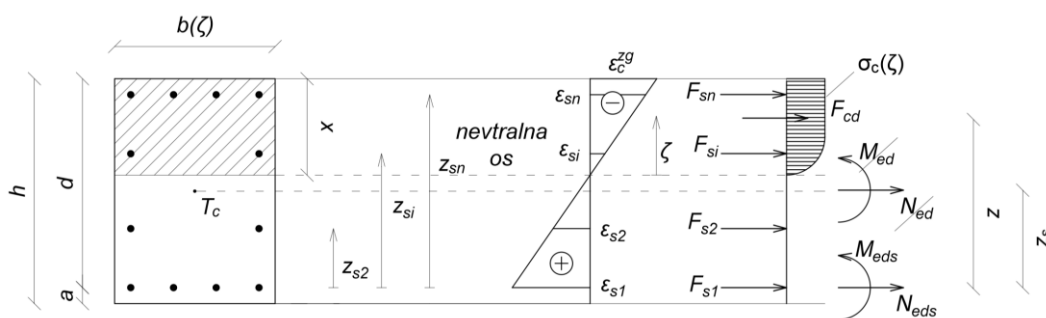
$$\sigma_c(\zeta) = \begin{cases} f_{cd} \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c(\zeta)}{\varepsilon_{c1}}\right)^n\right) & \text{za } \varepsilon_{c1} \leq \varepsilon_c(\zeta) \leq 0 \\ f_{cd} & \text{za } \varepsilon_{cu1} \leq \varepsilon_c(\zeta) < \varepsilon_{c1} \end{cases} \quad (4-15)$$

- Za račun napetosti v armaturi upoštevamo bilinearni delovni diagram jekla brez utrditve, pri katerem mejna deformacija ε_{ud} ni omejena.

$$\sigma_{s,i} = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_{s,i} & \text{za } |\varepsilon_{s,i}| \leq \varepsilon_{yd} \\ f_{yd} & \text{za } |\varepsilon_{s,i}| > \varepsilon_{yd} \end{cases} \quad (4-16)$$

- Osno-upogibna odpornost armiranobetonskega prereza je določena z deformacijsko ravnino (D), ki pa ni nujno tudi mejna deformacijska ravnina, torej v nobeni izmed točk betona oziroma armature ni nujno dosežena konvencionalna mejna deformacija materiala.

Za določitev deformacijske linije izhajamo iz pogoja, da morajo biti vse sile in momenti v prerezu v ravnotežju. Pri izpeljavi uporabimo pogoj momentov glede na težišče natezne armature, kamor tudi določimo projektno potresno obremenitev.



Slika 14: Oznake za izpeljavo izrazov za poljuben prerez (velika ekscentričnost)

Rezultanto napetosti v betonu dobimo z integracijo napetosti betona po tlačni coni:

$$F_{cd} = \int_0^x \sigma_c(\zeta) \cdot dA = \bar{b} \cdot \beta(\zeta) \int_0^x \sigma_c(\zeta) \cdot d\zeta, \quad (4-17)$$

kjer je $\beta(\zeta)$ oblikovna funkcija, s katero opišemo potek širine betonskega prereza v tlačeni coni, \bar{b} pa je poljubna smiselno izbrana primerjalna širina. Tako lahko obravnavamo prereze poljubnih oblik. Ročico rezultante napetosti betona glede na težišče natezne armature določimo preko izračunanega statičnega momenta napetosti betona $\sigma_c(\zeta)$ k težišču najbolj natezne armature preko izraza:

$$M_{cd,s} = \int_{A_c} \sigma_c(\zeta) \cdot z_c(\zeta) \cdot dA \quad (4-18)$$

Ravnotežna pogoja k težišču najbolj natezne armature sta tako:

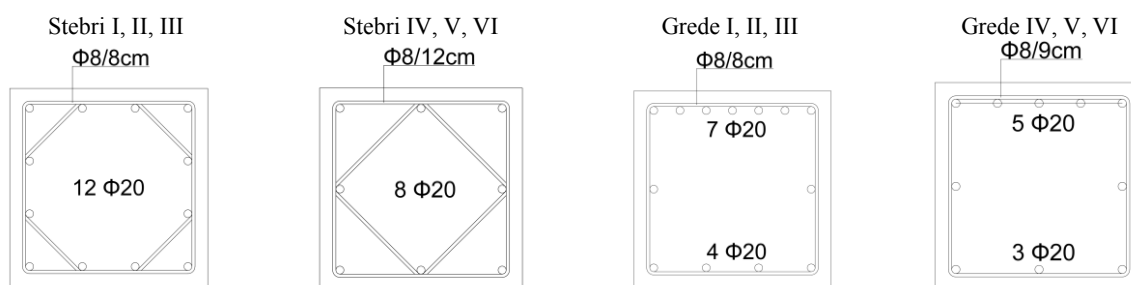
$$F_{cd} \cdot z + \sum_{i=2}^n F_{s,i} \cdot z_{s,i} - M_{eds} = 0 \quad (4-19)$$

$$F_{cd} + \sum_{i=1}^n F_{s,i} - N_{eds} = 0 \quad (4-20)$$

Orodje za določitev deformacijske linije v Excelu deluje tako, da ugiba deformacijske linije ob pogoju, da sta ravnotežna pogoja natančno izpolnjena, pri tem pa se poslužuje numerične integracije (tlačno cono betona razdeli na posamezne lamele).

4.2.7.2 Armatura v nosilnih elementih

Za določitev efektivne togosti prereza potrebujemo že poznano armaturo v prerezu. Pri projektiranju bi moral biti postopek iterativen, tako da bi za poznano armaturo in obremenitev izračunali efektivno togost, nato ponovno izračunali obremenitev ter ponovili postopek dimenzioniranja. Tudi v našem primeru, kjer armature ne dimenzioniramo, temveč jo poznamo iz literature (Povše, 2013), je potreben iterativen postopek, saj sta efektivna togost prerezov in projektna obremenitev odvisni ena od druge. Zato bo izvedenih več iteracij, s katerimi bomo ocenili efektivno togost ob danih dimenzijah prerezov konstrukcije.



Slika 15: Shema armature za posamezne nosilne elemente (Povše, 2013)

4.2.7.3 Izračun efektivnih karakteristik razpokanih prerezov

Pri izračunu efektivnih togosti razpokanih prerezov upoštevamo prispevek betonskega dela prereza in armature. Pri tem privzamemo, da ostaja modul elastičnosti nespremenjen, torej vpeljemo redukcijo preko efektivnih geometrijskih karakteristik razpokanih prerezov. Velja:

$$I_{eff}^{T_c} = I_{c,eff}^{T_c} + E_s/E_c \cdot \sum_+ I_{s,i}^{T_c} + (E_s/E_c - 1) \cdot \sum_- I_{s,i}^{T_c} \quad (4-21)$$

$$\text{ali } I_{eff}^{T_c} = \frac{x^3 \cdot b}{12} + E_s/E_c \cdot \sum_+ A_s \left(\frac{h}{2} - r_i \right)^2 + (E_s/E_c - 1) \cdot \sum_- A_s \left(\frac{h}{2} - r_i \right)^2, \quad (4-22)$$

kjer je r_i razdalja i -tega prereza armature od robu betonskega prereza. Ker računamo vztrajnostni moment armature glede na karakteristike betona, moramo pri prispevku armature upoštevati še razmerje modulov E_s/E_c (v primeru tlačnih armaturnih palic zaradi lukenj na mestu armature upoštevamo $E_s/E_c - 1$). Pri izračunu vztrajnostnega momenta armature na težišče homogenega betonskega prereza upoštevamo samo Steinerjev dodatek. Za izračun efektivnega strižnega prereza upoštevamo tlačni del betona kot homogen pravokotni prerez ($A_s = x \cdot b/1,2$).

4.2.7.4 Modeliranje v programu SAP

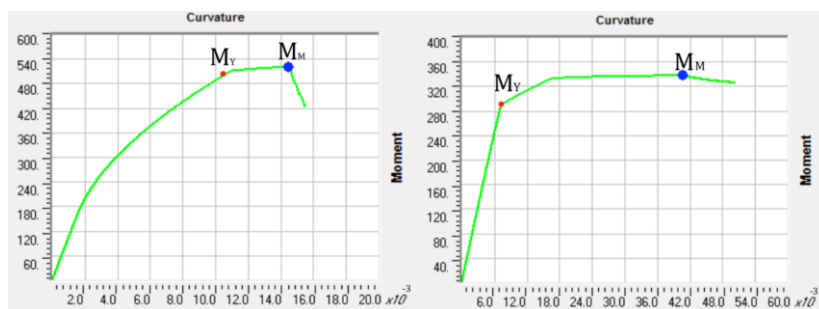
V programu SAP modeliramo stebre in grede kot neprizmatične elemente. Na takšen način lahko z definiranjem treh značilnih prerezov (na obeh konceh in sredini) upoštevamo spreminjanje togosti vzdolž posameznega elementa.

4.2.8 Model 9

V modelu 9 izhajamo iz dejstva, da želimo konstrukciji zagotoviti tvorbo ugodnega plastičnega mehanizma, ki zagotavlja, da se bo na mestih, kjer bo prišlo do plastifikacije, sipalo čim več energije. Območja plastifikacije želimo čim bolj razporediti po konstrukciji na večje število prerezov, ki jim je možno zagotoviti zadostno duktilnost in katerih porušitev ni tako nevarna. V okvirnih konstrukcijah želimo mehanizem po gredah in ne po stebrih. Zato v obravnavanem modelu privzamemo, da bo prišlo v krajiščih gred in vpetju stebrov do plastifikacije natezne armature. V teh prerezih bomo tako izračunali vztrajnostne momente razpokanih prerezov ob predpostavki, da je redukcija vezana na ukrivljenost prereza ob začetku tečenja armature Φ_Y . Pri tem bomo za razliko od prejšnjega modela vztrajnostne momente izrazili na težišče razpokanega prereza, saj ocenjujemo, da s tem bolje modeliramo togost konstrukcije, ki vpliva na njen nihajni čas in posledično tudi na projektno potresno obremenitev. V ostalih prerezih privzamemo začetno 50 % redukcijo togosti, nato pa v naslednjih iteracijah redukcijo prilagodimo glede na izračunane efektivne karakteristike. Pri tem velja ponovno poudariti, da armature za posamezne iteracije ne spreminjamo.

4.2.8.1 Določitev momenta na meji tečenja armature iz diagrama moment – ukrivljenost

Programsko orodje SAP nam za prereze, ki jih definiramo v programu, omogoča izris diagrama, ki prikazuje odnos med momentom in ukrivljenostjo prereza. S pomočjo tega v obravnavanem računskem modelu določimo velikost momenta in deformacijsko linijo, ki za izbrani prerez ustreza ukrivljenosti prereza na meji tečenja armature Φ_Y . Na sliki 16 prikazujemo primer diagramov moment-ukrivljenost za stebber in prečko. Točka M_Y prikazuje moment na meji tečenja armature, točka M_M pa moment, pri katerem pride do upogibne porušitve prereza. Kot vidimo, je duktilnost stebrov bistveno manjša od duktilnosti gred.



Slika 16: Prikaz diagrama moment-ukrivljenost za stebber (levo) in gred (desno)

4.3 Povzetek rezultatov računskih modelov 1-7

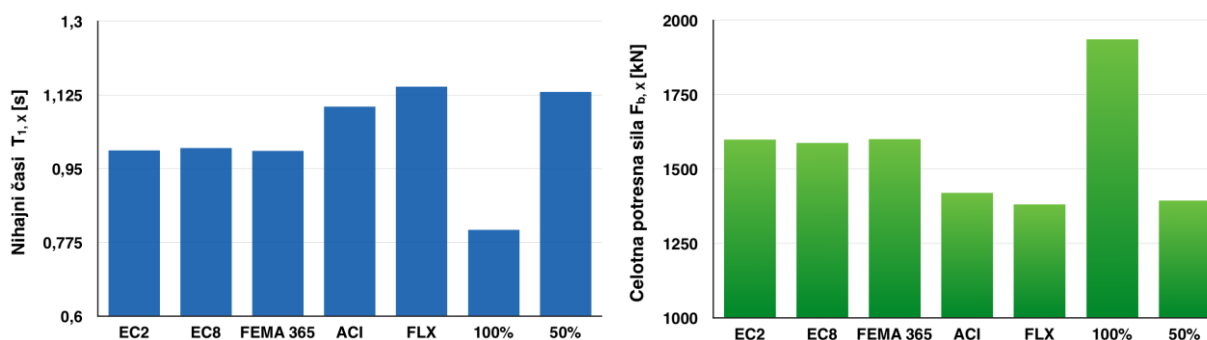
Ključni rezultati analize za poenostavljene modele, ki temeljijo na priporočilih standardov in smernicah za potresnoodporno projektiranje, so podani v preglednici 8. Celotni izračuni so prikazani v prilogi A.

Preglednica 8: Povzetek rezultatov računskih modelov 1-7

Model	Nihajni čas [s]		Proj. posp. tal [m/s^2]		Potresna sila [kN]		MSU	Vpliv TDR
	$T_{1,X}$	$T_{1,Y}$	$S_d(T_{1,X})$	$S_d(T_{1,Y})$	$F_{b,X}$	$F_{b,Y}$		
Model 1	1,00	1,04	1,11	1,05	1599	1518	Se izide ¹	Se izide ²
Model 2	1,00	1,05	1,10	1,04	1587	1500	Se izide ¹	Se izide ²
Model 3	1,0	1,03	1,15	1,09	1600	1520	Se izide ¹	Se izide ²
Model 4	1,10	1,16	1,00	0,94	1420	1348	Se izide ¹	Se izide ²
Model 5	1,14	1,20	0,96	0,91	1382	1318	Se izide ¹	Se izide ²
Model 6	0,80	0,85	1,37	1,28	1936	1811	Se izide	Se izide
Model 7	1,13	1,20	0,97	0,92	1395	1322	Se izide ¹	Se izide ²

4.4 Primerjava rezultatov računskih modelov 1-7

Na diagramih imamo prikazano primerjavo nihajnih časov in celotnih potresnih sil za vzbujanje v smeri globalne koordinate X.



Slika 17: Primerjava nihajnih časov in potresnih sil med različnimi računskimi modeli (X smer)

Najvišje nihajne čase dobimo pri modelu FLX, sledi pa mu model po predpisih ACI. To je posledica tega, da modela obravnavata višjo redukcijo togosti kot ostali trije modeli, hkrati pa upoštevata tudi najmanjši prispevek plošče k togosti gred. Posledično je za ta modela izračunana reakcija ob vpetju (celotna potresna sila) najmanjša.

Za računske modele po EC2, EC8 in po FEMA 365 dobimo zelo podobne rezultate, kar je posledica enakih efektivnih togosti in podobno obravnavanih sodelujočih širin pasnic gred. Sicer pa bi najvišje togosti dobili za model 3, saj ta v primeru prekoračitve 50 % osne nosilnosti v stebrih, dovoljuje nižjo redukcijo togosti (glej preglednico 7). V našem primeru je bila osna sila v vseh stebrih nižja od 50 % nosilnosti, zato smo povsod uporabili 50 % redukcijo togosti. Za ta računski model lahko pričakujemo največjo količino potrebne armature, izračunani elastični (in neelastični) pomiki pa bodo najmanjši.

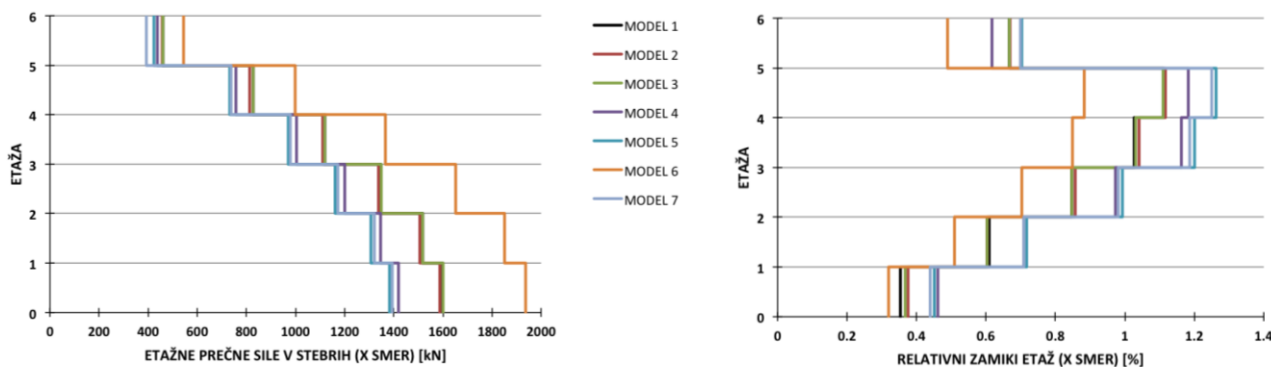
Modeliranje sodelujoče širine gred ima velik vpliv na predvideno obnašanje konstrukcije, saj ob primerjavi modelov 2 in 7 ugotovimo, da je togost slednjega, ki sodelujočih širin gred ne upošteva, za

- 1 Kontrola se izide ob pogoju, da uvedemo dodatne ukrepe (kot npr. uporaba duktilnih nekonstrukcijskih elementov ali ojačitev nosilnih elementov).
- 2 Vpliv teorije 2. reda je potrebno zajeti s povečanjem notranjih statičnih količin

okoli 30 % nižja od togosti modela 2 (EC8). Vendar pa je stališče nekaterih avtorjev (Fischinger), da zaradi razpokanja plošče pri negativnem momentu, beton v območju sodelujoče širine (vsaj teoretično) ne vpliva na togost. Navajajo tudi razlog, da je togost prereza na podlagi 50 % redukcije višja od dejanske izračunane togosti (kot prikazujejo rezultati za model 9 v nadaljevanju naloge), iz tega pa sledi, da z upoštevanjem sodelujoče širine v fazi projektiranja konstrukcije precenimo vrednosti togosti gred v primerjavi s togostjo stebrov (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009).

Rezultati se za različne računske modele 1-5 ne razlikujejo bistveno. Za nihajne čase znaša koeficient variacije 6,0 %, za velikost potresne sile pa 6,33 % (različni vrednosti zato, ker odnos med količinama v projektnem spektru pospeškov ni linearen). V potresnem inženirstvu pa se srečamo z mnogo večjimi negotovostmi in raztrosi rezultatov.

Primerjava etažnih prečnih sil prikazuje majhne razlike v rezultatih za prve tri računske modele, rezultati modelov 4 in 5 pa se od njih nekoliko razlikujejo, saj ta računski modeli upoštevata višjo redukcijo togosti ter manjši prispevek plošč k togosti gred. Opazimo, da je razporeditev etažnih prečnih sil v vseh primerih enaka, kar izhaja iz dejstva, da noben izmed računskih modelov ne upošteva spreminjanja efektivnih togosti po višini konstrukcije. Ta poenostavitev je vprašljiva, saj je razpokanost zaradi upogiba odvisna od različnih faktorjev in se za obravnavano konstrukcijo, kot je to prikazano v nadaljevanju, spreminja po višini.



Slika 18: Primerjava etažnih prečnih sil in relativnih zamikov etaž (točka CM) za modele 1-7

4.5 Povzetek in analiza rezultatov računskega modela 8

V modelu 8 smo upoštevali spremenljivo togost vzdolž posameznih elementov konstrukcije. Efektivne karakteristike so bile tako odvisne od geometrije prereza (betona in armature), ki je nismo spreminjali, nivoja tlačne osne sile ter upogibne obremenitve, ki izhaja iz projektne potresne obtežbe. Pri tem smo efektivne karakteristike računali na težišče homogenega prereza.

Postopek je bil iterativen, saj v vsakem naslednjem koraku privzamemo projektne obremenitve, ki izhajajo iz analize konstrukcije z efektivnimi karakteristikami iz prejšnjega koraka. Kot začetni približek smo uporabili 50 % redukcijo po celotnem elementu. Rezultati analiz 5 opravljenih iteracij konvergirajo proti vrednostim, ki so prikazane v preglednici 9.

Preglednica 9: Začetni približek in rezultati računskega modela 8

Model	$T_{1,X}$	$T_{1,Y}$	$S_d(T_{1,X})$	$S_d(T_{1,Y})$	$F_{b,X}$	$F_{b,Y}$	MSU	Vpliv TDR
Izhodiščni	1,13	1,20	0,97	0,92	1395	1322	Se izide ¹	Se izide ²
Model 8	1,06	1,12	1,03	0,98	1464	1391	Se izide ¹	Se izide ²

Iz rezultatov je razvidno, da je končna togost konstrukcije za ta računski model višja kot v primeru 50 % redukcije. V preglednici 10 so podane efektivne togosti elementov na nekaterih tipičnih mestih konstrukcije, ki jih izračunamo za vzbujanje v smeri globalne koordinate X.

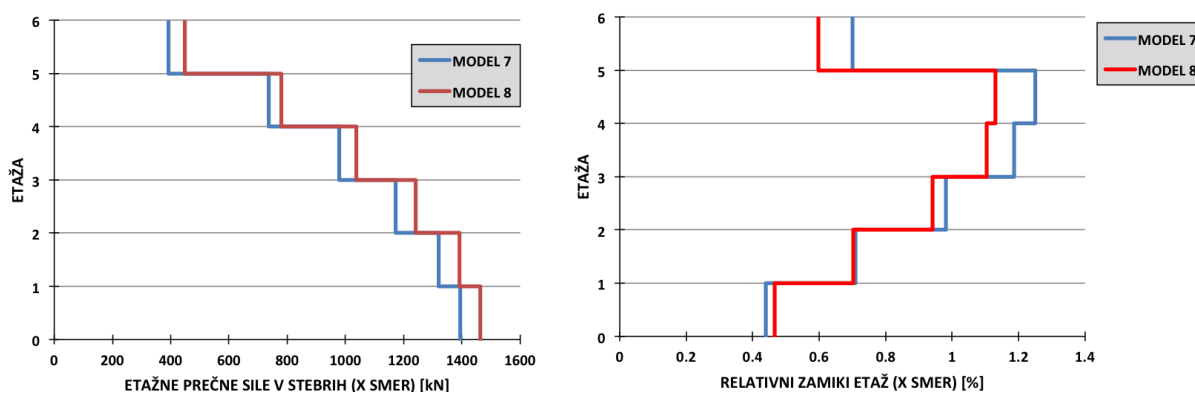
Preglednica 10: Reducirane togosti vzdolž nekaterih tipičnih elementov konstrukcije

Element	$E_c I_{eff} / E_c I (x = 0)$	$E_c I_{eff} / E_c I (x = L_i / 2)$	$E_c I_{eff} / E_c I (x = L_i)$
Steber B1 (I. etaža)	0,57	1	0,86
Steber B1 (II. etaža)	0,56	1	0,56
Steber B1 (VI. etaža)	0,53	0,67	0,51
Gred B1 (I. etaža)	0,54	0,51	0,54
Gred B1 (IV. etaža)	0,52	0,48	0,52

Efektivne togosti so v nasprotju s pričakovanimi, saj avtorji (Dolšek, Žižmond, 2014 in Priestley, 2003) navajajo, da je dejanska redukcija togosti razpokanih prerezov, v primerjavi s homogenim prerezom, višja. To potrjujejo tudi rezultati poskusov na objektih v dejanskem merilu (ELSA laboratorij) (Dolšek, Žižmond, 2014).

Razlog za takšne efektivne togosti je, da smo računali efektivne karakteristike na težišče homogenega prereza. Ideologija za to odločitvijo je, da so na to točko definirane notranje statične količine, hkrati pa so stebri in grede modelirani z linijskimi elementi, katerih os smo izbrali tako, da poteka skozi težišče homogenega prereza. Vendar pa je funkcija, ki za obravnavani model predstavlja odnos med globino nerazpokanega dela (tlačene cone) in efektivno togostjo prereza, polinom 3. reda, ki naredi prevoj pri $x = h/2$, zato se vrednosti efektivne togosti za zelo različne globine x ne razlikujejo bistveno. Začetno vrednost funkcije narekuje armatura v prerezu, zato so najpogostejše vrednosti nekoliko nad 50 %.

Na sliki 19 je prikazana primerjava med etažnimi prečnimi silami in etažnimi zamiki. Vrednosti etažnih prečnih sil so za model 8 višje, nižje pa so vrednosti etažnih zamikov, kar je pričakovano, saj je ta bolj tog in je zanj izračunana višja potresna sila. Opazimo lahko, da sta poteka etažnih prečnih sil in etažnih zamikov zelo podobna. Zaradi zelo podobnih vrednosti efektivnih togosti elementov konstrukcije, se razporeditev teh količin bistveno ne razlikuje od modela 7, kjer privzamemo enotno redukcijo vzdolž vseh elementov konstrukcije.



Slika 19: Primerjava etažnih prečnih sil in relativnih zamikov etaž (točka CM) med modeloma 7 in 8 (vzbujanje v X smeri)

4.6 Povzetek in analiza rezultatov računskega modela 9

V računskem modelu 9 smo prav tako upoštevali spremenljivo togost vzdolž posameznih elementov konstrukcije, pri čemer pa smo dodatno privzeli, da bo prišlo do plastifikacije natezne armature ob vpetju stebrov in na koncih gred. Zato smo vztrajnostne momente v teh prerezih računali ob predpostavki, da je redukcija vezana na ukrivljenost na meji tečenja armature Φ_Y , ki smo jo odčitali iz diagrama moment - ukrivljenost v programu SAP. Pri tem smo vztrajnostne momente razpokanega prereza izrazili na težišče razpokanega prereza, ker s tem pričakujemo, da bo togost modela bolj realno odražala togost dejanske konstrukcije. V ostalih prerezih je bil postopek določitve učinkovite togosti iterativen, pri čemer pa armature nismo spreminjali. Kot začetni približek smo privzeli 50 % redukcijo.

Izkaže se, da nihajni čas in posledično celotna potresna sila zelo hitro konvergirata proti končni vrednosti, vendar pa je kljub temu smiselno izvesti večje število iteracij, saj se spreminja še razporeditev togosti po konstrukciji in vzdolž posameznih elementov, kar ima pomemben vpliv na notranje statične količine.

Rezultati analiz 4 opravljenih iteracij konvergirajo proti vrednostim, ki so prikazane v preglednici 11.

Preglednica 11: Začetni približek in rezultati računskega modela 9

Model	$T_{1,X}$	$T_{1,Y}$	$S_d(T_{1,X})$	$S_d(T_{1,Y})$	$F_{b,X}$	$F_{b,Y}$	MSU	Vpliv TDR
Izhodiščni	1,30	1,39	0,83	0,79	1219	1157	Se izide ¹	Se izide ²
Model 9	1,40	1,46	0,78	0,75	1134	1088	Se izide ¹	Se izide ²

Iz rezultatov analize je razvidno, da z iterativnim računom dobimo še podajnejši računski model konstrukcije. Izkaže se, da je začetni približek učinkovite togosti na sredini gred nekoliko precenjen. Rezultati učinkovite togosti za nekatere tipične elemente konstrukcije so podani v preglednici 12. Očiten je vpliv nivoja osne sile, saj se učinkovita togost na koncih stebrov zmanjšuje po višini (ob vpetju je redukcija vezana na Φ_Y). V gredah osne sile ni prisotne, velikost upogibnega momenta na sredini grede pa se po višini bistveno ne spreminja. Zaradi drugačnega armiranja prereza gred v etažah 4-6, je redukcija tam nekoliko višja.

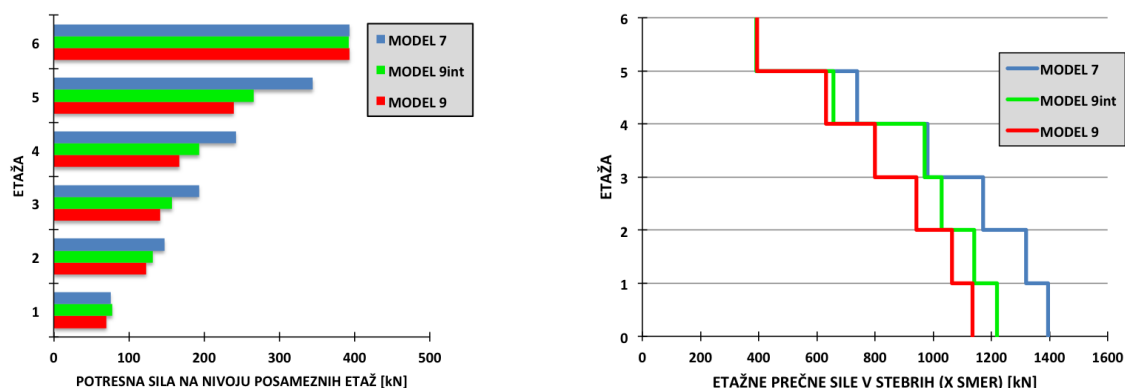
Preglednica 12: Reducirane togosti vzdolž nekaterih tipičnih elementov konstrukcije

Element	$E_c I_{eff}/E_c I (x = 0)$	$E_c I_{eff}/E_c I (x = L_i/2)$	$E_c I_{eff}/E_c I (x = L_i)$
Steber B1 (I. etaža)	0,26	1	0,85
Steber B1 (II. etaža)	0,32	1	0,33
Steber B1 (VI. etaža)	0,19	0,30	0,18
Gred B1 (I. etaža)	0,31	0,21	0,31
Gred B1 (IV. etaža)	0,25	0,17	0,25

V tem modelu dobimo učinkovite togosti zelo podobne tistim iz eksperimentalnih poskusov (Dolšek, Žižmond, 2014), ki pa so precej manjše od vrednosti učinkovite togosti, ki jih na poenostavljen način predlagajo različna priporočila iz pravilnikov in standardov, ki jih obravnavamo v tej nalogi.

Na sliki 20 je prikazana delitev celotne potresne sile med posamezne etaže in poteki etažnih prečnih sil za računski model 7, izhodiščni model računskega modela 9 (označen kot model 9int) in končni model 9. Opazimo, da je zaradi spreminjanja učinkovite togosti z višino porazdelitev celotne potresne sile nekoliko drugačne (ne tako pravilno trikotne) oblike za modela 9int in 9. Potek in velikost etažnih prečnih sil sledita razporeditvi potresne sile po višini konstrukcije. Ob primerjavi upogibnih

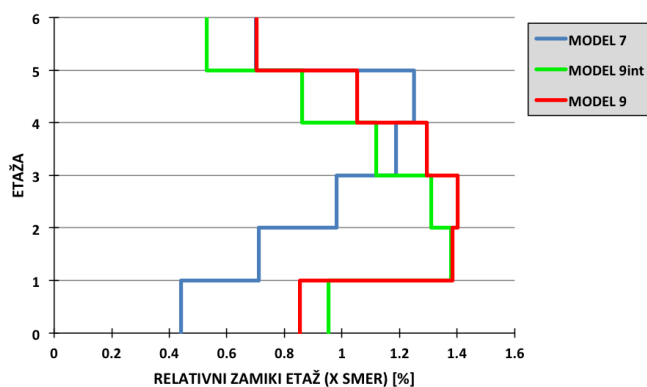
momentov po konstrukciji (rezultati niso prikazani) ugotovimo, da je kljub podajnejšem modelu 9, velikost momentov v nekaterih stebrih v primerjavi z modelom 9_{int} višja. To je posledica tega, da pride zaradi višje redukcije togosti v gredah modela 9 do prerazporeditve obtežbe po sami konstrukciji. V tem primeru stebri nase prevzamejo več obremenitve, v gredah pa so upogibni momenti manjši. Ker je po metodi načrtovane nosilnosti obremenitev v stebrih odvisna od obremenitve gred, lahko to privede do tega, da za dimenzioniranje postane merodajna kombinacija vplivov za stalna in začasna projektna stanja (Čaušević et al, 2011).



Slika 20: Delitev potresne sile in potek etažnih prečnih sil za modeli 7, 9_{int} in 9 (vzbujanje v X smeri)

S slike 21, ki prikazuje etažne zamike, je razvidno, da dobimo največje etažne zamike za model 9. Zaradi drugačne razporeditve togosti po višini konstrukcije imamo drugače razporejeno potresno obremenitev, kar privede do drugačnih deformacij. Tako so etažni zamiki za modela 9_{int} in 9 drugače razporejeni po višini kot za model 7, hkrati pa so zaradi večje podajnosti modela 9 zanj tudi višji. Zato se kontrola pomikov v mejnem stanju uporabnosti ter kontrola vpliva teorije 2. reda v večini etaž ne izideta povsem (tj. potrebna je uporaba duktilnih nekonstrukcijskih elementov oziroma povečanje prerezov elementov in povečanje statičnih notranjih količin).

Direktna posledica reduciranja togosti so večji elastični pomiki, ki jih moramo za izračun dejanskih pomikov pomnožiti še s faktorjem obnašanja q . Tako lahko višja redukcija togosti pomeni veliko večje predvidene pomike, kar lahko vodi tudi v preveč konservativne zaključke. Kljub temu pa je smiselno ponovno poudariti, da se principi redukcije togosti, kot ta v modelu 9, veliko bolje ujemajo z eksperimentalno pridobljenimi rezultati (Dolšek, Žižmond, 2014). Prav tako pa nekateri avtorji (Priestley, 2003) označujejo redukcijo, ki ne upošteva vpliva upogibne armature in osne sile, kot neprimerno.



Slika 21: Primerjava relativnih zamikov etaž (točka CM) modelov 7, 9_{int} in 9 (vzbujanje v X smeri)

5 Zaključek

V diplomski nalogi smo na primeru 6-etažne okvirne konstrukcije primerjali in ovrednotili različne pristope k izbiri modelnih predpostavk pri potresnoodpornem projektiranju armiranobetonskih okvirjev. Pri tem smo se osredotočili na problem upoštevanja učinkovitih togosti razpokanih prerezov, obravnavali pa smo tudi različne načine modeliranja učinkovitih širin. Motivacija za takšno nalogo izhaja iz dejstva, da različni standardi in smernice za potresnoodporno projektiranje ne podajajo enotnega pristopa k določitvi vhodnih podatkov modela, hkrati pa za učinkovite togosti razpokanih prerezov običajno obravnavajo redukcijo na poenoten način po celotni konstrukciji.

Z namenom, da bi ugotovili, kako posamezni pristop vpliva na odziv konstrukcije, smo obravnavali 9 različnih računskih modelov. Prvih pet računskih modelov je temeljilo na priporočilih različnih standardov in smernic, dva računski modela sta služila za primerjavo, dva pa sta učinkovito togost razpokanih prerezov obravnavala v odvisnosti od geometrije in materialnih karakteristik prerezov ter projektne obremenitve. Postopka sta bila tako iterativna in precej zamudna.

Iz rezultatov opravljenih analiz ugotovimo, da se rezultati za prvih 5 računskih modelov bistveno ne razlikujejo. Najbolj togo konstrukcijo pričakujemo z upoštevanjem priporočil FEMA 365, najbolj podajno pa za računski model, ki upošteva priporočila standarda ACI, oziroma za model FLX, ki pa je namenoma podajnejši in ni zasnovan v skladu s priporočili obravnavanih standardov. Modeli po EC2, EC8 in po priporočilih FEMA 365 dajejo za naš primer zelo podobne rezultate. Zaradi poenostavljene redukcije togosti razpokanih prerezov po celotni konstrukciji, so notranje statične količine za računski modele z višjimi izračunanimi togostmi relativno višje, zamiki etaž pa so manjši. Iz tega lahko zaključimo, da smo z uporabo nekaterih modelov na varni strani kar se tiče izpolnjevanja zahtev MSU, z uporabo drugih pa zahtev MSN. Vendar pa so za obravnavano konstrukcijo razlike zelo majhne (koeficient variacije za celotno potresno silo znaša okoli 6 %).

Za računski model 8 ugotovimo, da z izračunom učinkovitih vztrajnostnih momentov na težišče homogenega prereza, ne dobimo uporabnih rezultatov, saj imamo za zelo različno razpokane prezeze praktično enake redukcije togosti, ki pa so zaradi upoštevanja prispevka armature še nekoliko nižje od tistih, ki jih predpisuje Evrokod.

Za zadnji model dobimo redukcije togosti, ki so precej višje (učinkovite togosti se gibljejo med 15 in 30 % togosti nerazpokanih prerezov), kar se odraža v največjih izračunanih pomikih ter najnižjih obremenitvah elementov. Hkrati pa togost ni enakomerno razporejena po konstrukciji, saj so učinkovite togosti gred nižje od učinkovitih togosti v stebrih. Zato pride do prerazporeditve obremenitve (manj obremenjene grede in bolj obremenjeni stebri). Nivo osne sile z višino pada, zato so učinkovite togosti stebrov v višjih etažah nižje. Zaradi tega pride do drugačne razporeditve potresne sile, kar v obravnavanem primeru privede do večjih relativnih zamikov etaž v spodnjih etažah konstrukcije, ki so za ta primer merodajni za kontrolo pomikov (slika 21).

Kljub temu, da zadnji računski model obravnava redukcijo togosti na osnovi več za račun pomembnih parametrov, pa splošnih zaključkov o natančnosti izračuna ni mogoče podati, saj obstaja mnogo negotovosti glede potresne obremenitve, mehanskih karakteristik materialov (itd.) od katerih je odziv konstrukcije med potresom v celoti odvisen. Vseeno pa detajlne študije in eksperimentalno pridobljeni rezultati kažejo, da se z uporabo takšnih metod bolje približamo dejanskemu odzivu (Dolšek, Žižmond, 2014). Po drugi strani pa je takšen postopek iterativen in zaradi časovne potratnosti morda neprimeren za vsakdanjo prakso. Zato bi bilo po mnenju nekaterih avtorjev (Pique, Burgos, 2008) smiselno, da bi se v prakso uvedel postopek, ki zagotavlja ravnotežje med natančnostjo in preprostostjo računa.

VIRI

ARSO. 2011b. Karta potresne nevarnosti Slovenije – projektni pospeški tal.

http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektني_pospesek_tal.jpg
(pridobljeno 6. 9. 2015).

Aslani, H., Miranda, E. 2005. Probabilistic earthquake loss estimation and loss disaggregation in buildings. Stanford, CA. Stanford University, Department of Civil and Environmental Engineering: 355 str.

Čaušević, M., Franković, T., Mahmutović, N. 2012. Effects of stiffness reduction on seismic capacity of buildings. *Gradevinar* 64: 463-474.

Fajfar, P., Fischinger, M., Isaković, T., Dolšek, M., Kreslin, M., Rozman, M., et al. 2006. Uvajanje standarda Evrokod 8 v Sloveniji. Razvojno-raziskovalna naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Katedra za konstrukcije potresno inženirstvo in računalništvo.

Fajfar P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 550 str.

Fajfar, P., Fischinger, M., Beg, D. 2009. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. V: Beg, D., Pogačnik, A. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 241 str.

Fajfar, P., Fardis, M., Carvalho, E., Pecker, A. 2015. Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8. CRC Press: 419 str.

Lopatič, J. 2012. Betonske konstrukcije I. Študijsko gradivo pri predmetu Betonske konstrukcije I-UN-B. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Katedra za masivne in lesene konstrukcije: 97 str.

Paulay, M. J. N. 2003. Myths and fallacies in earthquake engineering, revisited. In the Ninth Mallet Milne Lecture. Rose School, Pavia, Italy: 9-31.

Pique, J. R., Burgos, M. 2008. Effective rigidity of reinforced concrete elements in seismic analysis and design. The 14th World Conference on Earthquake Engineering. October 12-17, 2008. Beijing, China: 8 str.

Žižmond, J., Dolšek, M. 2014. Modeliranje efektivne širine pasnice grede za nelinearno analizo armiranobetonske okvirne stavbe. *Gradbeni vestnik* 68: 26-39.

Povše, M. 2013. Projektiranje armiranobetonskih okvirov na potresnih območjih. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Povše): 35 str.

Žižmond, J. 2012. Razčlenitev potresne varnosti pri projektiranju armiranobetonske stavbe. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba J. Žižmond): 105 str.

ACI, Building Code Requirements for Reinforced Concrete Buildings, ACI-318-95, American Concrete Institute, Michigan, 1995.

FEMA, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA-365, Federal emergency Management Agency, Washington, 2000.

SIST EN 1990: 2004. Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij.

SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Gostote, lastna teža, koristne obtežbe stavb.

SIST EN 1991-1-3:2004/A101. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Splošni vplivi, obtežba snega – Nacionalni dodatek.

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

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

SIST EN 1998-1: 2005/A101. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.

SEZNAM PRILOG

PRILOGA A: ANALIZA RAČUNSKIH MODELOV KONSTRUKCIJE

- Priloga A.1: Model 1: Upoštevanje sodelujočih širine pasnic po EC2 in 50% redukcija togosti
- Priloga A.2: Model 2: Upoštevanje sodelujočih širin pasnic in redukcije togosti po EC8
- Priloga A.3: Model 3: Upoštevanje sodelujočih širin pasnic in redukcije togosti po priporočilih FEMA 365
- Priloga A.4: Model 4: Upoštevanje sodelujočih širin pasnic in redukcije togosti po predpisih ACI
- Priloga A.5: Model 5: Podajni model FLX z manjšim prispevkom plošč k togosti gred in visoko redukcijo togosti gred na zunanjih stebrih
- Priloga A.6: Model 6 in 7: Referenčna modela brez upoštevanja prispevka plošče k togosti gred z in brez 50 % redukcije togosti
- Priloga A.7: Model 8: Pravokoten prerez gred, spremenljiva efektivna togost po elementih, pri čemer I_{eff} izračunamo na težišče homogenega prereza
- Priloga A.8: Model 9: Pravokoten prerez gred, spremenljiva efektivna togost po elementih, pri čemer I_{eff} izračunamo na težišče homogenega prereza + redukcija vezana na moment na meji tečenja armature

PRILOGA B: ORODJE ZA DOLOČITEV DEFORMACIJSKE LINIJE PREREZA

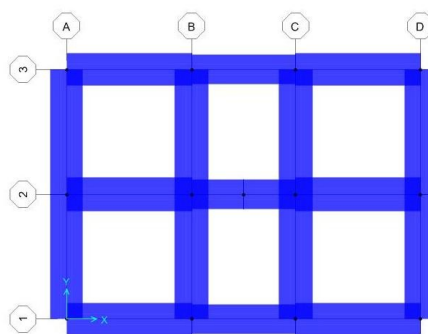
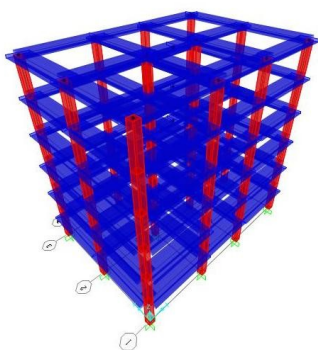
PRILOGA A: RAČUNSKA ANALIZA MODELOV KONSTRUKCIJE

Priloga A1 Model 1: Upoštevanje sodelujočih širin pasnic po EC2 in 50% redukcija togosti

1 Računski model konstrukcije

Preglednica A1.1: Sodelujoče širine gred b_{eff}

Greda	$\max(b_w; b_c)$	l [m]	l_0 [m]	b_1 [m]	b_2 [m]	$b_{eff,1}$ [m]	$b_{eff,2}$ [m]	b_{eff} [m]	b [m]
B1	0,5	5,5	2,75	1,25	2,75	0,53	0,55	1,58	4,5
B2	0,5	5,5	2,75	1,25	2,75	0,53	0,55	1,58	4,5
B3	0,5	4,5	2,25	1,25	2,75	0,45	0,45	1,4	4,5
B4	0,5	5,5	2,75	2,75	2,25	0,55	0,55	1,6	5,5
B5	0,5	5,5	2,75	2,75	2,75	0,55	0,55	1,6	6
B6	0,5	4,5	2,25	2,75	2,75	0,45	0,45	1,4	6



Slika A1.1: Računski model konstrukcije v 3D pogledu in tlorisu

2 Togost konstrukcije

Za obravnavani računski model je togost konstrukcije v posamezni smeri enaka:

$$k_X = \frac{F_X}{u_X} = \frac{1000 \text{ kN}}{0,033 \text{ m}} = 30675 \text{ kN/m}$$

$$k_Y = \frac{F_Y}{u_Y} = \frac{1000 \text{ kN}}{0,036 \text{ m}} = 27933 \text{ kN/m}$$

3 Metoda z vodoravnimi silami

3.1 Račun nihajnega časa z metodo po Rayleighu

Preglednica A1.2: Račun nihajnega časa po Rayleighu

$z_i[m]$	$p_i[kN]$	$m_i[t]$	$u_{X,i}[m]$	$u_{Y,i}[m]$	$m_i \cdot u_{X,i}^2$	$m_i \cdot u_{Y,i}^2$	$p_i \cdot u_{X,i}$	$p_i \cdot u_{Y,i}$	
2,75	155	289	0,012	0,012	0,036	0,041	1,73	1,84	
5,75	324	289	0,030	0,032	0,259	0,303	9,70	10,50	
8,75	493	289	0,048	0,052	0,660	0,783	23,56	25,66	
11,75	662	289	0,063	0,069	1,140	1,362	41,57	45,45	
14,75	831	289	0,074	0,081	1,577	1,892	61,38	67,26	
17,75	1000	275	0,080	0,088	1,770	2,134	80,22	88,09	
					Σ	5,440	6,516	218,16	238,80

Izračunana nihajna časa sta tako:

$$T_{1,X} = 2\pi \sqrt{\frac{\Sigma u_i^2 \cdot m_i}{\Sigma u_i \cdot p_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{5,44 \text{ tm}^2}{218,16 \text{ kNm}}} = 0,99 \text{ s}$$

$$T_{1,Y} = 2\pi \sqrt{\frac{\Sigma u_i^2 \cdot m_i}{\Sigma u_i \cdot p_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{6,52 \text{ tm}^2}{238,8 \text{ kNm}}} = 1,04 \text{ s}$$

3.2 Račun projektnega pospeška tal

Objekt je predviden na tleh tipa C. Nihajni čas konstrukcije se tako za obe smeri nahaja v intervalu med T_C in T_D .

$$S_d(T_{1,X}) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_{1,X}} \right] = 0,25 \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{3,9} \cdot \left[\frac{0,6s}{0,99s} \right] = 1,093 \frac{m}{s^2} \\ \geq \beta \cdot a_g = 0,2 \cdot 0,25 \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} = 0,49 \text{ m/s}^2 \end{cases} = 1,09 \frac{m}{s^2}$$

$$S_d(T_{1,Y}) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_{1,Y}} \right] = 0,25 \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{3,9} \cdot \left[\frac{0,6s}{1,04s} \right] = 1,045 \frac{m}{s^2} \\ \geq \beta \cdot a_g = 0,2 \cdot 0,25 \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} = 0,49 \text{ m/s}^2 \end{cases} = 1,05 \frac{m}{s^2}$$

3.3 Račun celotne potresne sile

Celotna potresna sila je enaka reakciji ob vpetju stebrov. Ta se razporedi po posameznih etažah.

Seštevek prečnih sil v stebrih je tako enak celotni prečni sili oziroma reakciji ob vpetju.

$$F_{b,X} = S_d(T_{1,X}) m \lambda = 1,09 \frac{m}{s^2} \cdot 1720t \cdot 0,85 = 1598 \text{ kN}$$

$$F_{b,Y} = S_d(T_{1,Y}) m \lambda = 1,04 \frac{m}{s^2} \cdot 1720t \cdot 0,85 = 1528 \text{ kN}$$

Razmerje med celotno potresno silo in celotno težo stavbe je za posamezno smer:

$$\frac{F_{b,X}}{\Sigma m \cdot g} = \frac{1598 \text{ kN}}{1720t \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 9,5 \%$$

$$\frac{F_{b,Y}}{\Sigma m \cdot g} = \frac{1528 \text{ kN}}{1720t \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 9,1 \%$$

3.4 Delitev potresne sile po etažah in račun momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti

Račun etažnih prečnih sil in momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti je prikazan v preglednici A1.3.

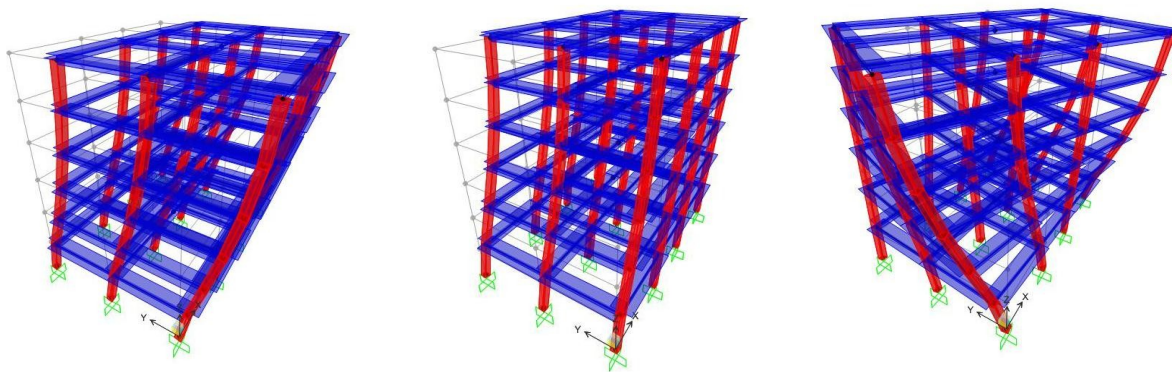
Preglednica A1.3: Račun potresnih sil in momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti

z_i [m]	m_i [t]	$z_i \cdot m_i$	F_{b,x_i} [kN]	F_{b,y_i} [kN]	e_{x_i} [m]	e_{y_i} [m]	M_{x_i} [kNm]	M_{y_i} [kNm]
2,75	289	795	73	69	0,75	1,0	54	69
5,75	289	1662	152	145	0,75	1,0	114	145
8,75	289	2529	231	221	0,75	1,0	173	221
11,75	289	3396	310	296	0,75	1,0	232	296
14,75	289	4263	389	372	0,75	1,0	292	372
17,75	275	4881	445	426	0,75	1,0	334	426
Σ	1720	17525	1598	1528				

4 Modalna analiza

4.1 Nihajne oblike, nihajni časi in efektivne mase

Konstrukcija je pravilna po tlorisu, saj je prva nihajna oblika le translacijska z nihanjem zgolj v smeri globalne koordinatne osi Y, druga pa le translacijska z nihanjem v smeri X. Torzijska je tretja nihajna oblika, kar pomeni, da je konstrukcija torzijsko toga. Iz preglednice je razvidno, da je zahteva, da je potrebno upoštevati vsaj toliko nihajnih oblik, da znaša vsota efektivnih mas vsaj 90 % (SIST EN 1998-1, člen 4.3.3.3.1(3)) izpolnjena, če upoštevamo vsaj prvih 6 nihajnih oblik. V analizi sem upošteval vseh 18 nihajnih oblik.



Slika A1.2: Prve tri nihajne oblike

Preglednica A1.4: Nihajni časi in efektivne mase

Nih. oblika	T_i [s]	$m_{eff,x}$ [%]	$m_{eff,y}$ [%]	$m_{eff,z}$ [%]	$\Sigma m_{eff,x}$ [%]	$\Sigma m_{eff,y}$ [%]	$\Sigma m_{eff,z}$ [%]
1	1,04	0	81	0	0	81	0
2	1,00	81	0	0	82	81	0
3	0,87	0	0	82	82	81	82
4	0,34	0	10	0	82	92	82
5	0,32	10	0	0	92	92	82
6	0,28	0	0	10	92	92	92

4.2 Projektni pospešek tal in celotna potresna sila

Preglednica A1.5: Nihajni čas in projektni pospešek tal za prvi nihajni obliki in celotna potresna sila

Smer	$T_{1,i}$ [s]	$S_d(T_{1,i})$	$F_{b,i}$ [kN]
X	0,99	1,11 m/s^2	1599
Y	1,04	1,05 m/s^2	1518

4.3 Račun etažnih prečnih sil

Z rezultatov je razvidno, da zaradi dvojne simetrije konstrukcije, potres v smeri X ne more vzbuditi nihanja v smeri Y in obratno, zato tudi v smeri pravokotno na smer potresa nimamo prečnih sil v stebru. V preglednici sta prikazana tudi oba načina kombinacije učinkov komponent potresnega vpliva.

Preglednica A1.6: Etažne prečne sile za obe smeri vzbujanja in oba načina kombinacije učinkov komponent potresnega vpliva

Etaža	X smer		Y smer		SRSS		1, 0X + 0, 3Y ali obratno	
	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]
6	460	0,0	0,0	445	460	445	460	445
5	827	0,0	0,0	792	827	792	827	792
4	1118	0,0	0,0	1063	1118	1063	1118	1063
3	1348	0,0	0,0	1278	1348	1278	1348	1278
2	1516	0,0	0,0	1438	1516	1438	1516	1438
1	1599	0,0	0,0	1518	1599	1518	1599	1518

Vrednost etažne prečne sile ob vpetju lahko kontroliramo tako, da ocenimo spodnjo in zgornjo mejo sile. To storimo zaradi možnosti napak. Spodnjo mejo celotne prečne sile (npr. za X smer) ocenimo tako, da upoštevamo samo potresni vpliv zaradi prve nihajne oblike $F_{b,1} = F_{b,min}$, ki ga določimo kot produkt projektnega pospeška tal iz spektra pospeškov (izhajamo iz metode z vodoravnimi silami) in efektivne mase za prvo nihajno obliko. Zgornjo mejo določimo tako, da pri prvi nihajni obliki predpostavimo sodelovanje celotne mase konstrukcije. (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009). Za naš primer sta ti vrednosti:

- Smer X

$$F_{b,X,min} = F_{b,1,X} = m_{eff,1,X} \cdot S_d(T_{1,X}) = 1720t \cdot 0,81 \cdot 1,093 \frac{m}{s^2} = 1523 \text{ kN}$$

$$F_{b,X,max} = F_{b,1,X} = m_{eff,1,X} \cdot S_d(T_{1,X}) = 1720t \cdot 1,093 \frac{m}{s^2} = 1880 \text{ kN}$$

- Smer Y

$$F_{b,Y,min} = F_{b,1,Y} = m_{eff,1,Y} \cdot S_d(T_{1,Y}) = 1720t \cdot 0,81 \cdot 1,045 \frac{m}{s^2} = 1456 \text{ kN}$$

$$F_{b,Y,max} = F_{b,1,Y} = m_{eff,1,Y} \cdot S_d(T_{1,Y}) = 1720t \cdot 1,045 \frac{m}{s^2} = 1797 \text{ kN}$$

Celotna potresna sila, izračunana z modalno analizo, je znotraj intervala, ki smo ga določili na osnovi metode s horizontalnimi silami, zato sklepamo, da je račun pravilen. Kontrolo prikazemo zgolj za ta računski model.

4.4 Momenti ob vpetju

Momentni diagrami zaradi potresne obtežbe so »žagaste« oblike. Največje vrednosti dosežejo v spodnji etaži. Vrednosti upogibnih momentov so podane v A1.7 in A1.8.

Preglednica A1.7: Momenti ob vpetju v spodnji etaži

X smer		Y smer	
M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
0	2806	2747	0

Preglednica A1.8: Maksimalna momenta v stebrih ob vpetju v spodnji etaži

X smer		Y smer	
M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
0	251	253	0

4.5 Mejno stanje uporabnosti (omejitev poškodb)

Kontrola etažnih zamikov je za obe smeri prikazana v preglednici A1.9.

Preglednica A1.9: Kontrola etažnih zamikov za mejno stanje uporabnosti (točka CM)

Etaža	h_i	$d_{s,x}$ [cm]	$d_{s,y}$ [cm]	$d_{r,x}$ [cm]	$d_{r,y}$ [cm]	$v \cdot d_{s,x}$	$v \cdot d_{s,y}$	$0,005 \cdot h_i$	$0,0075 \cdot h_i$
6	3,00	13,8	14,4	1,0	1,1	0,5	0,6	1,5	2,3
5	3,00	12,8	13,3	1,8	1,9	0,9	1,0	1,5	2,3
4	3,00	11,0	11,4	2,5	2,7	1,3	1,3	1,5	2,3
3	3,00	8,4	8,7	3,1	3,2	1,5	1,6	1,5	2,3
2	3,00	5,3	5,5	3,3	3,4	1,7	1,7	1,5	2,3
1	2,75	2,0	2,0	2,0	2,0	1,0	1,0	1,4	2,1

V 2. in 3. etaži so etažni zamiki večji od dovoljenih. Z namenom, da bi zadostili pogoju omejitve poškodb v MSU, moramo v teh primerih izvesti dodatni ukrep kot npr. ojačati elemente ali pa namesto neduktilnih nekonstrukcijskih elementov izbrati duktilne, za katere je dovoljen etažni zamik enak $0,0075 \cdot h$.

4.6 Vpliv teorije drugega reda

Kontrola vpliva teorije 2. reda je za obe smeri prikazana v preglednici spodaj.

Preglednica A1.10: Koeficienti občutljivosti za etažne zamike

Etaža	h [cm]	P_{tot} [kN]	$d_{r,x}$ [cm]	$d_{r,y}$ [cm]	$V_{tot,x}$ [kN]	$V_{tot,y}$ [kN]	Θ_x	Θ_y
6	300	2698	1,0	1,1	460	445	0,019	0,022
5	300	5533	1,8	1,9	827	792	0,041	0,045
4	300	8368	2,5	2,7	1118	1063	0,063	0,070
3	300	11203	3,1	3,2	1348	1278	0,085	0,095
2	300	14038	3,3	3,4	1516	1438	0,103	0,112
1	275	16873	2,0	2,0	1599	1518	0,077	0,082

Ker se v 2. etaži faktor občutljivosti nahaja v intervalu med 0,1 in 0,2, bi morali vse notranje statične količine v tej etaži povečati za faktor (SIST EN 1998-1, člen 4.4.2.2(3)):

$$\frac{1}{1 - \Theta_2} = \frac{1}{1 - 0,112} = 1,13$$

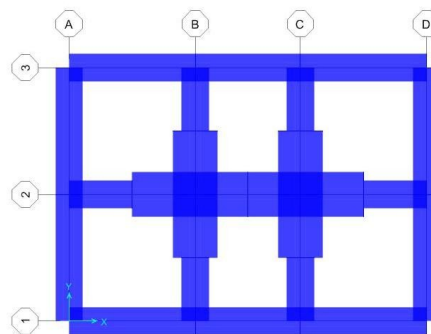
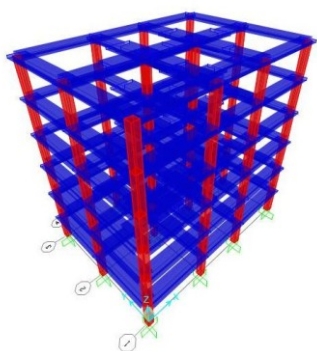
Priloga A2 Model 2: Upoštevanje sodelujočih širin pasnic in redukcija togosti po EC8

1 Računski model konstrukcije

V preglednici A2.1 so podane sodelujoče širine b_{eff} posameznih tipov gred.

Preglednica A2.1: Sodelujoče širine gred b_{eff}

Greda	$\max(b_w ; b_c)$	$b_{eff,1}[m]$	$b_{eff,2}[m]$	$b_{eff}[m]$
AA	0,5	0,4	0,4	1,3
AB	0,5	0,4	0,4	1,3
BA	0,5	0,8	0,8	2,1
BB	0,5	0,8	0,8	2,1



Slika A2.1: Računski model konstrukcije v 3D pogledu in tlorisu

2 Togost konstrukcije

Za obravnavani računski model konstrukcije je togost v posamezni smeri enaka:

$$k_x = \frac{F_x}{u_x} = \frac{1000 \text{ kN}}{0,033 \text{ m}} = 30303 \text{ kN/m}$$

$$k_y = \frac{F_y}{u_y} = \frac{1000 \text{ kN}}{0,037 \text{ m}} = 27322 \text{ kN/m}$$

3 Metoda z vodoravnimi silami

3.1 Račun nihajnega časa z metodo po Rayleighu

Preglednica A2.2: Račun nihajnega časa po Rayleighu

$z_i[m]$	$p_i[kN]$	$m_i[t]$	$u_{x,i}[m]$	$u_{y,i}[m]$	$m_i \cdot u_{x,i}^2$	$m_i \cdot u_{y,i}^2$	$p_i \cdot u_{x,i}$	$p_i \cdot u_{y,i}$
2,75	155	289	0,011	0,012	0,037	0,042	1,75	1,87
5,75	324	289	0,030	0,033	0,266	0,315	9,83	10,70
8,75	493	289	0,048	0,053	0,678	0,815	23,88	26,18
11,75	662	289	0,064	0,070	1,171	1,419	42,14	46,38
14,75	831	289	0,075	0,083	1,621	1,973	62,23	68,67
17,75	1000	275	0,081	0,090	1,820	2,226	81,35	89,96
				Σ	5,592	6,790	221,18	243,75

Izračunana nihajna časa sta tako:

$$T_{1,X} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum u_i^2 \cdot m_i}{\sum u_i \cdot p_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{5,59 \text{ tm}^2}{221,18 \text{ kNm}}} = 1,00 \text{ s}$$

$$T_{1,Y} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum u_i^2 \cdot m_i}{\sum u_i \cdot p_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{6,79 \text{ tm}^2}{243,75 \text{ kNm}}} = 1,05 \text{ s}$$

3.2 Račun projektnega pospeška tal

Objekt je predviden na tleh tipa C. Nihajni čas konstrukcije se, tako kot za prejšni računski model, za obe smeri nahaja v intervalu med T_C in T_D .

$$S_d(T_{1,X}) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_{1,X}} \right] = 0,25 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{3,9} \cdot \left[\frac{0,6\text{s}}{1,00\text{s}} \right] = 1,09 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$S_d(T_{1,Y}) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_{1,Y}} \right] = 0,25 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{3,9} \cdot \left[\frac{0,6\text{s}}{1,05\text{s}} \right] = 1,03 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

3.3 Račun celotne potresne sile

$$F_{b,X} = S_d(T_{1,X}) m \lambda = 1,09 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1720\text{t} \cdot 0,85 = 1587 \text{ kN}$$

$$F_{b,Y} = S_d(T_{1,Y}) m \lambda = 1,03 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1720\text{t} \cdot 0,85 = 1512 \text{ kN}$$

Razmerje med celotno potresno silo in celotno težo stavbe je za posamezno smer:

$$\frac{F_{b,X}}{\sum m \cdot g} = \frac{1587 \text{ kN}}{1720\text{t} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 9,41 \%$$

$$\frac{F_{b,Y}}{\sum m \cdot g} = \frac{1512 \text{ kN}}{1720\text{t} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 8,96 \%$$

3.4 Delitev potresne sile po etažah in račun momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti

Račun etažnih prečnih sil in momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti je prikazan v preglednici A2.3.

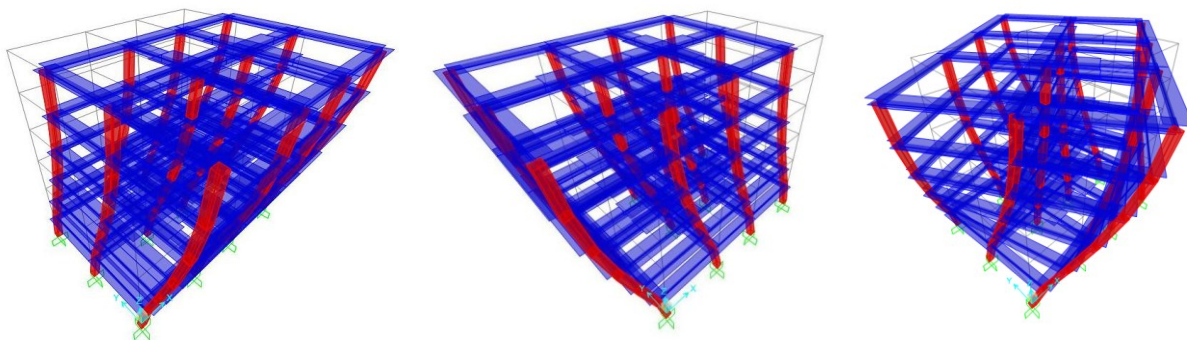
Preglednica A2.3: Račun potresnih sil in momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti

z_i [m]	m_i [t]	$z_i \cdot m_i$	$F_{b,Xi}$ [kN]	$F_{b,Yi}$ [kN]	$e_{X,i}$ [m]	$e_{Y,i}$ [m]	$M_{X,i}$ [kNm]	$M_{Y,i}$ [kNm]
2,75	289	795	72	69	0,75	1	54	69
5,75	289	1662	151	143	0,75	1	113	143
8,75	289	2529	229	218	0,75	1	172	218
11,75	289	3396	308	293	0,75	1	231	293
14,75	289	4263	386	368	0,75	1	290	368
17,75	275	4881	442	421	0,75	1	332	421
Σ	1720,0	17525	1587	1512				

4 Modalna analiza

4.1 Nihajne oblike, nihajni časi in efektivne mase

Na sliki A2.2 so prikazane prve 3 nihajne oblike konstrukcije.



Slika A2.2: Prve tri nihajne oblike

Preglednica A2.4: Nihajni časi in efektivne mase

Nih. oblika	T_i [s]	$m_{eff,x}$ [%]	$m_{eff,y}$ [%]	$m_{eff,z}$ [%]	$\Sigma m_{eff,x}$ [%]	$\Sigma m_{eff,y}$ [%]	$\Sigma m_{eff,z}$ [%]
1	1,05	0	81	0	0	81	0
2	1,00	81	0	0	82	81	0
3	0,88	0	0	82	82	81	82
4	0,34	0	10	0	82	92	82
5	0,32	10	0	0	92	92	82
6	0,29	0	0	10	92	92	92

4.2 Projektni pospešek tal in celotna potresna sila

Preglednica A2.5: Nihajni čas in projektni pospešek tal za prvi nihajni obliki in celotna potresna sila

Smer	$T_{1,i}$ [s]	$S_d(T_{1,i})$	$F_{b,i}$ [kN]
X	1,00	1,10 m/s^2	1587
Y	1,05	1,04 m/s^2	1500

4.3 Račun etažnih prečnih sil

Preglednica A2.6: Etažne prečne sile za obe smeri vzbujanja in oba načina kombinacije učinkov komponent potresnega vpliva

Etaža	X smer		Y smer		SRSS		1, 0X + 0, 3Y ali obratno	
	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]
1	1587	0,0	0,0	1500	1587	1500	1587	1500
2	1505	0,0	0,0	1420	1505	1420	1505	1420
3	1338	0,0	0,0	1262	1338	1262	1338	1262
4	1110	0,0	0,0	1051	1110	1051	1110	1051
5	813	0,0	0,0	784	813	784	813	784
6	457	0,0	0,0	442	457	442	457	442

4.4 Momenti ob vpetju

Momenti ob vpetju v spodnji etaži in maksimalna vrednost momenta (možnost vpliva razporeditve togosti) za vzbujanje v posamezni smeri so podane v preglednicah A2.7 in A2.8.

Preglednica A2.7: Momenti ob vpetju v spodnji etaži

X smer		Y smer	
M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
0	2799	2733	0

Preglednica A2.8: Maksimalna momenta v stebrih ob vpetju v spodnji etaži

X smer		Y smer	
M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
0	255	256	0

4.5 Mejno stanje uporabnosti (omejitev poškodb)

Preglednica A2.9: Kontrola etažnih zamikov za mejno stanje uporabnosti (točka CM)

Etaža	h_i	$d_{s,x}$ [cm]	$d_{s,y}$ [cm]	$d_{r,x}$ [cm]	$d_{r,y}$ [cm]	$v \cdot d_{s,x}$	$v \cdot d_{s,y}$	$0,005 \cdot h_i$	$0,0075 \cdot h_i$
6	3,00	13,9	14,5	1,0	1,1	0,5	0,6	1,5	2,3
5	3,00	12,9	13,4	1,8	2,0	0,9	1,0	1,5	2,3
4	3,00	11,0	11,4	2,6	2,7	1,3	1,3	1,5	2,3
3	3,00	8,5	8,8	3,1	3,3	1,6	1,6	1,5	2,3
2	3,00	5,4	5,5	3,4	3,5	1,7	1,7	1,5	2,3
1	2,75	2,0	2,0	2,0	2,0	1,0	1,0	1,4	2,1

V 2. in 3. etaži so etažni zamiki večji od dovoljenih. Z namenom, da bi zadostili pogoju omejitve poškodb v MSU, moramo v teh primerih izvesti dodatni ukrep kot npr. ojačati elemente ali pa namesto neduktilnih nekonstrukcijskih elementov izbrati duktilne, za katere je dovoljen etažni zamik enak $0,0075 \cdot h$.

Preglednica A2.10: Koeficienti občutljivosti za etažne zamike

Etaža	h [cm]	P_{tot} [kN]	$d_{r,x}$ [cm]	$d_{r,y}$ [cm]	$V_{tot,x}$ [kN]	$V_{tot,y}$ [kN]	θ_x	θ_y
6	300	2698	1,0	1,1	457	442	0,020	0,022
5	300	5533	1,8	2,0	813	784	0,041	0,046
4	300	8368	2,6	2,7	1100	1051	0,065	0,071
3	300	11203	3,1	3,3	1338	1262	0,087	0,096
2	300	14038	3,4	3,5	1505	1420	0,104	0,114
1	275	16873	2,0	2,0	1587	1500	0,078	0,083

Pri kontroli vpliva teorije drugega reda se izkaže, da faktor občutljivosti v 2. etaži presega dovoljeno vrednost. Zato moramo upoštevati vpliv teorije drugega reda, ki ga zajamemo tako, da notranje statične količine povečamo za faktor:

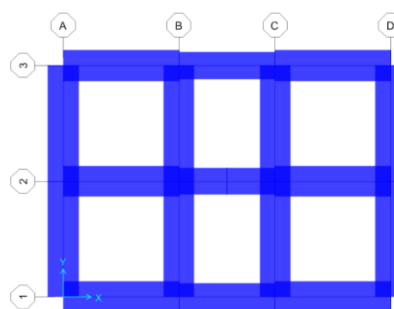
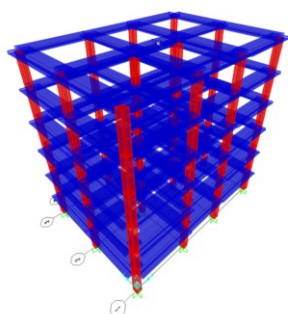
$$\frac{1}{1 - \theta_2} = \frac{1}{1 - 0,114} = 1,13$$

Priloga A3 Model 3: Upoštevanje sodelujočih širin in redukcije togosti po priporočilih FEMA 365

1 Računski model konstrukcije

Preglednica A3.1: Sodelujoče širine gred b_{eff}

Greda	$\max(b_w ; b_c)$	$l[m]$	$l_0[m]$	$b_1[m]$	$b_2[m]$	$b_{eff,1}[m]$	$b_{eff,2}[m]$	$b_{eff}[m]$
B1	0,5	5,5	2,75	1,25	2,75	0,55	0,55	1,6
B2	0,5	5,5	2,75	1,25	2,75	0,55	0,55	1,6
B3	0,5	4,5	2,25	1,25	2,75	0,45	0,45	1,4
B4	0,5	5,5	2,75	2,75	2,25	0,55	0,55	1,6
B5	0,5	5,5	2,75	2,75	2,75	0,55	0,55	1,6
B6	0,5	4,5	2,25	2,75	2,75	0,45	0,45	1,4



Slika A3.1: Računski model konstrukcije v 3D pogledu in tlorisu

2 Togost konstrukcije

Za obravnavani računski model je togost konstrukcije v posamezni smeri enaka:

$$k_x = \frac{F_x}{u_x} = \frac{1000 \text{ kN}}{0,033 \text{ m}} = 30745 \text{ kN/m}$$

$$k_y = \frac{F_y}{u_y} = \frac{1000 \text{ kN}}{0,036 \text{ m}} = 27950 \text{ kN/m}$$

3 Metoda z vodoravnimi silami

3.1 Račun nihajnega časa z metodo po Rayleighu

Preglednica A3.2: Račun nihajnega časa po Rayleighu

$z_i[m]$	$p_i[kN]$	$m_i[t]$	$u_{x,i}[m]$	$u_{y,i}[m]$	$m_i \cdot u_{x,i}^2$	$m_i \cdot u_{y,i}^2$	$p_i \cdot u_{x,i}$	$p_i \cdot u_{y,i}$
2,75	155	289	0,011	0,012	0,036	0,041	1,73	1,84
5,75	324	289	0,030	0,032	0,259	0,302	9,69	10,48
8,75	493	289	0,048	0,052	0,658	0,781	23,53	25,63
11,75	662	289	0,063	0,069	1,137	1,354	41,51	45,31
14,75	831	289	0,074	0,081	1,572	1,887	61,30	67,15
17,75	1000	275	0,080	0,088	1,764	2,127	80,10	87,95
				Σ	5,426	6,493	217,86	238,37

Izračunana nihajna časa sta tako:

$$T_{1,X} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum u_i^2 \cdot m_i}{\sum u_i \cdot p_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{5,43 \text{ tm}^2}{217,86 \text{ kNm}}} = 0,99 \text{ s}$$

$$T_{1,Y} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum u_i^2 \cdot m_i}{\sum u_i \cdot p_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{6,50 \text{ tm}^2}{238,3 \text{ kNm}}} = 1,04 \text{ s}$$

3.2 Račun projektnega pospeška tal

Objekt je predviden na tleh tipa C. Nihajni čas konstrukcije se za obe smeri nahaja v intervalu med T_C in T_D .

$$S_d(T_{1,X}) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_{1,X}} \right] = 0,25 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{3,9} \cdot \left[\frac{0,6\text{s}}{0,99\text{s}} \right] = 1,09 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$S_d(T_{1,Y}) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_{1,Y}} \right] = 0,25 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{3,9} \cdot \left[\frac{0,6\text{s}}{1,04\text{s}} \right] = 1,05 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

3.3 Račun celotne potresne sile

$$F_{b,X} = S_d(T_{1,X}) m \lambda = 1,09 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1720\text{t} \cdot 0,85 = 1599 \text{ kN}$$

$$F_{b,Y} = S_d(T_{1,Y}) m \lambda = 1,05 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1720\text{t} \cdot 0,85 = 1529 \text{ kN}$$

Razmerje med celotno potresno silo in celotno težo stavbe je za posamezno smer:

$$\frac{F_{b,X}}{\Sigma m \cdot g} = \frac{1599 \text{ kN}}{1720\text{t} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 9,48 \%$$

$$\frac{F_{b,Y}}{\Sigma m \cdot g} = \frac{1529 \text{ kN}}{1720\text{t} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 9,06 \%$$

3.4 Delitev potresne sile po etažah in račun momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti

Račun etažnih prečnih sil in momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti je prikazan v preglednici A3.3.

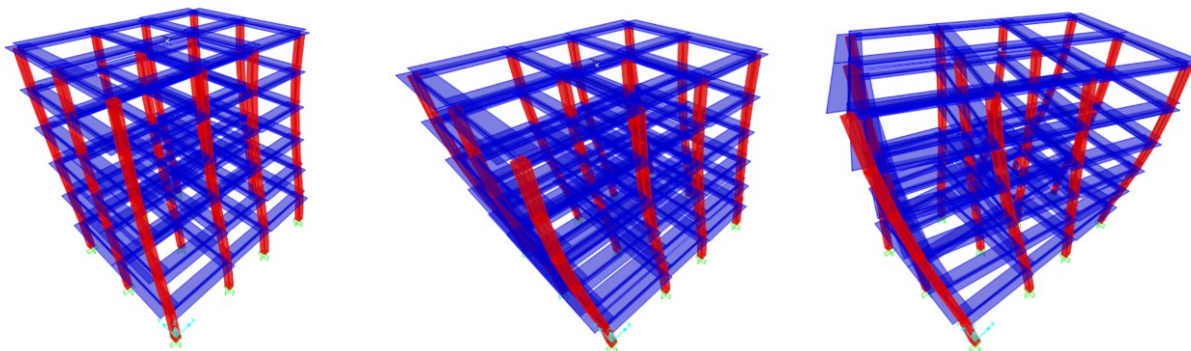
Preglednica A3.3: Račun potresnih sil in momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti

z_i [m]	m_i [t]	$z_i \cdot m_i$	$F_{b,Xi}$ [kN]	$F_{b,Yi}$ [kN]	$e_{X,i}$ [m]	$e_{Y,i}$ [m]	$M_{X,i}$ [kNm]	$M_{Y,i}$ [kNm]
2,75	289	795	73	69	0,75	1	54	69
5,75	289	1662	152	14	0,75	1	114	145
8,75	289	2529	231	221	0,75	1	173	221
11,75	289	3396	310	296	0,75	1	232	296
14,75	289	4263	389	372	0,75	1	292	372
17,75	275	4881	446	426	0,75	1	334	426
Σ	1720,0	17525	1599	1529				

4 Modalna analiza

4.1 Nihajne oblike, nihajni časi in efektivne mase

Na sliki A3.2 so prikazane prve tri nihajne oblike konstrukcije.



Slika A3.2: Prve tri nihajne oblike

Preglednica A3.4: Nihajni časi in efektivne mase

Nih. oblika	T_i [s]	$m_{eff,x}$ [%]	$m_{eff,y}$ [%]	$m_{eff,z}$ [%]	$\Sigma m_{eff,x}$ [%]	$\Sigma m_{eff,y}$ [%]	$\Sigma m_{eff,z}$ [%]
1	1,04	0	81	0	0	81	0
2	0,99	81	0	0	81	81	0
3	0,87	0	0	82	81	81	82
4	0,34	0	10	0	81	91	82
5	0,32	10	0	0	92	91	82
6	0,28	0	0	10	92	91	92

4.2 Projektni pospešek tal in celotna potresna sila

Preglednica A3.5: Nihajni čas in projektni pospešek tal za prvi nihajni obliki in celotna potresna sila

Smer	$T_{1,i}$ [s]	$S_d(T_{1,i})$	$F_{b,i}$ [kN]
X	0,96	1,15 m/s^2	1600
Y	1,01	1,09 m/s^2	1520

4.3 Račun etažnih prečnih sil

Preglednica A3.6: Etažne prečne sile za obe smeri vzbujanja in oba načina kombinacije učinkov komponent potresnega vpliva

Etaža	X smer		Y smer		SRSS		1, 0X + 0, 3Y ali obratno	
	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]
1	1600	0,0	0,0	1520	1600	1520	1600	1520
2	1517	0,0	0,0	1440	1517	1440	1517	1440
3	1349	0,0	0,0	1280	1349	1280	1349	1280
4	1118	0,0	0,0	1064	1118	1064	1118	1064
5	827	0,0	0,0	872	827	872	827	872
6	460	0,0	0,0	445	460	445	460	445

4.4 Momenti ob vpetju

Momenti ob vpetju v spodnji etaži in maksimalna vrednost momenta (možnost vpliva razporeditve togosti) za vzbujanje v posamezni smeri so podane v preglednicah A3.7 in A3.8.

Preglednica A3.7: Momenti ob vpetju v spodnji etaži

X smer		Y smer	
M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
0	2807	2748	0

Preglednica A3.8: Maksimalna momenta v stebrih ob vpetju v spodnji etaži

X smer		Y smer	
M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
0	251	253	0

4.5 Mejno stanje uporabnosti (omejitev poškodb)

Preglednica A3.9: Kontrola etažnih zamikov za mejno stanje uporabnosti (točka CM)

Etaža	h_i	$d_{s,x}$ [cm]	$d_{s,y}$ [cm]	$d_{r,x}$ [cm]	$d_{r,y}$ [cm]	$v \cdot d_{s,x}$	$v \cdot d_{s,y}$	$0,005 \cdot h_i$	$0,0075 \cdot h_i$
6	3,00	13,8	14,3	1,0	1,1	0,5	0,5	1,5	2,3
5	3,00	12,8	13,3	1,8	1,9	0,9	1,0	1,5	2,3
4	3,00	11,0	11,3	2,5	2,7	1,3	1,3	1,5	2,3
3	3,00	8,4	8,7	3,1	3,2	1,5	1,6	1,5	2,3
2	3,00	5,3	5,5	3,3	3,4	1,7	1,7	1,5	2,3
1	2,75	2,0	2,0	2,0	2,0	1,0	1,0	1,4	2,1

V 2. in 3. etaži so etažni zamiki večji od dovoljenih. Z namenom, da bi zadostili pogoju omejitve poškodb v MSU, moramo v teh primerih izvesti dodatni ukrep kot npr. ojačati elemente ali pa namesto neduktilnih nekonstrukcijskih elementov izbrati duktilne, za katere je dovoljen etažni zamik enak $0,0075 \cdot h$.

4.6 Vpliv teorije drugega reda

Preglednica A3.10: Koeficienti občutljivosti za etažne zamike

Etaža	h [cm]	P_{tot} [kN]	$d_{r,x}$ [cm]	$d_{r,y}$ [cm]	$V_{tot,x}$ [kN]	$V_{tot,y}$ [kN]	Θ_x	Θ_y
6	300	2698	1,0	1,1	460	445	0,020	0,022
5	300	5533	1,8	1,9	827	872	0,040	0,040
4	300	8368	2,5	2,7	1118	1064	0,063	0,070
3	300	11203	3,1	3,2	1349	1280	0,086	0,094
2	300	14038	3,3	3,4	1517	1440	0,103	0,112
1	275	16873	2,0	2,0	1600	1520	0,077	0,081

Pri kontroli vpliva teorije drugega reda se izkaže, da faktor občutljivosti v 2. etaži presega dovoljeno vrednost. Zato moramo upoštevati vpliv teorije drugega reda, ki ga zajamemo tako, da notranje statične količine povečamo za faktor:

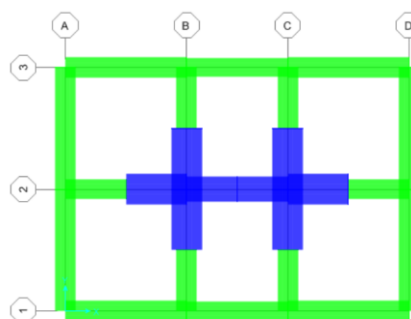
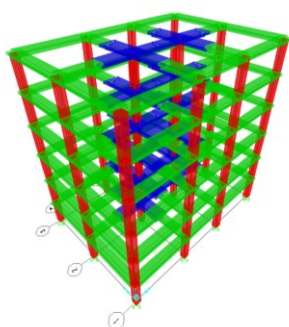
$$\frac{1}{1 - \theta} = \frac{1}{1 - 0,112} = 1,12$$

Priloga A4 Model 4: Upoštevanje sodelujočih širin pasnic in redukcije togosti po predpisih ACI

1 Računski model konstrukcije

Preglednica A4.1: Sodelujoče širine gred b_{eff}

Greda	$\max(b_w ; b_c)$	l [m]	l_0 [m]	b_1 [m]	b_2 [m]	$b_{eff,1}$ [m]	$b_{eff,2}$ [m]	b_{eff} [m]
B1 (A-A)	0,5	6	3	1,25	2,75	0,25	0,25	1,00
B2 (A-A)	0,5	6	3	1,25	2,75	0,25	0,25	1,00
B3 (A-A)	0,5	5	2,5	1,25	2,75	0,21	0,21	0,92
B4 (A-B)	0,5	6	3	2,75	2,25	0,25	0,25	1,00
B4 (B-A)	0,5	6	3	2,75	2,25	1,6	1,6	1,50
B5 (A-B)	0,5	6	3	2,75	2,75	0,25	0,25	1,00
B5 (B-A)	0,5	6	3	2,75	2,75	1,6	1,6	1,50
B6 (B-B)	0,5	5	2,5	2,75	2,75	1,6	1,6	1,25



Slika A4.1: Računski model konstrukcije v 3D pogledu in florisu

2 Togost konstrukcije

Za obravnavani računski model je togost konstrukcije v posamezni smeri enaka:

$$k_x = \frac{F_x}{u_x} = \frac{1000 \text{ kN}}{0,041 \text{ m}} = 24528 \text{ kN/m}$$

$$k_y = \frac{F_y}{u_y} = \frac{1000 \text{ kN}}{0,046 \text{ m}} = 21701 \text{ kN/m}$$

3 Metoda z vodoravnimi silami

3.1 Račun nihajnega časa z metodo po Rayleighu

Preglednica A4.2: Račun nihajnega časa po Rayleighu

z_i [m]	p_i [kN]	m_i [t]	$u_{x,i}$ [m]	$u_{y,i}$ [m]	$m_i \cdot u_{x,i}^2$	$m_i \cdot u_{y,i}^2$	$p_i \cdot u_{x,i}$	$p_i \cdot u_{y,i}$
2,75	155	289	0,012	0,013	0,040	0,047	1,82	1,97
5,75	324	289	0,034	0,038	0,342	0,415	11,15	12,28
8,75	493	289	0,057	0,064	0,942	1,165	28,15	31,31
11,75	662	289	0,077	0,086	1,691	2,116	50,64	56,65
14,75	831	289	0,091	0,102	2,387	3,011	75,53	84,82
17,75	1000	275	0,010	0,112	2,728	3,466	99,60	112,27
				Σ	8,131	10,220	266,88	299,29

Izračunana nihajna časa sta tako:

$$T_{1,X} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum u_i^2 \cdot m_i}{\sum u_i \cdot p_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{8,13 \text{ tm}^2}{266,88 \text{ kNm}}} = 1,10 \text{ s}$$

$$T_{1,Y} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum u_i^2 \cdot m_i}{\sum u_i \cdot p_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{10,22 \text{ tm}^2}{299,29 \text{ kNm}}} = 1,16 \text{ s}$$

3.2 Račun projektnega pospeška tal

Objekt je predviden na tleh tipa C. Nihajni čas konstrukcije se za obe smeri nahaja v intervalu med T_C in T_D .

$$S_d(T_{1,X}) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_{1,X}} \right] = 0,25 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{3,9} \cdot \left[\frac{0,6\text{s}}{1,10\text{s}} \right] = 0,99 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$S_d(T_{1,Y}) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_{1,Y}} \right] = 0,25 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{3,9} \cdot \left[\frac{0,6\text{s}}{1,16\text{s}} \right] = 0,93 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

3.3 Račun celotne potresne sile

$$F_{b,X} = S_d(T_{1,X}) m \lambda = 0,99 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1720\text{t} \cdot 0,85 = 1446 \text{ kN}$$

$$F_{b,Y} = S_d(T_{1,Y}) m \lambda = 0,93 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1720\text{t} \cdot 0,85 = 1366 \text{ kN}$$

Razmerje med celotno potresno silo in celotno težo stavbe je za posamezno smer:

$$\frac{F_{b,X}}{\sum m \cdot g} = \frac{1466 \text{ kN}}{1720\text{t} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 8,57 \%$$

$$\frac{F_{b,Y}}{\sum m \cdot g} = \frac{1366 \text{ kN}}{1720\text{t} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 8,10 \%$$

3.4 Delitev potresne sile po etažah in račun momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti

Račun etažnih prečnih sil in momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti je prikazan v preglednici.

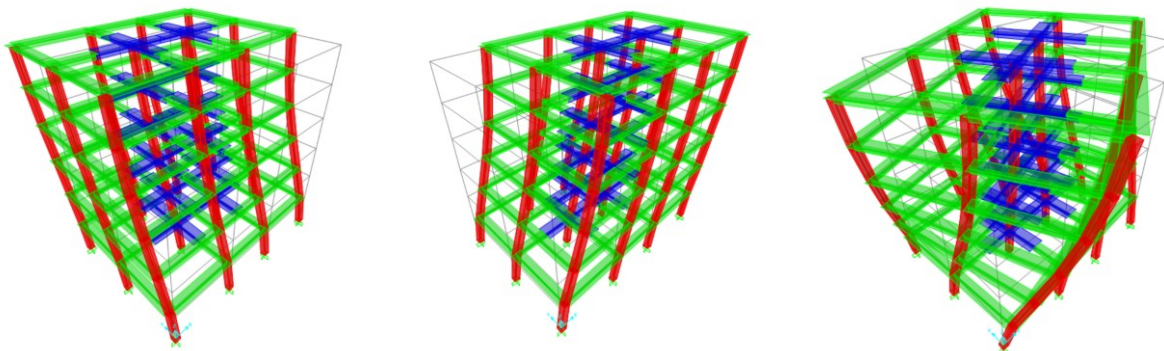
Preglednica A4.3: Račun potresnih sil in momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti

z_i [m]	m_i [t]	$z_i \cdot m_i$	$F_{b,Xi}$ [kN]	$F_{b,Yi}$ [kN]	$e_{X,i}$ [m]	$e_{Y,i}$ [m]	$M_{X,i}$ [kNm]	$M_{Y,i}$ [kNm]
2,75	289	795	66	62	0,75	1	49	62
5,75	289	1662	137	130	0,75	1	102	130
8,75	289	2529	209	197	0,75	1	157	197
11,75	289	3396	280	265	0,75	1	210	265
14,75	289	4263	352	332	0,75	1	264	332
17,75	275	4881	403	380	0,75	1	302	380
Σ	1720	17525	1446	1366				

4 Modalna analiza

4.1 Nihajne oblike, nihajni časi in efektivne mase

Na sliki A4.2 so prikazane prve tri nihajne oblike konstrukcije



Slika A4.2: Prve tri nihajne oblike

Preglednica A4.4: Nihajni časi in efektivne mase

Nih. oblika	T_i [s]	$m_{eff,x}$ [%]	$m_{eff,y}$ [%]	$m_{eff,z}$ [%]	$\Sigma m_{eff,x}$ [%]	$\Sigma m_{eff,y}$ [%]	$\Sigma m_{eff,z}$ [%]
1	1,16	0	80	0	0	80	0
2	1.10	80	0	0	80	80	0
3	0.93	0	0	80	80	80	80
4	0.36	0	10	0	80	90	80
5	0.34	10	0	0	90	90	80
6	0.29	0	0	10	90	90	90

4.2 Projektni pospešek tal in celotna potresna sila

Preglednica A4.5: Nihajni čas in projektni pospešek tal za prvi nihajni obliki in celotna potresna sila

Smer	$T_{1,i}$ [s]	$S_d(T_{1,i})$	$F_{b,i}$ [kN]
X	1,10	0,99 m/s^2	1420
Y	1,16	0,94 m/s^2	1348

4.3 Račun etažnih prečnih sil

Preglednica A4.6: Etažne prečne sile za obe smeri vzbujanja in oba načina kombinacije učinkov komponent potresnega vpliva

Etaža	X smer		Y smer		SRSS		1,0X + 0,3Y ali obratno	
	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]
1	1420	0,0	0,0	1348	1420	1348	1420	1348
2	1347	0,0	0,0	1277	1347	1277	1347	1277
3	1200	0,0	0,0	1137	1200	1137	1200	1137
4	1004	0,0	0,0	954	1004	954	1004	954
5	756	0,0	0,0	725	756	725	756	725
6	437	0,0	0,0	425	437	425	437	425

4.4 Momenti ob vpetju

Momenti ob vpetju v spodnji etaži in maksimalna vrednost momenta (možnost vpliva razporeditve togosti) za vzbujanje v posamezni smeri so podane v preglednicah A4.7 in A4.8.

Preglednica A4.7: Momenti ob vpetju v spodnji etaži

X smer		Y smer	
M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
0	3064	3049	0

Preglednica A4.8: Maksimalna momenta v stebrih ob vpetju v spodnji etaži

X smer		Y smer	
M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
0	266	276	0

4.5 Mejno stanje uporabnosti (omejitev poškodb)

Preglednica A4.9: Kontrola etažnih zamikov za mejno stanje uporabnosti (točka CM)

Etaža	h_i	$d_{s,x}$ [cm]	$d_{s,y}$ [cm]	$d_{r,x}$ [cm]	$d_{r,y}$ [cm]	$v \cdot d_{s,x}$	$v \cdot d_{s,y}$	$0,005 \cdot h_i$	$0,0075 \cdot h_i$
6	3,00	15,2	16,2	1,3	1,4	0,6	0,7	1,5	2,3
5	3,00	14,0	14,8	2,1	2,3	1,1	1,2	1,5	2,3
4	3,00	11,8	12,5	2,9	3,1	1,5	1,6	1,5	2,3
3	3,00	8,9	9,4	3,5	3,7	1,8	1,9	1,5	2,3
2	3,00	5,4	5,6	3,6	3,7	1,8	1,9	1,5	2,3
1	2,75	1,9	1,9	1,9	1,9	0,9	1,0	1,4	2,1

V 2., 3. in 4. etaži so etažni zamiki večji od dovoljenih. Z namenom, da bi zadostili pogoju omejitve poškodb v MSU, moramo v teh primerih izvesti dodatni ukrep kot npr. ojačati elemente ali pa namesto neduktilnih nekonstrukcijskih elementov izbrati duktilne, za katere je dovoljen etažni zamik enak $0,0075 \cdot h$.

4.6 Vpliv teorije drugega reda

Preglednica A4.10: Koeficienti občutljivosti za etažne zamike

Etaža	h [cm]	P_{tot} [kN]	$d_{r,x}$ [cm]	$d_{r,y}$ [cm]	$V_{tot,x}$ [kN]	$V_{tot,y}$ [kN]	θ_x	θ_y
6	300	2698	1,3	1,4	437	425	0,026	0,030
5	300	5533	2,1	2,3	756	725	0,052	0,059
4	300	8368	2,9	3,1	1004	954	0,081	0,092
3	300	11203	3,5	3,7	1200	1137	0,109	0,122
2	300	14038	3,6	3,7	1347	1277	0,123	0,137
1	275	16873	1,9	1,9	1587	1500	0,078	0,083

Opazimo, da je dovoljena vrednost faktorja občutljivosti prekoračena tako v drugi, kakor tudi v tretji etaži. Zato moramo upoštevati vpliv teorije drugega reda, ki ga zajamemo tako, da notranje statične količine povečamo za izračunana faktorja:

$$\frac{1}{1 - \theta_2} = \frac{1}{1 - 0,137} = 1,16$$

$$\frac{1}{1 - \theta_3} = \frac{1}{1 - 0,122} = 1,14$$

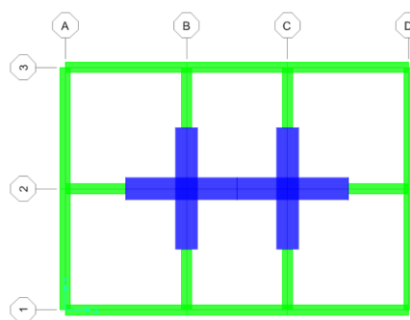
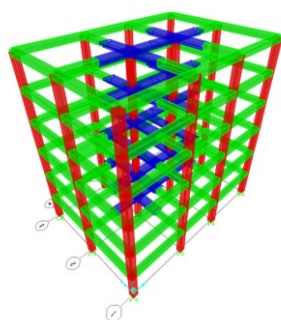
Priloga A5 Model 5: Podajni model FLX z manjšim prispevkom plošč k togosti gred in visoko redukcijo togosti gred na zunanjih stebrih

1 Računski model konstrukcije

V preglednici A5.1 so prikazane modelirane sodelujoče širine posameznih tipov gred.

Preglednica A5.1: Sodelujoče širine gred b_{eff}

Greda	$\max(b_w ; b_c)$	$b_{eff,1}[m]$	$b_{eff,2}[m]$	$b_{eff}[m]$
AA	0,5	0	0	0,5
AB	0,5	0	0	0,5
BA	0,5	0,3	0,3	1,1
BB	0,5	0,3	0,3	1,1



Slika A5.1: Računski model konstrukcije v 3D pogledu in tlorisu

2 Togost konstrukcije

Za obravnavani računski model je togost konstrukcije v posamezni smeri enaka:

$$k_x = \frac{F_x}{u_x} = \frac{1000 \text{ kN}}{0,044 \text{ m}} = 22838 \text{ kN/m}$$

$$k_y = \frac{F_y}{u_y} = \frac{1000 \text{ kN}}{0,049 \text{ m}} = 20573 \text{ kN/m}$$

3 Metoda z vodoravnimi silami

3.1 Račun nihajnega časa z metodo po Rayleighu

Preglednica A5.2: Račun nihajnega časa po Rayleighu

$z_i[m]$	$p_i[kN]$	$m_i[t]$	$u_{x,i}[m]$	$u_{y,i}[m]$	$m_i \cdot u_{x,i}^2$	$m_i \cdot u_{y,i}^2$	$p_i \cdot u_{x,i}$	$p_i \cdot u_{y,i}$
2,75	155	289	0,014	0,015	0,054	0,062	2,12	2,28
5,75	324	289	0,039	0,042	0,431	0,511	12,51	13,62
8,75	493	289	0,063	0,069	1,140	1,372	30,96	33,97
11,75	662	289	0,083	0,092	2,005	2,436	55,15	60,77
14,75	831	289	0,098	0,109	2,798	3,415	81,77	90,34
17,75	1000	275	0,107	0,119	3,172	3,889	107,40	118,92
				Σ	9,600	11,685	289,91	319,90

Izračunana nihajna časa sta tako:

$$T_{1,X} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum u_i^2 \cdot m_i}{\sum u_i \cdot p_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{9,60 \text{ tm}^2}{289,91 \text{ kNm}}} = 1,14 \text{ s}$$

$$T_{1,Y} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum u_i^2 \cdot m_i}{\sum u_i \cdot p_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{11,68 \text{ tm}^2}{319,89 \text{ kNm}}} = 1,20 \text{ s}$$

3.2 Račun projektnega pospeška tal

Objekt je predviden na tleh tipa C. Nihajni čas konstrukcije se za obe smeri nahaja v intervalu med T_C in T_D .

$$S_d(T_{1,X}) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_{1,X}} \right] = 0,25 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{3,9} \cdot \left[\frac{0,6\text{s}}{1,14\text{s}} \right] = 0,95 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$S_d(T_{1,Y}) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_{1,Y}} \right] = 0,25 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{3,9} \cdot \left[\frac{0,6\text{s}}{1,20\text{s}} \right] = 0,90 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

3.3 Račun celotne potresne sile

$$F_{b,X} = S_d(T_{1,X}) m \lambda = 0,95 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1720\text{t} \cdot 0,85 = 1387 \text{ kN}$$

$$F_{b,Y} = S_d(T_{1,Y}) m \lambda = 0,90 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1720\text{t} \cdot 0,85 = 1321 \text{ kN}$$

Razmerje med celotno potresno silo in celotno težo stavbe je za posamezno smer:

$$\frac{F_{b,X}}{\sum m \cdot g} = \frac{1387 \text{ kN}}{1720\text{t} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 8,22 \%$$

$$\frac{F_{b,Y}}{\sum m \cdot g} = \frac{1321 \text{ kN}}{1720\text{t} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 7,83 \%$$

3.4 Delitev potresne sile po etažah in račun momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti

Račun etažnih prečnih sil in momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti je prikazan v preglednici A5.3.

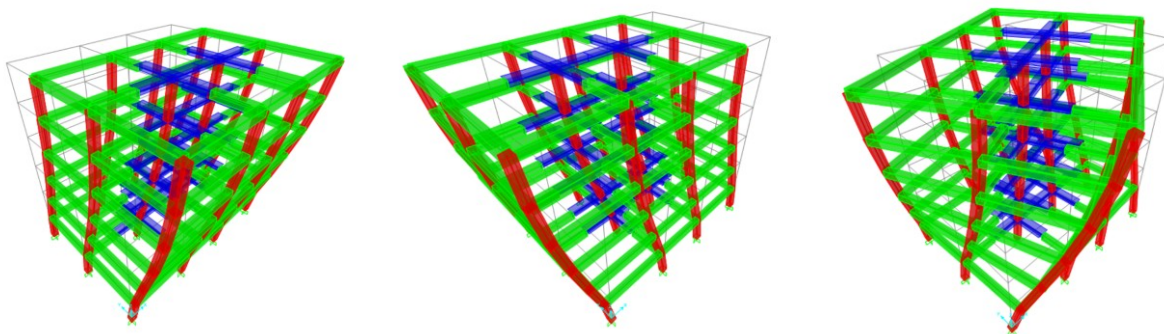
Preglednica A5.3: Račun potresnih sil in momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti

z_i [m]	m_i [t]	$z_i \cdot m_i$	$F_{b,Xi}$ [kN]	$F_{b,Yi}$ [kN]	$e_{X,i}$ [m]	$e_{Y,i}$ [m]	$M_{X,i}$ [kNm]	$M_{Y,i}$ [kNm]
2,75	289	795	623	60	0,75	1	47	60
5,75	289	1662	132	125	0,75	1	99	125
8,75	289	2529	200	191	0,75	1	150	191
11,75	289	3396	269	256	0,75	1	202	256
14,75	289	4263	337	321	0,75	1	253	321
17,75	275	4881	386	368	0,75	1	290	368
Σ	1720,0	17525	1387	1320				

4 Modalna analiza

4.1 Nihajne oblike, nihajni časi in efektivne mase

Na sliki A5.2 so prikazane prve tri nihajne oblike konstrukcije.



Slika A5.2: Prve tri nihajne oblike

Preglednica A5.4: Nihajni časi in efektivne mase

Nih. oblika	T_i [s]	$m_{eff,x}$ [%]	$m_{eff,y}$ [%]	$m_{eff,z}$ [%]	$\Sigma m_{eff,x}$ [%]	$\Sigma m_{eff,y}$ [%]	$\Sigma m_{eff,z}$ [%]
1	1,20	0	80	0	0	80	0
2	1,15	81	0	0	81	80	0
3	1,06	0	0	81	81	80	81
4	0,38	0	10	0	81	90	81
5	0,37	10	0	0	91	90	81
6	0,34	0	0	10	91	90	91

4.2 Projektni pospešek tal in celotna potresna sila

Preglednica A5.5: Nihajni čas in projektni pospešek tal za prvi nihajni obliki in celotna potresna sila

Smer	$T_{1,i}$ [s]	$S_d(T_{1,i})$	$F_{b,i}$ [kN]
X	1,14	0,96 m/s^2	1382
Y	1,20	0,91 m/s^2	1318

4.3 Račun etažnih prečnih sil

Preglednica A5.6: Etažne prečne sile za obe smeri vzbujanja in oba načina kombinacije učinkov komponent potresnega vpliva

Etaža	X smer		Y smer		SRSS		1,0X + 0,3Y ali obratno	
	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]
1	1382	0,0	0,0	1318	1382	1318	1382	1318
2	1307	0,0	0,0	1245	1307	1245	1307	1245
3	1162	0,0	0,0	1106	1162	1106	1162	1106
4	971	0,0	0,0	915	971	915	971	915
5	732	0,0	0,0	705	732	705	732	705
6	422	0,0	0,0	412	422	412	422	412

4.4 Momenti ob vpetju

Momenti ob vpetju v spodnji etaži in maksimalna vrednost momenta (možnost vpliva razporeditve togosti) za vzbujanje v posamezni smeri so podane v preglednicah A5.7 in A5.8.

Preglednica A5.7: Momenti ob vpetju v spodnji etaži

X smer		Y smer	
M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
0	2797	2666	0

Preglednica A5.8: Maksimalna momenta v stebrih ob vpetju v spodnji etaži

X smer		Y smer	
M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
0	278	277	0

4.5 Mejno stanje uporabnosti (omejitev poškodb)

Preglednica A5.9: Kontrola etažnih zamikov za mejno stanje uporabnosti (točka CM)

Etaža	h_i	$d_{s,x}$ [cm]	$d_{s,y}$ [cm]	$d_{r,x}$ [cm]	$d_{r,y}$ [cm]	$v \cdot d_{s,x}$	$v \cdot d_{s,y}$	$0,005 \cdot h_i$	$0,0075 \cdot h_i$
6	3,00	15,9	16,7	1,2	1,4	0,6	0,7	1,5	2,3
5	3,00	14,6	15,4	2,2	2,3	1,1	1,2	1,5	2,3
4	3,00	12,5	13,1	3,0	3,2	1,5	1,6	1,5	2,3
3	3,00	9,5	9,9	3,6	3,8	1,8	1,9	1,5	2,3
2	3,00	5,9	6,1	3,8	4,0	1,9	2,0	1,5	2,3
1	2,75	2,1	2,2	2,1	2,2	1,1	1,1	1,4	2,1

V 2., 3. in 4. etaži so etažni zamiki večji od dovoljenih. Z namenom, da bi zadostili pogoju omejitve poškodb v MSU, moramo v teh primerih izvesti dodatni ukrep kot npr. ojačati elemente ali pa namesto neduktilnih nekonstrukcijskih elementov izbrati duktilne, za katere je dovoljen etažni zamik enak $0,0075 \cdot h$.

4.6 Vpliv teorije drugega reda

Preglednica A5.10: Koeficienti občutljivosti za etažne zamike

Etaža	h [cm]	P_{tot} [kN]	$d_{r,x}$ [cm]	$d_{r,y}$ [cm]	$V_{tot,x}$ [kN]	$V_{tot,y}$ [kN]	θ_x	θ_y
6	300	2698	1,2	1,4	422	412	0,027	0,030
5	300	5533	2,2	2,3	732	705	0,054	0,060
4	300	8368	3,0	3,2	971	915	0,085	0,096
3	300	11203	3,6	3,8	1162	1106	0,116	0,128
2	300	14038	3,8	4,0	1307	1245	0,136	0,149
1	275	16873	2,1	2,2	1382	1318	0,094	0,100

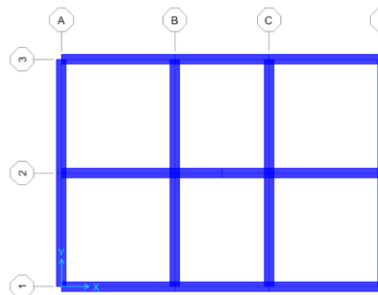
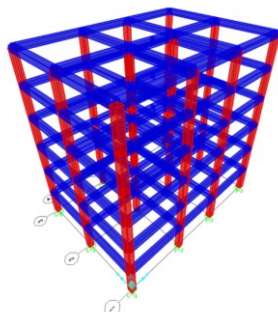
Opazimo, da je dovoljena vrednost faktorja občutljivosti prekoračena tako v drugi, kakor tudi v tretji etaži. Zato moramo upoštevati vpliv teorije drugega reda, ki ga zajamemo tako, da notranje statične količine povečamo za izračunana faktorja:

$$\frac{1}{1 - \theta_2} = \frac{1}{1 - 0,149} = 1,18$$

$$\frac{1}{1 - \theta_3} = \frac{1}{1 - 0,128} = 1,15$$

Priloga A6 Modela 6 in 7: Referenčna modela brez upoštevanja prispevka plošče k togosti gred z in brez 50% redukcije togosti.

1 Računski model konstrukcije



Slika A6.1: Računski model konstrukcije v 3D pogledu in tlorisu

2 Togost konstrukcije

Za obravnavana računski modela je togost v posamezni smeri enaka:

- Model brez reducirane togosti prerezov

$$k_x = \frac{F_x}{u_x} = \frac{1000 \text{ kN}}{0,0217 \text{ m}} = 46202 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$k_y = \frac{F_y}{u_y} = \frac{1000 \text{ kN}}{0,024 \text{ m}} = 40858 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- Model z reducirano togostjo prerezov

$$k_x = \frac{F_x}{u_x} = \frac{1000 \text{ kN}}{0,043 \text{ m}} = 23351 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$k_y = \frac{F_y}{u_y} = \frac{1000 \text{ kN}}{0,048 \text{ m}} = 20746 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

3 Metoda z vodoravnimi silami

3.1 Metoda z vodoravnimi silami (nerazpokan prerez)

3.1.1 Račun nihajnega časa z metodo po Rayleighu

Preglednica A6.1: Račun nihajnega časa po Rayleighu

z_i [m]	p_i [kN]	m_i [t]	$u_{x,i}$ [m]	$u_{y,i}$ [m]	$m_i \cdot u_{x,i}^2$	$m_i \cdot u_{y,i}^2$	$p_i \cdot u_{x,i}$	$p_i \cdot u_{y,i}$
2,75	155	289	0,007	0,007	0,013	0,016	1,05	1,14
5,75	324	289	0,019	0,021	0,105	0,127	6,16	6,80
8,75	493	289	0,031	0,035	0,277	0,344	15,27	17,00
11,75	662	289	0,041	0,046	0,488	0,612	27,21	30,46
14,75	831	289	0,049	0,055	0,683	0,863	40,39	45,40
17,75	1000	275	0,053	0,060	0,775	0,985	53,07	59,85
				Σ	2,340	2,946	143,14	160,65

Izračunana nihajna časa sta tako:

$$T_{1,X} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum u_i^2 \cdot m_i}{\sum u_i \cdot p_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{2,34 \text{ tm}^2}{143,14 \text{ kNm}}} = 0,80 \text{ s}$$

$$T_{1,Y} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum u_i^2 \cdot m_i}{\sum u_i \cdot p_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{2,95 \text{ tm}^2}{160,65 \text{ kNm}}} = 0,85 \text{ s}$$

3.1.2 Račun projektnega pospeška tal

Objekt je predviden na tleh tipa C. Nihajni čas konstrukcije se za obe smeri nahaja v intervalu med T_C in T_D .

$$S_d(T_{1,X}) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_{1,X}} \right] = 0,25 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{3,9} \cdot \left[\frac{0,6\text{s}}{0,80\text{s}} \right] = 1,35 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$S_d(T_{1,Y}) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_{1,Y}} \right] = 0,25 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{3,9} \cdot \left[\frac{0,6\text{s}}{0,85\text{s}} \right] = 1,28 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

3.1.3 Račun celotne potresne sile

$$F_{b,X} = S_d(T_{1,X}) m \lambda = 1,35 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1720\text{t} \cdot 0,85 = 1974 \text{ kN}$$

$$F_{b,Y} = S_d(T_{1,Y}) m \lambda = 1,28 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1720\text{t} \cdot 0,85 = 1864 \text{ kN}$$

Razmerje med celotno potresno silo in celotno težo stavbe je za posamezno smer:

$$\frac{F_{b,X}}{\Sigma m \cdot g} = \frac{1974 \text{ kN}}{1720\text{t} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 11,70 \%$$

$$\frac{F_{b,Y}}{\Sigma m \cdot g} = \frac{1864 \text{ kN}}{1720\text{t} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 11,05 \%$$

3.1.4 Delitev potresne sile po etažah in račun momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti

Račun etažnih prečnih sil in momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti je prikazan v preglednici A6.2.

Preglednica A6.2: Račun potresnih sil in momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti

z_i [m]	m_i [t]	$z_i \cdot m_i$	$F_{b,Xi}$ [kN]	$F_{b,Yi}$ [kN]	$e_{X,i}$ [m]	$e_{Y,i}$ [m]	$M_{X,i}$ [kNm]	$M_{Y,i}$ [kNm]
2,75	289	795	90	85	0,75	1	67	85
5,75	289	1662	187	177	0,75	1	140	177
8,75	289	2529	285	269	0,75	1	214	269
11,75	289	3396	383	361	0,75	1	287	361
14,75	289	4263	480	453	0,75	1	360	453
17,75	275	4881	550	519	0,75	1	412	519
Σ	1720	17525	1974	1864				

3.2 Metoda z vodoravnimi silami (razpokan prerez)

3.2.1 Račun nihajnega časa z metodo po Rayleighu

Preglednica A6.3: Račun nihajnega časa po Rayleighu

z_i [m]	p_i [kN]	m_i [t]	$u_{X,i}$ [m]	$u_{Y,i}$ [m]	$m_i \cdot u_{X,i}^2$	$m_i \cdot u_{Y,i}^2$	$p_i \cdot u_{X,i}$	$p_i \cdot u_{Y,i}$
2,75	155	289	0,014	0,015	0,053	0,062	2,09	2,26
5,75	324	289	0,038	0,042	0,415	0,504	12,28	13,52
8,75	493	289	0,062	0,069	1,097	1,355	30,37	33,76
11,75	662	289	0,082	0,091	1,928	2,403	54,07	60,37
14,75	831	289	0,097	0,108	2,690	3,373	80,18	89,78
17,75	1000	275	0,105	0,118	3,041	3,834	105,15	118,08
Σ					9,223	11,531	284,13	317,77

Izračunana nihajna časa sta tako:

$$T_{1,X} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum u_i^2 \cdot m_i}{\sum u_i \cdot p_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{9,22 \text{ tm}^2}{284,13 \text{ kNm}}} = 1,13 \text{ s}$$

$$T_{1,Y} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum u_i^2 \cdot m_i}{\sum u_i \cdot p_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{11,53 \text{ tm}^2}{284,13 \text{ kNm}}} = 1,20 \text{ s}$$

3.2.2 Račun projektnega pospeška tal

Objekt je predviden na tleh tipa C. Nihajni čas konstrukcije se za obe smeri nahaja v intervalu med T_C in T_D .

$$S_d(T_{1,X}) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_{1,X}} \right] = 0,25 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{3,9} \cdot \left[\frac{0,6\text{s}}{1,13\text{s}} \right] = 0,96 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$S_d(T_{1,Y}) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_{1,Y}} \right] = 0,25 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{3,9} \cdot \left[\frac{0,6\text{s}}{1,20\text{s}} \right] = 0,91 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

3.2.3 Račun celotne potresne sile

$$F_{b,X} = S_d(T_{1,X}) m \lambda = 0,96 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1720\text{t} \cdot 0,85 = 1401 \text{ kN}$$

$$F_{b,Y} = S_d(T_{1,Y}) m \lambda = 0,91 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1720\text{t} \cdot 0,85 = 1325 \text{ kN}$$

Razmerje med celotno potresno silo in celotno težo stavbe je za posamezno smer:

$$\frac{F_{b,X}}{\sum m \cdot g} = \frac{1401 \text{ kN}}{1720\text{t} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 8,30 \%$$

$$\frac{F_{b,Y}}{\sum m \cdot g} = \frac{1325 \text{ kN}}{1720\text{t} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 7,85 \%$$

3.2.4 Delitev potresne sile po etažah in račun momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti

Račun etažnih prečnih sil in momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti je prikazan v preglednici A6.4.

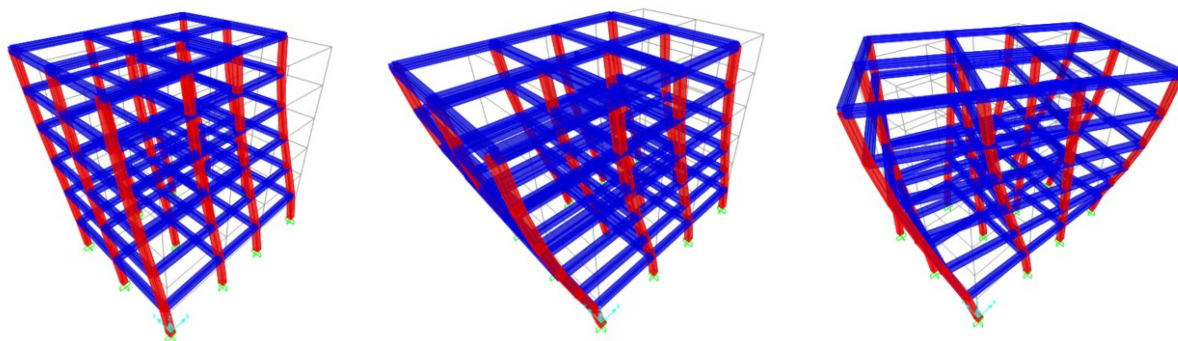
Preglednica A6.4: Račun potresnih sil in momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti

z_i [m]	m_i [t]	$z_i \cdot m_i$	F_{b,x_i} [kN]	F_{b,y_i} [kN]	$e_{x,i}$ [m]	$e_{y,i}$ [m]	$M_{x,i}$ [kNm]	$M_{y,i}$ [kNm]
2,75	289	795	64	60	0,75	1	48	60
5,75	289	1662	133	126	0,75	1	100	126
8,75	289	2529	202	191	0,75	1	152	192
11,75	289	3396	272	257	0,75	1	204	257
14,75	289	4263	341	322	0,75	1	256	322
17,75	275	4881	390	369	0,75	1	293	369
Σ	1720,0	17525	1401	1325				

4 Modalna analiza

4.1 Nihajne oblike in nihajni časi

Na sliki A6.2 so prikazane prve tri nihajne oblike konstrukcije.



Slika A6.2: Prve tri nihajne oblike

Nihajni časi so za oba računski modela in za prvih 6 nihajnih oblik podani v preglednici A6.5. Razlika med nihajnimi časi za računski model z nereduciranimi togostmi in z reduciranimi togostmi je enaka faktorju $\sqrt{2}$.

Preglednica A6.5: Nihajni časi za oba računski modela

Nih. oblika	$T_{i,100\%}$ [s]	$T_{i,50\%}$ [s]
1	0,85	1,20
2	0,84	1,13
3	0,72	0,98
4	0,27	0,38
5	0,26	0,36
6	0,23	0,31

4.2 Projektni pospešek tal in celotna potresna sila

Preglednica A 6.6: Nihajni čas in projektni pospešek tal za prvi nihajni obliki in celotna potresna sila

Togost	Smer	$T_{1,i}$ [s]	$S_d(T_{1,i})$	$F_{b,i}$ [kN]
100%	X	0,80	1,37 m/s^2	1936
	Y	0,85	1,28 m/s^2	1811
50%	X	1,13	0,97 m/s^2	1395
	Y	1,20	0,92 m/s^2	1322

4.3 Račun etažnih prečnih sil

4.3.1 Etažne prečne sile (nerazpokan prerez)

Preglednica A6.7: Etažne prečne sile za obe smeri vzbujanja in oba načina kombinacije učinkov komponent potresnega vpliva

Etaža	X smer		Y smer		SRSS		1, 0X + 0, 3Y ali obratno	
	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]
1	1936	0,0	0,0	1811	1936	1811	1936	1811
2	1849	0,0	0,0	1729	1849	1729	1849	1729
3	1653	0,0	0,0	1545	1653	1545	1653	1545
4	1366	0,0	0,0	1281	1366	1281	1366	1281
5	997	0,0	0,0	942	997	942	997	942
6	544	0,0	0,0	520	544	520	544	520

4.3.2 Etažne prečne sile (razpokan prerez)

Preglednica A6.8: Etažne prečne sile za obe smeri vzbujanja in oba načina kombinacije učinkov komponent potresnega vpliva

Etaža	X smer		Y smer		SRSS		1, 0X + 0, 3Y ali obratno	
	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]
1	1395	0,0	0,0	1322	1395	1322	1395	1322
2	1319	0,0	0,0	1249	1319	1249	1319	1249
3	1172	0,0	0,0	1109	1172	1109	1172	1109
4	979	0,0	0,0	930	979	930	979	930
5	738	0,0	0,0	706	738	706	738	706
6	393	0,0	0,0	411	393	411	393	411

4.4 Momenti ob vpetju

Preglednica A6.9: Momenti ob vpetju v spodnji etaži

Togost	X smer		Y smer	
	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
100%	0	3758	3571	0
50%	0	2695	2665	0

Preglednica A6.10: Maksimalna momenta v stebrih ob vpetju v spodnji etaži

Togost	X smer		Y smer	
	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
100%	0	336	335	0
50%	0	241	243	0

4.5 Mejno stanje uporabnosti (omejitev poškodb)

4.5.1 Kontrola MSU (nerazpokan prerez)

Preglednica A6.11: Kontrola etažnih zamikov za mejno stanje uporabnosti (točka CM)

Etaža	h_i	$d_{s,X}$ [cm]	$d_{s,Y}$ [cm]	$d_{r,X}$ [cm]	$d_{r,Y}$ [cm]	$v \cdot d_{s,X}$	$v \cdot d_{s,Y}$	$0,005 \cdot h_i$	$0,0075 \cdot h_i$
6	3,00	11,2	11,8	0,9	1,0	0,4	0,5	1,5	2,3
5	3,00	10,3	10,8	1,5	1,6	0,8	0,8	1,5	2,3
4	3,00	8,8	9,2	2,1	2,3	1,1	1,1	1,5	2,3
3	3,00	6,7	6,9	2,6	2,7	1,3	1,3	1,5	2,3
2	3,00	4,1	4,3	2,7	2,8	1,3	1,4	1,5	2,3
1	2,75	1,5	1,5	1,5	1,5	0,7	0,7	1,4	2,1

Kontrola mejnega stanja uporabnosti se izide za vse etaže.

4.5.2 Kontrola MSU (nerazpokan prerez)

Preglednica A6.12: Kontrola etažnih zamikov za mejno stanje uporabnosti (točka CM)

Etaža	h_i	$d_{s,X}$ [cm]	$d_{s,Y}$ [cm]	$d_{r,X}$ [cm]	$d_{r,Y}$ [cm]	$v \cdot d_{s,X}$	$v \cdot d_{s,Y}$	$0,005 \cdot h_i$	$0,0075 \cdot h_i$
6	3,00	15,7	16,7	1,2	1,3	0,6	0,7	1,5	2,3
5	3,00	14,5	15,3	2,1	2,3	1,1	1,1	1,5	2,3
4	3,00	12,4	13,0	2,9	3,1	1,5	1,6	1,5	2,3
3	3,00	9,4	9,9	3,6	3,8	1,8	1,9	1,5	2,3
2	3,00	5,9	6,1	3,8	3,9	1,9	2,0	1,5	2,3
1	2,75	2,1	2,2	2,1	2,2	1,1	1,1	1,4	2,1

V 2., 3. in 4. etaži so etažni zamiki večji od dovoljenih. Z namenom, da bi zadostili pogoju omejitve poškodb v MSU, moramo v teh primerih izvesti dodatni ukrep kot npr. ojačati elemente ali pa namesto neduktilnih nekonstrukcijskih elementov izbrati duktilne, za katere je dovoljen etažni zamik enak $0,0075 \cdot h$.

4.6 Vpliv teorije drugega reda

4.6.1 Kontrola vpliva teorije drugega reda (nerazpokan prerez)

Preglednica A6.13: Koeficienti občutljivosti za etažne zamike

Etaža	h [cm]	P_{tot} [kN]	$d_{r,x}$ [cm]	$d_{r,y}$ [cm]	$V_{tot,x}$ [kN]	$V_{tot,y}$ [kN]	Θ_x	Θ_y
6	300	2698	0,9	1,0	544	520	0,015	0,017
5	300	5533	1,5	1,6	997	942	0,028	0,032
4	300	8368	2,1	2,3	1366	1281	0,043	0,049
3	300	11203	2,6	2,7	1653	1545	0,058	0,065
2	300	14038	2,7	2,8	1849	1729	0,067	0,075
1	275	16873	1,5	1,5	1936	1811	0,047	0,050

Kontrola se izide v vseh etažah.

4.6.2 Kontrola vpliva teorije drugega reda (razpokan prerez)

Preglednica A6.14: Koeficienti občutljivosti za etažne zamike

Etaža	h [cm]	P_{tot} [kN]	$d_{r,x}$ [cm]	$d_{r,y}$ [cm]	$V_{tot,x}$ [kN]	$V_{tot,y}$ [kN]	Θ_x	Θ_y
6	300	2698	1,2	1,3	393	411	0,028	0,029
5	300	5533	2,1	2,3	738	706	0,053	0,060
4	300	8368	2,9	3,1	979	930	0,084	0,094
3	300	11203	3,6	3,8	1172	1109	0,114	0,128
2	300	14038	3,8	3,9	1319	1249	0,133	0,148
1	275	16873	2,1	2,2	1395	1322	0,092	0,100

Opazimo, da je dovoljena vrednost faktorja občutljivosti prekoračena tako v drugi, kakor tudi v tretji etaži, zato je potrebno notranje statične količine v teh etažah ustrezno faktorirati (povečati):

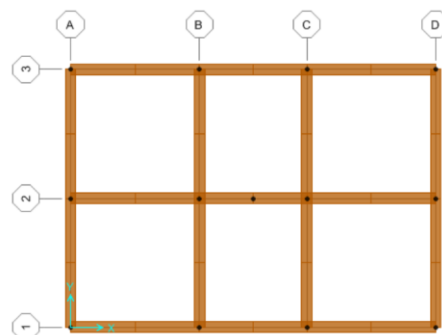
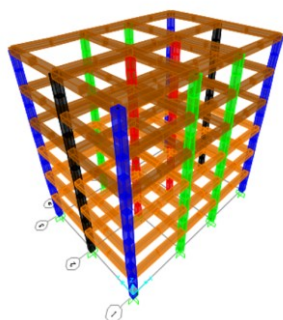
$$\frac{1}{1 - \theta_2} = \frac{1}{1 - 0,148} = 1,17$$

$$\frac{1}{1 - \theta_3} = \frac{1}{1 - 0,128} = 1,15$$

Priloga A7 Model 8: Pravokoten prerez gred, spremenljiva efektivna togost po elementih, pri čemer I_{eff} izračunamo na težišče homogenega prereza

Postopek računa je bil iterativen. Tu prikažemo samo rezultate zadnje, tj. 5. iteracije. Efektivne togosti so po elementih varirale. Kjer smo imeli malo ekscentričnost, smo obravnavali prerez kot nerazpokan. Na koncih elementov je bila efektivna togost okoli 56 % začetne.

1 Računski model konstrukcije



Slika A7.1: Računski model konstrukcije v 3D pogledu in tlorisu

2 Togost konstrukcije

Za obravnavani računski model je togost konstrukcije v posamezni smeri enaka:

$$k_X = \frac{F_X}{u_X} = \frac{1000 \text{ kN}}{0,038 \text{ m}} = 26316 \text{ kN/m}$$

$$k_Y = \frac{F_Y}{u_Y} = \frac{1000 \text{ kN}}{0,043 \text{ m}} = 23256 \text{ kN/m}$$

3 Metoda z vodoravnimi silami

3.1 Račun nihajnega časa z metodo po Rayleighu

Preglednica A7.1: Račun nihajnega časa po Rayleighu

z_i [m]	p_i [kN]	m_i [t]	$u_{X,i}$ [m]	$u_{Y,i}$ [m]	$m_i \cdot u_{X,i}^2$	$m_i \cdot u_{Y,i}^2$	$p_i \cdot u_{X,i}$	$p_i \cdot u_{Y,i}$	
2,75	155	289	0,011	0,012	0,035	0,040	1,69	1,83	
5,75	324	289	0,032	0,035	0,293	0,353	10,31	11,33	
8,75	493	289	0,053	0,058	0,801	0,986	25,95	28,80	
11,75	662	289	0,071	0,079	1,449	1,801	46,87	52,26	
14,75	831	289	0,085	0,095	2,067	2,591	70,27	78,69	
17,75	1000	275	0,093	0,105	2,382	3,008	93,07	104,58	
					Σ	7,025	8,780	248,17	277,49

Izračunana nihajna časa sta tako:

$$T_{1,X} = 2\pi \sqrt{\frac{\Sigma u_i^2 \cdot m_i}{\Sigma u_i \cdot p_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{7,03 \text{ tm}^2}{248,17 \text{ kNm}}} = 1,06 \text{ s}$$

$$T_{1,Y} = 2\pi \sqrt{\frac{\Sigma u_i^2 \cdot m_i}{\Sigma u_i \cdot p_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{8,78 \text{ tm}^2}{277,49 \text{ kNm}}} = 1,12 \text{ s}$$

3.2 Račun projektnega pospeška tal

Objekt je predviden na tleh tipa C. Nihajni čas konstrukcije se za obe smeri nahaja v intervalu med T_C in T_D .

$$S_d(T_{1,x}) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_{1,x}} \right] = 0,25 \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{3,9} \cdot \left[\frac{0,6s}{1,06s} \right] = 1,03 \frac{m}{s^2}$$

$$S_d(T_{1,y}) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_{1,y}} \right] = 0,25 \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{3,9} \cdot \left[\frac{0,6s}{1,12s} \right] = 0,97 \frac{m}{s^2}$$

3.3 Račun celotne potresne sile

$$F_{b,x} = S_d(T_{1,x}) m \lambda = 1,03 \frac{m}{s^2} \cdot 1720t \cdot 0,85 = 1500 \text{ kN}$$

$$F_{b,y} = S_d(T_{1,y}) m \lambda = 0,98 \frac{m}{s^2} \cdot 1720t \cdot 0,85 = 1419 \text{ kN}$$

Razmerje med celotno potresno silo in celotno težo stavbe je za posamezno smer:

$$\frac{F_{b,x}}{\Sigma m \cdot g} = \frac{1500 \text{ kN}}{1720t \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 8,89 \%$$

$$\frac{F_{b,y}}{\Sigma m \cdot g} = \frac{1419 \text{ kN}}{1720t \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 8,41 \%$$

3.4 Delitev potresne sile po etažah in račun momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti

Račun etažnih prečnih sil in momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti je prikazan v preglednici A7.2.

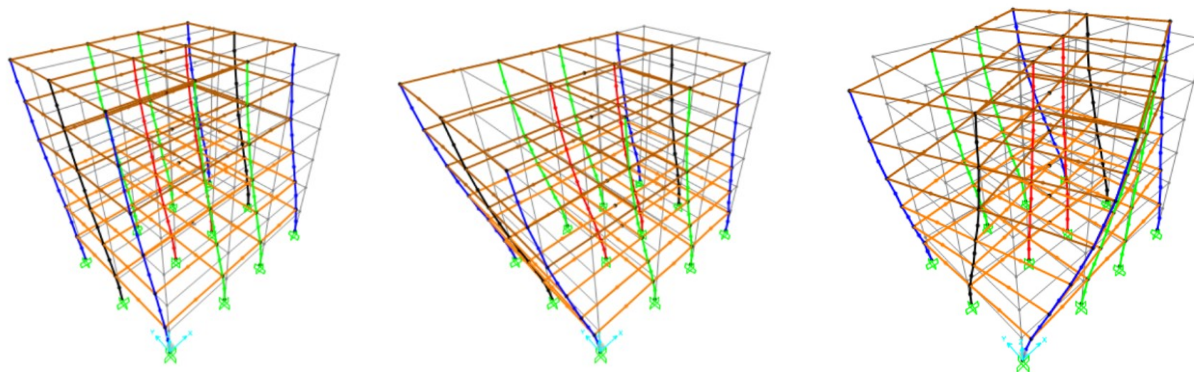
Preglednica A7.2: Račun potresnih sil in momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti

z_i [m]	m_i [t]	$z_i \cdot m_i$	$F_{b,xi}$ [kN]	$F_{b,yi}$ [kN]	$e_{x,i}$ [m]	$e_{y,i}$ [m]	$M_{x,i}$ [kNm]	$M_{y,i}$ [kNm]
2,75	289	795	68	64	0,75	1	51	64
5,75	289	1662	142	135	0,75	1	107	135
8,75	289	2529	217	205	0,75	1	162	205
11,75	289	3396	291	275	0,75	1	218	275
14,75	289	4263	365	345	0,75	1	274	345
17,75	275	4881	418	395	0,75	1	313	395
Σ	1720,0	17525	1500	1419				

4 Modalna analiza

4.1 Nihajne oblike, nihajni časi in efektivne mase

Na sliki A7.2 so prikazane prve tri nihajne oblike konstrukcije.



Slika A7.2: Prve tri nihajne oblike

Preglednica A7.3: Nihajni časi in efektivne mase

Nih. oblika	T_i [s]	$m_{eff,X}$ [%]	$m_{eff,Y}$ [%]	$m_{eff,Z}$ [%]	$\Sigma m_{eff,X}$ [%]	$\Sigma m_{eff,Y}$ [%]	$\Sigma m_{eff,Z}$ [%]
1	1,13	0	79	0	0	79	0
2	1,06	80	0	0	80	79	0
3	0,92	0	0	80	80	79	80
4	0,36	0	11	0	80	90	80
5	0,34	10	0	0	90	90	80
6	0,30	0	0	10	90	90	90

4.2 Projektni pospešek tal in celotna potresna sila

Preglednica A7.4: Nihajni čas in projektni pospešek tal za prvi nihajni obliki in celotna potresna sila

Smer	$T_{1,i}$ [s]	$S_d(T_{1,i})$	$F_{b,i}$ [kN]
X	1,06	1,03 m/s^2	1464
Y	1,12	0,98 m/s^2	1391

4.3 Račun etažnih prečnih sil

Preglednica A7.5: Etažne prečne sile za obe smeri vzbujanja in oba načina kombinacije učinkov komponent potresnega vpliva

Etaža	X smer		Y smer		SRSS		1,0X + 0,3Y ali obratno	
	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]
1	1464	0,0	0,0	1391	1464	1391	1464	1391
2	1391	0,0	0,0	1320	1391	1320	1391	1320
3	1240	0,0	0,0	1184	1240	1184	1240	1184
4	1037	0,0	0,0	986	1037	986	1037	986
5	780	0,0	0,0	748	780	748	780	748
6	448	0,0	0,0	436	448	436	448	436

4.4 Momenti ob vpetju

Momenti ob vpetju v spodnji etaži in maksimalna vrednost momenta (možnost vpliva razporeditve togosti) za vzbujanje v posamezni smeri so podane v preglednicah A7.6 in A7.7.

Preglednica A7.6: Momenti ob vpetju v spodnji etaži

X smer		Y smer	
M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
0	3038	3055	0

Preglednica A7.7: Maksimalna momenta v stebrih ob vpetju v spodnji etaži

X smer		Y smer	
M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
0	281	283	0

4.5 Mejno stanje uporabnosti (omejitev poškodb)

Preglednica A7.8: Kontrola etažnih zamikov za mejno stanje uporabnosti (točka CM)

Etaža	h_i	$d_{s,x}$ [cm]	$d_{s,y}$ [cm]	$d_{r,x}$ [cm]	$d_{r,y}$ [cm]	$v \cdot d_{s,x}$	$v \cdot d_{s,y}$	$0,005 \cdot h_i$	$0,0075 \cdot h_i$
6	3,00	14,7	15,7	1,3	1,4	0,6	0,7	1,5	2,3
5	3,00	13,4	14,2	2,1	2,3	1,1	1,1	1,5	2,3
4	3,00	11,3	12,0	2,8	3,0	1,4	1,5	1,5	2,3
3	3,00	8,5	8,9	3,3	3,5	1,7	1,8	1,5	2,3
2	3,00	5,2	5,4	3,4	3,6	1,7	1,8	1,5	2,3
1	2,75	1,8	1,8	1,8	1,8	0,9	0,9	1,4	2,1

V etažah 2-4 so etažni zamiki večji od dovoljenih. Z namenom, da bi zadostili pogoju omejitve poškodb v MSU, moramo v teh primerih izvesti dodatni ukrep kot npr. ojačati elemente ali pa namesto neduktilnih nekonstrukcijskih elementov izbrati duktilne, za katere je dovoljen etažni zamik enak $0,0075 \cdot h$.

4.6 Vpliv teorije drugega reda

Preglednica A7.9: Koeficienti občutljivosti za etažne zamike

Etaža	h [cm]	P_{tot} [kN]	$d_{r,x}$ [cm]	$d_{r,y}$ [cm]	$V_{tot,x}$ [kN]	$V_{tot,y}$ [kN]	Θ_x	Θ_y
6	300	2698	1,3	1,4	448	436	0,026	0,029
5	300	5533	2,1	2,3	780	748	0,050	0,056
4	300	8368	2,8	3,0	1037	986	0,076	0,086
3	300	11203	3,3	3,5	1240	1184	0,100	0,111
2	300	14038	3,4	3,6	1391	1320	0,114	0,126
1	275	16873	1,8	1,8	1464	1391	0,075	0,081

Pri kontroli vpliva teorije drugega reda se izkaže, da faktor občutljivosti v 2. in 3. etaži presega dovoljeno vrednost. Zato moramo upoštevati vpliv teorije drugega reda, ki ga zajamemo tako, da notranje statične količine povečamo za faktor:

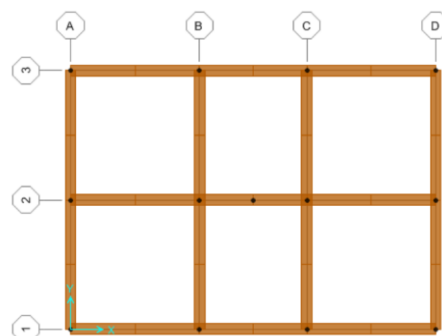
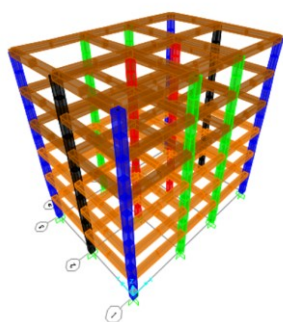
$$\frac{1}{1 - \theta_2} = \frac{1}{1 - 0,126} = 1,13$$

$$\frac{1}{1 - \theta_3} = \frac{1}{1 - 0,111} = 1,1$$

Priloga A8 Model 9: Pravokoten prerez gred, spremenljiva efektivna togost po elementih, pri čemer I_{eff} izračunamo na težišče homogenega prereza + redukcija vezana na mejo tečenja armature

Postopek računa je bil iterativen. Tu prikažemo samo rezultate zadnje, tj. 4. iteracije. Efektivne togosti so po elementih varirale. Kjer smo imeli malo ekscentričnost, smo obravnavali prerez kot nerazpokan. Na koncih elementov (tudi tam, kjer je bila redukcija vezana na mejo tečenja armature) je bila efektivna togost med 15 in 30 %.

1 Računski model konstrukcije



Slika A8.1: Računski model konstrukcije v 3D pogledu in florisu

2 Togost konstrukcije

Za obravnavani računski model je togost konstrukcije v posamezni smeri enaka:

$$k_X = \frac{F_X}{u_X} = \frac{1000 \text{ kN}}{0,071 \text{ m}} = 14164 \text{ kN/m}$$

$$k_Y = \frac{F_Y}{u_Y} = \frac{1000 \text{ kN}}{0,077 \text{ m}} = 12953 \text{ kN/m}$$

3 Metoda z vodoravnimi silami

3.1 Račun nihajnega časa z metodo po Rayleighu

Preglednica A8.1: Račun nihajnega časa po Rayleighu

z_i [m]	p_i [kN]	m_i [t]	$u_{X,i}$ [m]	$u_{Y,i}$ [m]	$m_i \cdot u_{X,i}^2$	$m_i \cdot u_{Y,i}^2$	$p_i \cdot u_{X,i}$	$p_i \cdot u_{Y,i}$
2,75	155	289	0,019	0,020	0,102	0,115	2,91	3,10
5,75	324	289	0,053	0,057	0,797	0,935	17,01	18,43
8,75	493	289	0,088	0,096	2,221	2,657	43,22	47,27
11,75	662	289	0,121	0,133	4,217	5,081	79,97	87,78
14,75	831	289	0,148	0,163	6,320	7,646	122,89	135,16
17,75	1000	275	0,166	0,182	7,555	9,134	165,75	182,20
				Σ	21,211	25,568	431,74	473,99

Izračunana nihajna časa sta tako:

$$T_{1,X} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum u_i^2 \cdot m_i}{\sum u_i \cdot p_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{21,2 \text{ tm}^2}{431,74 \text{ kNm}}} = 1,39$$

$$T_{1,Y} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum u_i^2 \cdot m_i}{\sum u_i \cdot p_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{8,78 \text{ tm}^2}{277,49 \text{ kNm}}} = 1,46$$

3.2 Račun projektnega pospeška tal

Objekt je predviden na tleh tipa C. Nihajni čas konstrukcije se za obe smeri nahaja v intervalu med T_C in T_D .

$$S_d(T_{1,X}) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_{1,X}} \right] = 0,25 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{3,9} \cdot \left[\frac{0,6\text{s}}{1,39\text{s}} \right] = 0,78 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$S_d(T_{1,Y}) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_{1,Y}} \right] = 0,25 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{3,9} \cdot \left[\frac{0,6\text{s}}{1,46\text{s}} \right] = 0,74 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

3.3 Račun celotne potresne sile

$$F_{b,X} = S_d(T_{1,X}) m \lambda = 0,78 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1720\text{t} \cdot 0,85 = 1139 \text{ kN}$$

$$F_{b,Y} = S_d(T_{1,Y}) m \lambda = 0,74 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1720\text{t} \cdot 0,85 = 1087 \text{ kN}$$

Razmerje med celotno potresno silo in celotno težo stavbe je za posamezno smer:

$$\frac{F_{b,X}}{\sum m \cdot g} = \frac{1139 \text{ kN}}{1720\text{t} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 6,75 \%$$

$$\frac{F_{b,Y}}{\sum m \cdot g} = \frac{1087 \text{ kN}}{1720\text{t} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 6,44 \%$$

3.4 Delitev potresne sile po etažah in račun momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti

Račun etažnih prečnih sil in momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti je prikazan v preglednici A8.2.

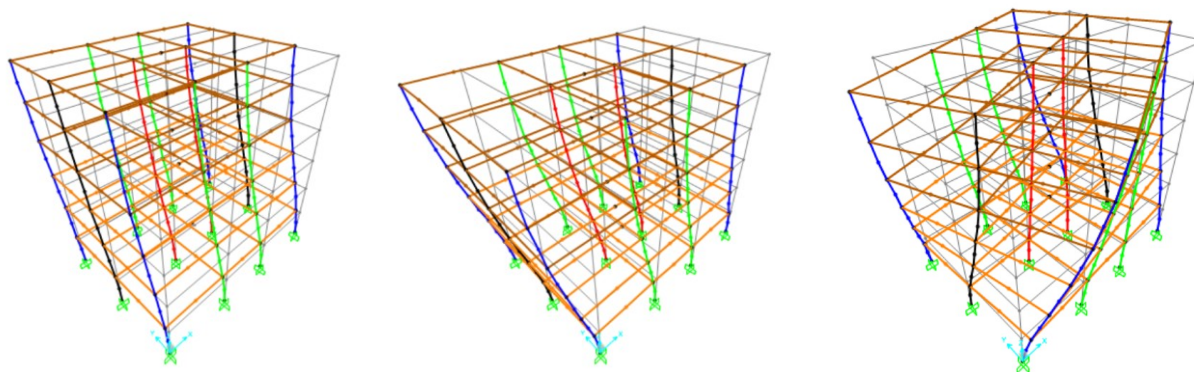
Preglednica A8.2: Račun potresnih sil in momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti

z_i [m]	m_i [t]	$z_i \cdot m_i$	$F_{b,Xi}$ [kN]	$F_{b,Yi}$ [kN]	$e_{X,i}$ [m]	$e_{Y,i}$ [m]	$M_{X,i}$ [kNm]	$M_{Y,i}$ [kNm]
2,75	289	795	52	49	0,75	1	39	49
5,75	289	1662	108	103	0,75	1	81	103
8,75	289	2529	164	157	0,75	1	123	157
11,75	289	3396	221	211	0,75	1	166	211
14,75	289	4263	277	264	0,75	1	208	264
17,75	275	4881	317	303	0,75	1	238	303
Σ	1720,0	17525	1139	1087				

4 Modalna analiza

4.1 Nihajne oblike, nihajni časi in efektivne mase

Na sliki A8.3 so prikazane prve tri nihajne oblike konstrukcije.



Slika A8.2: Prve tri nihajne oblike

Preglednica A8.3: Nihajni časi in efektivne mase

Nih. oblika	T_i [s]	$m_{eff,x}$ [%]	$m_{eff,y}$ [%]	$m_{eff,z}$ [%]	$\Sigma m_{eff,x}$ [%]	$\Sigma m_{eff,y}$ [%]	$\Sigma m_{eff,z}$ [%]
1	1,46	0	79	0	0	79	0
2	1,39	79	0	0	79	79	0
3	1,12	0	0	79	79	79	79
4	0,45	0	12	0	79	91	79
5	0,44	11	0	0	90	91	79
6	0,36	0	0	11	90	91	90

4.2 Projektni pospešek tal in celotna potresna sila

Preglednica A8.4: Nihajni čas in projektni pospešek tal za prvi nihajni obliki in celotna potresna sila

Smer	$T_{1,i}$ [s]	$S_d(T_{1,i})$	$F_{b,i}$ [kN]
X	1,39	0,78 m/s^2	1134
Y	1,46	0,75 m/s^2	1088

4.3 Račun etažnih prečnih sil

Preglednica A8.5: Etažne prečne sile za obe smeri vzbujanja in oba načina kombinacije učinkov komponent potresnega vpliva

Etaža	X smer		Y smer		SRSS		1,0X + 0,3Y ali obratno	
	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]
1	1135	0,0	0,0	1088	1135	1088	1135	1088
2	1065	0,0	0,0	1017	1065	1017	1065	1017
3	941	0,0	0,0	897	941	897	941	897
4	800	0,0	0,0	764	800	764	800	764
5	632	0,0	0,0	611	632	611	632	611
6	393	0,0	0,0	385	393	385	393	385

4.4 Momenti ob vpetju

Momenti ob vpetju v spodnji etaži in maksimalna vrednost momenta (možnost vpliva razporeditve togosti) za vzbujanje v posamezni smeri so podane v preglednicah A8.6 in A8.7.

Preglednica A8.6: Momenti ob vpetju v spodnji etaži

X smer		Y smer	
M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
0	2454	2553	0

Preglednica A8.7: Maksimalna momenta v stebrih ob vpetju v spodnji etaži

X smer		Y smer	
M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
0	224	236	0

4.5 Mejno stanje uporabnosti (omejitev poškodb)

Preglednica A8.8: Kontrola etažnih zamikov za mejno stanje uporabnosti (točka CM)

Etaža	h_i	$d_{s,x}$ [cm]	$d_{s,y}$ [cm]	$d_{r,x}$ [cm]	$d_{r,y}$ [cm]	$v \cdot d_{s,x}$	$v \cdot d_{s,y}$	$0,005 \cdot h_i$	$0,0075 \cdot h_i$
6	3,00	19,9	20,8	2,1	2,2	1,1	1,1	1,5	2,3
5	3,00	17,8	18,6	3,2	3,3	1,6	1,7	1,5	2,3
4	3,00	14,6	15,2	3,9	4,1	1,9	2,0	1,5	2,3
3	3,00	10,7	11,1	4,2	4,4	2,1	2,2	1,5	2,3
2	3,00	6,5	6,7	4,2	4,3	2,1	2,2	1,5	2,3
1	2,75	2,4	2,4	2,4	2,4	1,2	1,2	1,4	2,1

V etažah 2-5 so etažni zamiki večji od dovoljenih. Z namenom, da bi zadostili pogoju omejitve poškodb v MSU, moramo v teh primerih izvesti dodatni ukrep kot npr. ojačati elemente ali pa namesto neduktilnih nekonstrukcijskih elementov izbrati duktilne, za katere je dovoljen etažni zamik enak $0,0075 \cdot h$.

4.6 Vpliv teorije drugega reda

Preglednica A8.9: Koeficienti občutljivosti za etažne zamike

Etaža	h [cm]	P_{tot} [kN]	$d_{r,x}$ [cm]	$d_{r,y}$ [cm]	$V_{tot,x}$ [kN]	$V_{tot,y}$ [kN]	Θ_x	Θ_y
6	300	2698	2,1	2,2	393	385	0,048	0,052
5	300	5533	3,2	3,3	632	611	0,092	0,101
4	300	8368	3,9	4,1	800	765	0,135	0,149
3	300	11203	4,2	4,4	941	897	0,167	0,185
2	300	14038	4,2	4,3	1065	1017	0,182	0,199
1	275	16873	2,4	2,4	1135	1088	0,127	0,134

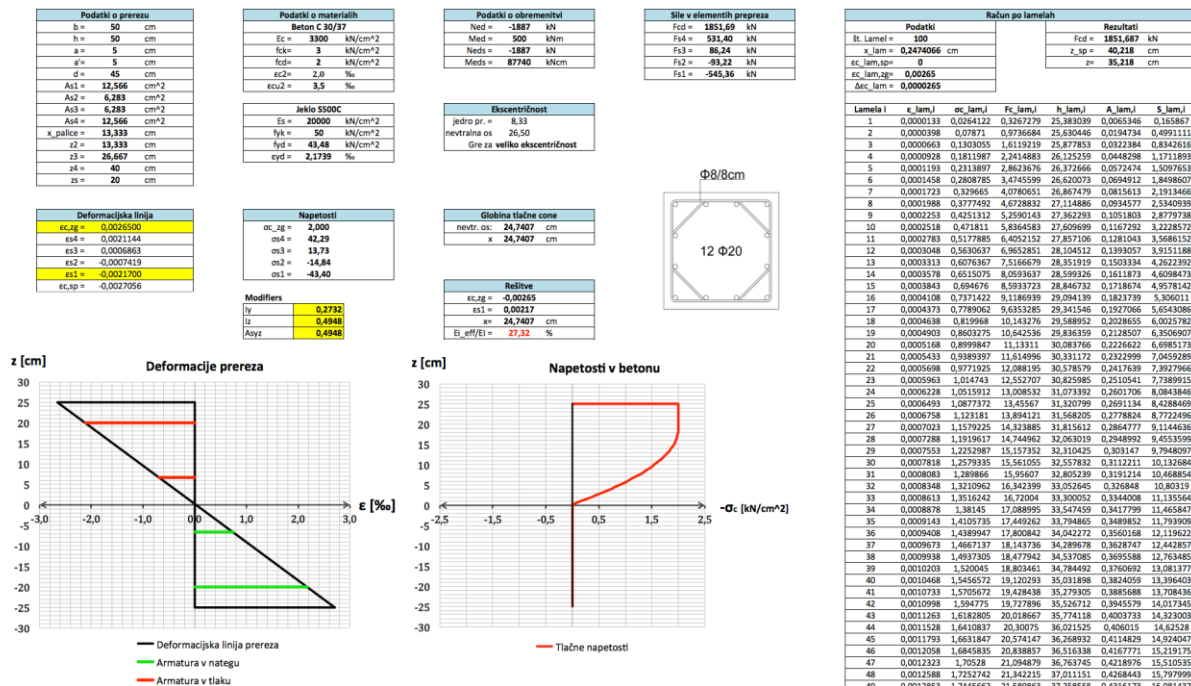
Pri kontroli vpliva teorije drugega reda se izkaže, da faktor občutljivosti v etažah 1-5 presega dovoljeno vrednost. Zato moramo upoštevati vpliv teorije drugega reda, ki ga zajamemo tako, da notranje statične količine povečamo za faktor:

Preglednica A8.10: Faktorji za povečanje notranjih statičnih količin v posameznih etažah

Faktor	1. etaža	2. etaža	3. etaža	4. etaža	5. etaža
$1/(1 - \Theta_i)$	1,15	1,25	1,23	1,18	1,11

PRILOGA B: ORODJE ZA DOLOČITEV DEFORMACIJSKE LINIJE PREREZA

Na sliki B.1 je prikazana konfiguracija orodja, ki nam omogoča, da za prerez poljubnih dimenzij določimo deformacijsko linijo, ki ustreza deformacijam betona in armature pri določeni obremenitvi. Pri tem nam orodje avtomatsko izračuna efektivne togosti (vztrajnostni momenti in strižni prerezi), pri čemer lahko izbiramo med izračunom na težišče homogenega oziroma na težišče razpokanega prereza.



Slika B.1: Konfiguracija orodja v Excelu za določitev deformacijske linije in efektivnih togosti