

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:

Lipej, B., 2013. Vpliv konfiguracije polnil na parametre potresnega odziva armiranobetonskega okvira. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M.): 35 str.

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:

Lipej, B., 2013. Vpliv konfiguracije polnil na parametre potresnega odziva armiranobetonskega okvira. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M.): 35 pp.

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

**PRVOSTOPENJSKI
ŠTUDIJSKI PROGRAM
GK^o " - V@uf \ (UN)**

Kandidat:

Diplomska naloga št.: 59/B-GR

Graduation thesis No.: 59/B-GR

Mentor:

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Ljubljana, 25. 09. 2013

IZJAVE

Podpisani Blaž Lipej izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Vpliv konfiguracije polnil na parametre potresnega odziva armiranobetonskega okvira«.

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

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

Ljubljana, 19. 9. 2013.

Blaž Lipej

BIBLIOGRAFSKO–DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 642.042.7/(497.4)(043.2)
Avtor: Blaž Lipej
Mentor: izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
Somentor: /
Naslov: Vpliv konfiguracije polnil na parametre potresnega odziva armiranobetonskega okvira
Tip dokumenta: diplomska naloga - univerzitetni študij B
Obseg in oprema: 35 str., 18 pregl., 23 sl., 37 en.
Ključne besede: opečna polnila, armiranobetonski okvir, metoda s horizontalnimi silami, makro model polnila na osnovi diagonale, Rayleigheva metoda, Evrokod 8

Izvelek:

V diplomski nalogi obravnavamo vpliv konfiguracije polnil na potresni odziv osem-etažne stavbe v okolici Ljubljane. V prvem delu je opisan odziv armiranobetonskih okvirov s polnili na potresno obtežbo, predstavljene so mehanske lastnosti opečnih polnil, makro model polnila ter pravila Evrokoda 8 za poenostavljeno analizo konstrukcij na potresno obtežbo. V drugem delu so prikazani izračuni potresnih obremenitev za različne razporeditve polnil v obravnavanem okviru. Potresno obtežbo določimo z uporabo metode s horizontalnimi silami in jo porazdelimo po višinah etaž. Iz rezultatov računov primerjamo etažne pomik, zasuke, nihajne čase ter potresne sile in notranje statične količine za vse definirane primere konfiguracije polnil. Rezultati nam pokažejo občutno zmanjšanje pomikov in zasukov ter zmanjšanje nihajnih časov. Zmanjšale so se tudi notranje statične količine, vendar so rezultati zaradi izbire enostavnega modela polnil podcenjeni. Polnila nam torej bistveno vplivajo na obnašanje konstrukcij pri potresni obtežbi.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 642.042.7/(497.4)(043.2)
Author: Blaž Lipej
Supervisor: Assoc. Prof. Matjaž Dolšek, Ph. D.
Cosupervisor: /
Title: The impact of the configuration of masonry infills on the seismic response of reinforced concrete frame
Document type: thesis
Notes: 35 p., 18 tab., 23 fig., 37 eq.
Key words: masonry infills, reinforced concrete frame, lateral force method, single-strut model, Rayleigh method, Eurocode 8

Abstract:

The impact of the configuration of masonry infills on the seismic response of infilled reinforced concrete frames is demonstrated by means of an example of an eight- storey building located near Ljubljana. Firstly the behavior of such buildings in seismic regions is presented followed by an overview of the mechanical properties of masonry infills and a description of Eurocode 8 requirements for simplified seismic analysis of such buildings. In the second part of the thesis, results of seismic analyses of the investigated building taking in account different configurations of infills are presented. Engineering demand parameters, which were obtained by lateral force method, are presented in terms of fundamental vibration periods, storey shear forces, storey drifts and internal forces. Results have shown that infills greatly reduce storey drifts and halve the fundamental vibration periods. Shear forces are also reduced but because of the simple single-strut model they are also underestimated. In conclusion masonry infills have an impact on the seismic response of reinforced concrete frames and so must be properly analyzed.

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku za pomoč in strokovno usmerjanje pri izdelavi diplomske naloge.

Posebna zahvala gre tudi mojim staršem in prijateljem, ter puncu Anamariji za vso podporo, ki so mi jo izkazali tekom študija.

KAZALO VSEBINE

1 UVOD	1
2 ARMIRANOBETONSKE OKVIRNE KONSTRUKCIJE S POLNILI	2
2.1 Armiranobetonske okvirne konstrukcije	2
2.2 Opečna polnila	3
3 POENOSTAVLJENA ANALIZA POTRESNE ODPORNOSTI ARMIRANOBETONSKIH OKVIROV S POLNILI	7
3.1 Modeliranje opečnih polnil	10
3.1.1 Model z eno diagonalo	10
3.1.2 Model z več diagonalami	11
3.1.3 Model polnila z upoštevanjem odprtin	12
3.2 Določitev potresnih zahtev po EC8	12
3.2.1 Lastnosti tal	13
3.2.2 Potresni vpliv	14
3.2.3 Splošno o spektrih odziva	14
3.2.4 Metoda horizontalnih sil	16
4 VPLIV POLNIL NA GLOBALNE IN LOKALNE POTRESNE ZAHTEVE AB OKVIROV S POLNILI	18
4.1 Osnovni podatki	18
4.1.1 Uporabljeni materiali	19
4.2 Računska analiza	20
4.2.1 Obtežni primeri	20
4.2.1.1 Lastna teža + stalna obtežba	20
4.2.1.2 Koristna obtežba	20
4.2.1.3 Potresni vplivi	20
4.2.2 Potresni obtežni kombinaciji	24
4.2.3 Računski model konstrukcije	24
4.2.3.1 Opis modela	24
4.2.3.2 Nihajne oblike	25
4.2.3.3 Pomiki konstrukcije	29
4.2.3.4 Notranje statične količine	31
5 ZAKLJUČEK	33
VIRI	35

KAZALO SLIK

Slika 1: Primer armiranobetonske konstrukcije s polnili.....	2
Slika 2: Tipični opečni zidaki (Tomažević, 2009).....	3
Slika 3: Primer nezveznosti po višini (Tomažević, 2009).....	7
Slika 4: Primer nezveznosti po tlorisu (Dolšek, 2011).....	8
Slika 5: Primer poškodbe okvirne konstrukcije zaradi nepopolne zapolnitve prostora s polnilom (Fajfar, 2011).....	8
Slika 6: Tipični primeri porušnih mehanizmov (Tomažević, 2009).....	9
Slika 7: Model z eno diagonalo (Jan, 2010).....	10
Slika 8: Primer različnih mehanizmov in odgovarjajočih modelov nadomestnih diagonal (Tomažević, 2009).....	11
Slika 9: Model polnila z več nadomestnih diagonal (Asteris in sod., 2011).....	11
Slika 10: Model z različnimi prijemališči diagonalnih razpor (Asteris in sod., 2011).....	11
Slika 11 : Elastičen spekter odziva (SIST EN 1998-1, 2006).....	15
Slika 12: Tloris etaže okvirne konstrukcije (Zupančič, 2011).....	18
Slika 13: Vzdolžni prerez objekta (Zupančič, 2011).....	18
Slika 14: Konfiguracija polnil po etaži.....	19
Slika 15: Tloris računskega modela z označbo elementov.....	24
Slika 16: Računski modeli za vse primere konfiguracije polnil.....	25
Slika 17: Nihajni obliki primer a).....	25
Slika 18: Nihajni obliki za primer b).....	26
Slika 19: Nihajni obliki za primer c).....	26
Slika 20: Nihajni obliki za primer d).....	27
Slika 21: Nihajni obliki za primer čistega okvirja.....	27
Slika 22: Razlike med prečnimi silami v stebrih za prvo etažo med čistim okvirom in primerom a)...	32
Slika 23: Primer mehke etaže.....	32

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Tipi tal po SIST EN 1998- 1: 2005 točka 3.1.2, Preglednica 3.1, stran 30	14
Preglednica 2: Priporočene vrednosti parametrov za posamezne tipe tal, SIST EN 1998-1: 2005, Dodatek A101, Preglednica 3.2.....	16
Preglednica 3: Karakteristike betona.....	19
Preglednica 4: Karakteristike zidovja	19
Preglednica 5: Karakteristična sestava opečnega polnila in njegova teža (Jan, 2011).....	20
Preglednica 6: Mase po posameznih etažah	21
Preglednica 7: Vrednost potresne obremenitve za konfiguracijo polnil a)	22
Preglednica 8: Vrednost potresne obremenitve za konfiguracijo polnil b)	22
Preglednica 9: Vrednost potresne obremenitve za konfiguracijo polnil c)	23
Preglednica 10: Vrednost potresne obremenitve za konfiguracijo polnil d)	23
Preglednica 11: Vrednost potresne obremenitve za model brez polnil	23
Preglednica 12: Izračunane vrednosti za določitev torzijske podajnosti konstrukcije	29
Preglednica 13: Relativni pomiki etaž in kontrola omejitve poškodb za konstrukcijo a)	29
Preglednica 14: Relativni pomiki etaž in kontrola omejitve poškodb za konstrukcijo b).....	29
Preglednica 15: Relativni pomiki etaž in kontrola omejitve poškodb za konstrukcijo c)	30
Preglednica 16: Relativni pomiki etaž in kontrola omejitve poškodb za konstrukcijo d).....	30
Preglednica 17: Relativni pomiki etaž in kontrola omejitve poškodb za konstrukcijo brez polnil	30
Preglednica 18: Zasuki etaž za vse primere konfiguracije polnil in obeh obtežnih kombinacijah	31

»Ta stran je namenoma prazna«

1 UVOD

Gradbene konstrukcije so izpostavljene različnim vplivom iz okolja, kot npr. lastna in stalna teža, koristna obtežba, med katero uvrščamo težo različne opreme in ljudi, veter, poplave in potresi. Potres imenujemo gibanje tal, ki nastane zaradi nenadnih premikov v globini ali na površju zemeljske skorje (Tomaževič, 2009). Od ostalih obtežb se potres razlikuje v tem, da je verjetnost za močne potrese relativno majhna, vendar takšni potresi povzročajo precejšnje obremenitve na konstrukcijo v horizontalni smeri, v kateri so objekti precej ranljivi. Zato je iz ekonomskega stališča neupravičeno, da bi objekti v primeru tako močnih potresov, ostali nepoškodovani.

Iz izkušenj vemo, da je ranljivost konstrukcije odvisna od načina projektiranja pa tudi od konstrukcijskega sistema, saj je simulacija potresnega odziva nekaterih konstrukcijskih sistemov težja v primerjavi z drugimi. Na primer, simulacija potresnega odziva armiranobetonskega okvira s polnili ni enostavna, saj je odziv takšne konstrukcije nelinearen že v primeru sorazmerno šibkega potresa, saj se polnilo odlepi od okvira. Zaradi oteženega modeliranja takšnih konstrukcij se v projektantski praksi običajno vpliv polnil na odziv konstrukcije zanemari, kar pa lahko povzroči neugodne učinke v primeru močnejših potresov. V okviru diplomske naloge smo zato preučevali, kako opečna polnila v armiranobetonski okvirni konstrukcij vplivajo na parametre potresnega odziva objekta, kot so celotna potresna sila, nihajni čas in oblike, pomiki in notranje statične količine. V prvem delu diplome smo predstavili učinke potresov na armiranobetonske okvire s polnili, metodologijo za določitev potresne obtežbe po standardu Evrokod 8 – metoda horizontalnih sil za poenostavljeno analizo objektov, ter metode za modeliranje polnil v armiranobetonskih konstrukcijah. Drugi del diplome obsega primere modeliranja osem-etažnega armiranobetonskega objekta v računalniškem programu in poenostavljene potresne analize za različne položaje polnil. Polnila so konfigurirana tako, da so zapolnjene vse odprtine v okvirni konstrukciji, zapolnjene le zunanje odprtine, zapolnjene samo notranje odprtine in primer mehke etaže.

2 ARMIRANOBETONSKE OKVIRNE KONSTRUKCIJE S POLNILI

Obravnavamo armiranobetonske okvirne konstrukcije (slika 1), katere zaradi svoje skeletne zgradbe zapolnimo z različnimi vrstami polnil, kot so npr. opeka, opečni votlaki, penobeton in drugi. V okviru te diplomske naloge smo obravnavali polnila iz opečnih votlakov, katera so izmed pogostejših v gradbeništvu.



Slika 1: Primer armiranobetonske konstrukcije s polnili

2.1 Armiranobetonske okvirne konstrukcije

Armiranbeton je relativno mlad gradbeni material, ki je prišel v vsesplošno uporabo na začetku 20. stoletja. Osnovni material je beton, ki je mešanica vode, cementa in granulata, kateri lahko dodajamo različna sredstva, ki povzročijo različne učinke, kot npr. pospeševalce, zaviralce vezanja, dodatke za izboljšanje sprijemnosti, ali na primer, dodatke za izboljšanje odpornosti na vremenske vplive. Tej mešanici, ki ji pravimo beton, se doda t. i. jeklena armatura, sestavljena iz mrež ali palic, ki ji daje natezno nosilnost, saj ima beton sorazmerno majhno nosilnost v nategu, ima pa veliko nosilnost v tlaku. Projektiranje in analiza armiranobetonskih konstrukcij zajemamo s standardom SIST EN 1992-1-1 oz. pod okriljem Evrokoda 2, ki nam daje potrebne smernice za varno projektiranje takšnih

konstrukcij, vendar je na potresnih območjih potrebno upoštevati tudi določila standarda Evrokod 8, ki podaja načela in pravila za potresnoodporno projektiranje konstrukcij.

Okvirne konstrukcije so dobile ime po svoji značilni obliki in sistemu prenašanja obtežb. Kot okvirje v gradbeništvu smatramo konstrukcije, ki so endoskeletne narave, kar pomeni, da jih sestavljajo elementi, kot so stebri in grede. Stebri in grede so med sabo povezani na način, ki omogoča prenašanje tudi upogibnih momentov iz grede na same stebre, pri čemer je priporočljivo, da so konstrukcijski elementi okvira duktilni. Na ta način so sposobni prenašati velike deformacije preden nastopi porušitev. Slednje gre vse na račun jeklene armature, ki armiranobetonski konstrukciji to omogoča.

Armiranbeton ima še eno bistveno lastnost, to je njegova sposobnost prilagajanja različnim oblikam in zahtevam konstrukcije, vendar pa je relativno omejen zaradi velike lastne teže, katera sama v primerih velikih razponov »odnese« večino nosilnosti takega elementa.

2.2 Opečna polnila

Tako kot beton, ima tudi opeka (slika 2) majhno natezno nosilnost in veliko boljšo tlačno nosilnost, zato jo uporabljamo kot element, ki prenaša obtežbo v tlaku.

Pri projektiranju, oziroma preverjanju nosilnosti zidov in zidanih konstrukcij, uporabljamo mehanske lastnosti zidovja. Zidovje upoštevamo kot homogen konstrukcijski material, ki je v resnici sestavljen iz različnih posameznih materialov, kot sta opeka in malta.



Slika 2: Tipični opečni zidaki (Tomažević, 2009)

Po SIST EN 1996-1-1, 2006 upoštevamo pri projektiranju zidovja naslednje lastnosti materiala:

- tlačna trdnost zidovja f ,
- strižna trdnost zidovja f_v ,
- upogibna trdnost zidovja f_x ,
- odvisnosti med napetostmi in deformacijami σ - ε ,

na osnovi katerih lahko nato določimo:

- elastični modul E in
- strižni modul G .

Pri računskem preverjanju potresne odpornosti zidanih konstrukcij je potrebno poleg mehanskih lastnostih, ki jih definira Evrokod 6, definirati še vsaj:

- natezno trdnost zidovja f_t in
- faktor (indikator) duktilnosti μ .

Natezna trdnost zidovja je parameter, ki določa strižno odpornost zidu pri strižni porušitvi z nastankom poševnih razpok zaradi nateznih napetosti v diagonalni smeri, medtem ko je faktor duktilnosti tipična mehanska lastnost zidu, oziroma celotne zidane konstrukcije, ki izraža sposobnost deformiranja v neelastičnem področju in sposobnost sipanja energije med potresom. Odvisna je od tipa in kakovosti zidovja, še posebej pa tudi od sistema zidanja in zasnove zidane konstrukcije (Tomažević, 2009).

Tlačna trdnost zidovja je določena po standardu SIST EN 1502-1, ki opredeli karakteristično tlačno trdnost f_k z naslednjo enačbo (1):

$$f_k = \min\left(\frac{f}{1,2}; f_{min}\right), \quad (1)$$

kjer je:

f – srednja vrednost tlačne trdnosti zidakov, pridobljena na podlagi preizkusov,

f_{min} – najmanjša tlačna trdnost zidakov, pridobljena na podlagi preizkusov.

Če podatkov, pridobljenih s preiskavo ni, Evrokod 6 dopušča določitev karakteristične tlačne trdnosti zidakov na podlagi ocene z empirično enačbo (2):

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta (v \text{ MPa}), \quad (2)$$

kjer je:

f_b – tlačna trdnost zidaka,

f_m – tlačna trdnost malte,

K – konstanta, ki je odvisna od oblike in materiala ter tipa malte,

α, β – konstanti ($\alpha = 0,7$ in $\beta = 0,3$ za malto za splošno uporabo in lahko malto).

Enačba je sprejemljiva za običajne vrste sodobnega zidovja, vendar raziskave kažejo, da se dejanska trdnost zanesljivo določi le s preiskavo (Tomažević, 2009).

Strižna trdnost zidovja je po Evrokodu 6 definirana na podlagi prestrižnega mehanizma kot seštevek začetne strižne trdnosti (strižne trdnosti pri ničelni tlačni napetosti) in prirastka trdnosti zaradi tlačne napetosti v obravnavanem prerezu zidu, pravokotno na strig. Karakteristično strižno trdnost za primer, ko so vse rege zapolnjene z malto, izračunamo z enačbo (3):

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d, \quad (3)$$

če pa rege niso zapolnjene z malto, uporabimo naslednjo enačbo (4):

$$f_{vk} = 0,5f_{vko} + \sigma_d, \quad (4)$$

kjer je f_{vko} začetna strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti, σ_d pa projektna tlačna napetost. Začetno strižno trdnost dobimo iz preiskav po SIST EN 1502-3, če pa niso na voljo, pa lahko upoštevamo vrednosti iz tabel, ki jih priporoča Evrokod 6. V nobenem primeru pa karakteristična strižna trdnost ne sme biti večja od vrednosti $0,065f_b$ oziroma mejne vrednosti f_{vlt} iz nacionalnega dodatka (Tomažević, 2009).

Evrokod 6 obravnava dve vrednosti pri preverjanju odpornosti zidu na obtežbo, ki deluje pravokotno na njegovo lego:

- upogibna trdnost, pri kateri je porušna ravnina vzporedna z naležnim regami, f_{xk1} ter
- upogibna trdnost, pri kateri je porušna ravnina pravokotna na naležne rege, f_{xk2} .

Upogibna trdnost se določi na podlagi preiskav po SIST EN 1502-2, po Evrokod 6 pa lahko uporabimo tudi tabelirane vrednosti iz ustreznih preglednic. Preverimo obe možnosti, merodajna je tista, kjer je za porušitev potrebna manjša obtežba (Tomažević, 2009).

Natezno trdnost zidu navadno določamo na simetrično ali konzolno vpetih zidovih z določenim razmerjem višina/dolžina = 1,5 s ciklično ali monotono naraščajočo vodoravno silo pri konstanti navpični sili ali pa enostavno z diagonalno delujočo tlačno silo. Za nekatere tipične preiskane vrste zidovja lahko vzamemo razmerje:

$$0,03f_k \leq f_{tk} \leq 0,09f_k \quad (5)$$

in tako dobimo vsaj približno oceno vrednosti natezne trdnosti zidovja, če poznamo vrednosti karakteristične tlačne trdnosti (Tomažević, 2009).

Elastični modul lahko ocenimo na podlagi odvisnosti med napetostmi in deformacijami, ugotovljenih s tlačno preiskavo v skladu s SIST EN 1502-1, če pa podatkov preiskav nimamo, pa Evrokod 6 dopušča uporabo ocene na podlagi tlačne trdnosti zidovje f_k z empirično enačbo (6):

$$E = K_E f_k \text{ oz. } E = 1000 f_k, \quad (6)$$

kjer je K_E konstanta, določena za vsako zidovje posebej po predpisu iz nacionalnega dodatka k Evrokodu 6-1. Priporočena vrednost $K_E = 1000$ (Tomaževič, 2009).

Tomaževič (2009) na podlagi preiskav ugotavlja, da se vrednosti za elastični modul gibljejo med:

$$1000 f_k \leq E \leq 2000 f_k. \quad (7)$$

Za določevanje strižnega modula G nimamo enotnega načina. Evrokod 6 zato privzame vrednost, da je strižni modul G za zidovje enak:

$$G = 0,40 E. \quad (8)$$

Vendar eksperimenti kažejo, da so dejanske vrednosti nižje (Tomaževič, 2009).

Tomaževič (2009) priporoča uporabo enačbe (9):

$$1000 f_{tk} \leq G \leq 2700 f_{tk}, \quad (9)$$

kjer je f_{tk} karakteristična natezna trdnost zidu.

3 POENOSTAVLJENA ANALIZA POTRESNE ODPORNOSTI ARMIRANOBETONSKIH OKVIROV S POLNILI

Zidana polnila se pri projektiranju konstrukcij na vertikalno obtežbo navadno upošteva le kot dodatno koristno obtežbo konstrukcije, saj so v večini grajena po končani gradnji nosilne konstrukcije in služijo kot pregradni, ne nosilni elementi. V primeru potresa pa hitro postane pomemben dejavnik za ugotavljanje nosilnosti, saj sodeluje pri prevzemu horizontalnih sil, ki nastajajo med potresom, po drugi strani pa povzroča dodatne vplive na okvir. Koliko in na kakšen način prispevajo k sami nosilnosti konstrukcije, je odvisno predvsem od povezanosti zidovja z okvirno konstrukcijo.

Ker so zidana polnila bolj ali manj tesno povezana z okvirno konstrukcijo, slednji preprečujejo, da bi prosto zanihala, tako zmanjšajo nihajni čas in posledično povečajo potresne sile. Pri majhni amplitudi nihanja prevzamejo celotno horizontalno silo polnila, pri večjih amplitudah se potresna sila bistveno poveča in preseže nosilnost polnila, ki razpoka in obremenitev se prerazporedi na okvirno konstrukcijo. Pri krhki porušitvi polnila se obremenitev hipno prerazporedi na okvir, kar lahko povzroči lokalno velike poškodbe in celo porušitev. Vendar v večini polnila delujejo ugodno. Če se poškodujejo pred nastopom velikih potresnih sil, delujejo kot dušilci in »sipajo« energijo, kar zmanjša deformacije konstrukcije in s tem poškodbe na inštalacijah na drugih delih objekta. Osnoven pogoj za ugodno delovanje polnil je njihova zveznost po višini (slika 3) in simetričnost po tlorisu (slika 4) za celotno konstrukcijo. Zveznost po višini zagotavlja, da ne pride do koncentracij poškodb na mestih nezveznosti oziroma do pojava »mehke« etaže, simetrija po tlorisu pa zagotavlja, da ne pride do neugodnih torzijskih vplivov na konstrukcijo.



Slika 3: Primer nezveznosti po višini (Tomažević, 2009)



Slika 4: Primer nezveznosti po tlorisu (Dolšek, 2011)

V nekaterih primerih, ko polnilo ne zapolni prostora med okvirom, se pojavijo interakcijske sile, ki lahko poškodujejo ali celo povzročijo porušitev objekta. Te se pojavijo na stičnih površinah polnila in okvirne konstrukcije. Ker polnilo ne zapolni celotne odprtine (slika 5), le delno ovira deformacijo elementov okvirja. Tak prerez lahko prenese večje momentne obremenitve, vendar zmanjšane deformacije, kar posledično privede do večjih strižnih obremenitev delov s prosto deformacijo. Če ti deli niso dovolj armirani, se lahko zgodi strižna porušitev.



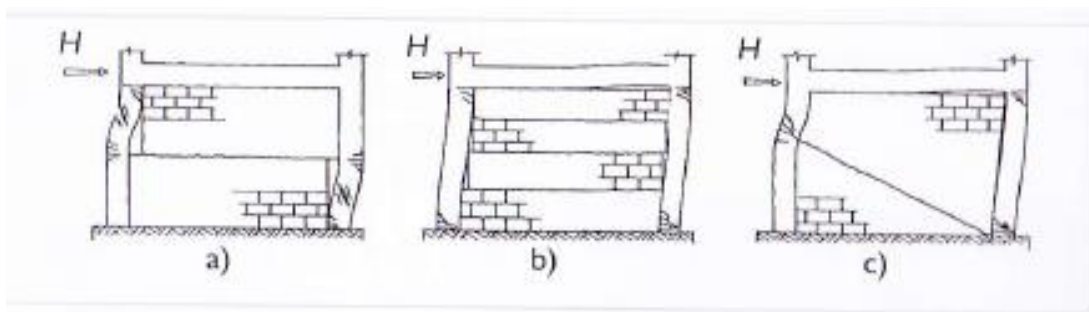
Slika 5: Primer poškodbe okvirne konstrukcije zaradi nepopolne zapolnitve prostora s polnilom (Fajfar, 2011)

Eksperimenti kažejo, da pri majhnih deformacijah večino horizontalnih obremenitev prevzame togo polnilo, saj podajni okvir bistveno ne prispeva k odpornosti. Če pa so deformacije tako velike, da jih

polnilo ni sposobno prenesti, le ta razpoka ter zgubi svojo togost. Čim razpoka na več delov, t. i. ločitev polnila, se okvir deformira po svoje. Delež obtežbe, ki jo prevzame okvir, je odvisna od deformacijske oblike, ta pa je odvisna od ločitve mehanizma zidanega polnila in preostale dolžine območja stika med zidanim polnilom in elementi okvirja. Nekaj tipičnih porušnih mehanizmov (slika 6) opisuje Tomažević (2009):

- a) prestrižna porušitev zidanega polnila vzdolž ene od naležnih reg v območju polovice višine polnila in ločitev polnila na dva dela,
- b) prestrižna porušitev zidanega polnila vzdolž več naležnih reg in ločitev polnila na več delov, ki dopuščajo praktično neovirane deformacije stebrov.
- c) diagonalna natezna razpoka v polnilnem zidu navadno nastane, če je zidovje razmeroma močno, stik med zidovjem in okvirno konstrukcijo pa dobro zalit.

Obstajajo še mnogi drugi porušni mehanizmi armiranobetonskih okvirjev s polnili, kot je npr. izpad polnila izven ravnine okvirja ali pa učinek kratkega stebra. Zaradi tega se mora pri obravnavanju potresne odpornosti analizirati več možnih porušnih mehanizmov in uporabiti za primerjavo z projektno obtežbo tistega, ki ima najmanjšo odpornost (Tomažević, 2009).



Slika 6: Tipični primeri porušnih mehanizmov (Tomažević, 2009)

3.1 Modeliranje opečnih polnil

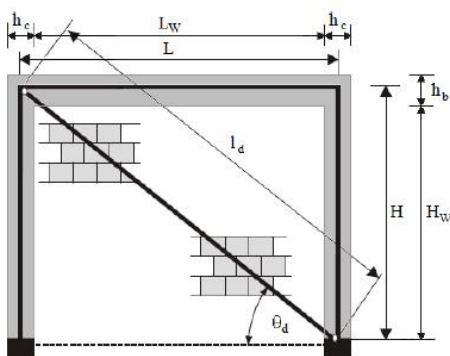
Da bi lahko računsko ovrednotili vpliv polnila na armiranobetonsko okvirno konstrukcijo, je potrebno najprej izdelati čim bolj točen matematični model, ki lahko dovolj natančno opiše dejansko geometrijsko kot mehansko stanje armiranobetonskih okvirnih konstrukcij s polnili. Iz prejšnjega poglavja je bilo že omenjeno, da polnila spremenijo lastnosti okvirnih armiranobetonskih konstrukcij, zato bi bila smotrna rešitev za modeliranje ta, da ustrezno popravimo dinamične lastnosti okvirnih konstrukcij, tako da upoštevamo doprinos polnila k celotnem konstrukcijskem sklopu.

Velja groba delitev na mikro in makro modele. V mikro modelih se polnilo predstavi kot homogen ali sestavljen material in različno modeliramo malto in zidake, potreben pa je še dodaten element za opis stika med polnilom in okvirom. Mikro modeli so bolj primerni za obravnavanje tipičnih elementov konstrukcije, saj za celotno konstrukcijo postanejo preobsežni in nepregledni. Za analizo celotne konstrukcije so zato veliko bolj primerni makro modeli (globalni), kjer polnilo predstavimo z enim ali dvema elementoma z vnaprej določenimi mehanskimi lastnosti.

Na splošno je upoštevanje polnila v okvirnih konstrukcijah zapleteno, zato so razvili poseben način modeliranja, ki nadomesti opečno polnilo s primerljivo diagonalno povezavo s korigiranimi mehanskimi karakteristikami (Celarec, Dolšek, 2012). Tak matematični model se je izkazal za dovolj natančnega in preprostega za splošno inženirsko rabo določanja potresne obtežbe.

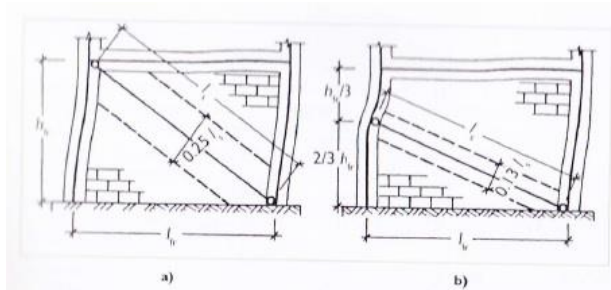
3.1.1 Model z eno diagonalo

Opečno polnilo modeliramo z eno nadomestno diagonalo, ki jo členkasto povežemo z okvirjem na stičišču grede in stebra prikazano na sliki 7:



Slika 7: Model z eno diagonalo (Jan, 2010)

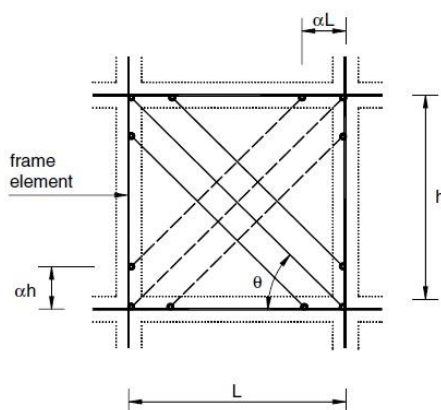
Model lahko smiselno priredimo glede na porušni mehanizem tako, da spremenimo prijemališče in nadomestno širino diagonale, kot prikazuje slika 8:



Slika 8: Primer različnih mehanizmov in odgovarjajočih modelov nadomestnih diagonal (Tomažević, 2009)

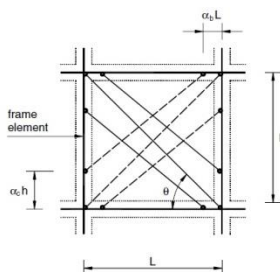
3.1.2 Model z več diagonalami

Tako kot pri modelu z eno diagonalno veljajo iste predpostavke za model z več diagonalami (slika 9). Tak model omogoča bolj podrobno analizo vpliva polnil na okvirno konstrukcijo in daje bolj »točne« rešitve kot model z eno diagonalno.



Slika 9: Model polnila z več nadomestnih diagonal (Asteris in sod., 2011)

Tako kot velja podobno pri modelu z eno diagonalno, lahko tudi pri modelu z več nadomestnih diagonal ustrezno oblikujemo različne porušne mehanizme (slika 9).



Slika 10: Model z različnimi prijemališči diagonalnih razpor (Asteris in sod., 2011)

V okviru te diplomske naloge se bomo omejili na uporabo tlačnih diagonal, ki nosijo samo v tlaku in tako predstavljajo osno in strižno odpornost polnila. Diagonale predstavljajo osno in strižno odpornost polnila in dajejo okvirni konstrukciji dodatno togost.

Začetno horizontalno togost nadomestne diagonale povzamemo po priporočilih Fardis (1996):

$$K_{el,h} = \frac{G_W A_W}{h_W}, \quad (10)$$

kjer je:

- G_W – strižni modul polnila,
- A_W – horizontalni prerez polnila,
- h_W – višina polnila.

Horizontalno togost polnila je potrebno pretvoriti na osno togost v smeri diagonale. Uporabimo naslednjo enačbo (11) :

$$K_{el,d} = \frac{K_{el,h}}{\cos^2 \theta_d}, \quad (11)$$

kjer je θ_d kot med diagonalo in horizontalo.

3.1.3 Model polnila z upoštevanjem odprtín

V splošnem odprtine pri okvirnih konstrukcijah zapolnimo z različnimi polnili in v velikih primerih imajo ta polnila lastne odprtine, kot so okna in vrata. Vpliv teh odprtín je potrebno zajeti kot redukcijo začetne togosti polnila λ_0 po enačbi (12):

$$\lambda_0 = 1 - \frac{1,5 * L_0}{L_{in}} \geq 0, \quad (12)$$

kjer so:

L_0 – vodoravna dolžina odprtine polnila,

L_{in} – vodoravna dolžina polnila.

Tak pristop ne razlikuje med oknom ter vrati, vendar so eksperimentalna študije dokazale, da model dokaj realistično opiše obnašanje polnil z odprtínami (Dolšek, Fajfar, 2008).

3.2 Določitev potresnih zahtev po EC8

EC8 zahteva, da sta, z ustrezno stopnjo zanesljivosti, izpolnjena dva kriterija:

- zahteva po neporušitvi,
- zahteva po omejitvi poškodb.

Prvi kriterij narekuje, da morajo biti konstrukcije projektirane in zgrajene tako, da pri projektni obtežbi, ki je določena glede na izbrano sprejemljivo tveganje, prenesejo vso obremenitev, ne da bi pri tem prišlo do lokalne ali globalne porušitve. Drugi kriterij pa zahteva, da za potres, za katerega je velika verjetnost, da se pojavi v življenjski dobi konstrukcije, slednja ne bo utrpela velikih poškodb ali

zaradi poškodb omejila uporabo in tako povzročila škodo, ki bi bila neprimerljivo večja kot cena same konstrukcije (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009).

Da konstrukcije izpolnjujejo oba pogoja, lahko ugotovimo tako, da kontroliramo na dve vrsti mejnih stanj: mejna stanja nosilnosti (»ultimate limit states«) in mejna stanja uporabnosti (»serviceability limit states«). Mejna stanja nosilnosti (MSN) so povezana z poružitvijo oziroma odpovedjo objekta, ki lahko ogrožajo človeška življenja, mejna stanja uporabnosti (MSU) pa so povezana z omejevanje poškodb na objektu v določeni meri obremenitve in tako preprečevanju morebitne materialne škode, ki bi nastala zaradi nepravilnega delovanja nosilne konstrukcije na nenosilnih elementih.

Pri kontroli MSN dokazujemo zadostno nosilnost in sposobnost sipanja energije, ki jo določajo posamezni deli po EC8. Odnos med nosilnostjo in sposobnostjo sipanja energije določamo z vrednostjo faktorja obnašanja q , ki ima vrednosti od 1,5-8, pri čemer vrednost 1,5 pomeni, da ne upoštevamo sipanje energija, ampak samo dodatno nosilnost, pri vrednosti 8 pa je prisotno močno sipanje energije (značilno za jeklene okvirje). Za kontrolo MSU pa se po EC8 omejimo na kontrolo etažnih pomikov. EC8 upošteva lastnosti temeljnih tal, ki vplivajo na potresni vpliv. Zaželeno so konstrukcije, ki so simetrične po tlorisu in višini ter so enostavnih oblik. Standard tudi omenja, da lahko konstrukcijo razdelimo na dinamično neodvisne enote s pomočjo dilatacij, pri tem pa je potrebna velika pozornost samim dilatacijam, da omogočajo proste pomike med posameznimi deli (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009).

3.2.1 Lastnosti tal

Tla na lokaciji objekta morajo biti raziskana v skladu z EC8-5, ki obravnava geotehnični vidik pri potresnih obremenitvah. Tla so razvrščena v 5 standardnih tipov (A, B, C, D in E) in še dodatna dva nestandardna (S_1 in S_2), ki določajo velikost koeficienta tal S in obliko spektra odziva (Preglednica 1). Za nestandardna tla je potrebna dodatna študija tal.

Preglednica 1: Tipi tal po SIST EN 1998- 1: 2005 točka 3.1.2, Preglednica 3.1, stran 30

Tip Tal	Opis stratigrafskega profila
A	Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala
B	Zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri kateri mehanske značilnosti z globino postopoma naraščajo
C	Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, prod ali toge gline globine nekaj deset do več sto metrov
D	Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin (z nekaj mehкими vezljivimi plastmi ali brez njih) ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin
E	Profil tal, kjer površinska aluvialna plast z debelino med 5 in 20 metri in vrednostmi v_s , ki ustrezajo tipoma C ali D, leži na bolj togem materialu z $v_s > 800$ m/s
S ₁	Sedimenti, ki vsebujejo najmanj 10 m debele plasti mehke gline/melja z visokim indeksom plastičnosti ($PI > 40$) in visoko vsebnostjo vode
S ₂	Tla, podvržena likvefakciji, občutljive gline ali drugi profili tal, ki niso vključeni v tipe A-E ali S ₁

3.2.2 Potresni vpliv

Za potresni vpliv (potresno obtežbo) se uporablja karta potresne nevarnosti. S karto podajamo referenčne vrednosti maksimalnega pospeška tal a_{gR} na tleh tipa A (trdna tla). Projektni pospešek tal a_g tleh tipa A je tako enak produktu referenčne vrednosti a_{gR} in faktorja pomembnosti γ_1 , $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$ (faktor pomembnosti je odvisen od same rabe objekta). Projektni pospešek v kombinaciji s spektrom pospeškov v odvisnosti od vrste tal nam določa potresni vpliv.

3.2.3 Splošno o spektrih odziva

S pojmom spektri odziva predstavljamo maksimalne odzive sistemov z eno prostostno stopnjo pri določeni obremenitvi. Pod »odziv« se smatra lahko več različnih količin, kot so absolutni pospešek, relativna hitrost in relativni pomik. Iz spektra absolutnih pospeškov lahko razberemo maksimalni pospešek, ki deluje na maso sistema v odvisnosti od nihajnega časa objekta in velikost dušenja.

V praksi običajno izračunamo spekter pomika in nato uporabimo naslednje zveze za izračun spektra pospeškov in hitrosti:

$$S_A \cong \omega S_V \cong \omega^2 S_D \quad \text{ali} \quad S_A \cong \frac{2\pi}{T} S_V \cong \frac{4\pi^2}{T^2} S_D, \quad (13)$$

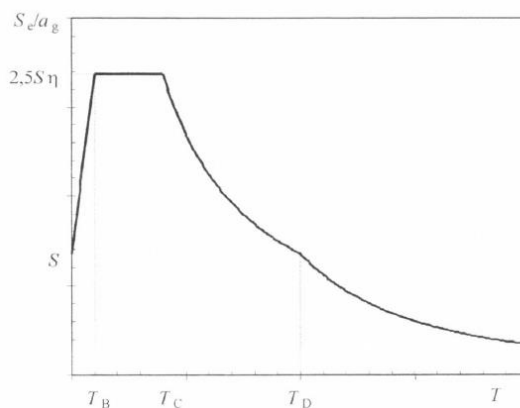
oziroma:

$$S_D \cong \frac{S_V}{\omega} \cong \frac{S_A}{\omega^2} \quad \text{ali} \quad S_D \cong \frac{T}{2\pi} S_V \cong \frac{T^2}{4\pi^2} S_A. \quad (14)$$

»Notranjo silo v sistemu z eno prostostno stopnjo, ki je enaka potresni sili F_b , lahko izračunamo iz spektra relativnih pomikov ali iz spektra absolutnih pospeškov:

$$F_b = k S_D = m S_A, \quad (15)$$

kjer je k togost, m pa masa sistema.« (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009)



Slika 11 : Elastičen spekter odziva (SIST EN 1998-1, 2006)

Za projektiranje se uporablja projektni spekter, ki je določen na osnovi elastičnega spektra in faktorja obnašanja q , s katerim upoštevamo redukcijo potresni sil. Glavna razlika med spektroma je v tem, da pri projektnem spektru upoštevamo redukcijo potresnih sil, zaradi sposobnosti konstrukcije za sipanje energije in dodatne nosilnosti. Projektne sile so tako zmanjšane s faktorjem obnašanja q , omenjenim v poglavju 3.2. Faktor obnašanja je odvisen od razpoložljive duktilnosti konstrukcije (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009).

Projektni spekter $S_d(T)$ določimo z izrazi :

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g * S * \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} * \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \quad (16)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g * S * \frac{2,5}{q}, \quad (17)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g * S * \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right], \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad (18)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g * S * \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right], \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad (19)$$

pri čemer so:

T – nihajni čas linearnega sistema,

a_g – projektni pospešek tal tipa A,

T_B – spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,

T_C – spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,

T_D – vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstante vrednosti spektralnega pomika,

S – faktor tal,

q – faktor obnašanja,

β – faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru (vrednot za uporabo se lahko dobi v nacionalnem dodatku, priporočena vrednost znaša 0,2).

Karakteristične meje nihajnih časov za posamezni tip tal so prikazane v preglednici 2:

Preglednica 2: Priporočene vrednosti parametrov za posamezne tipe tal, SIST EN 1998-1: 2005, Dodatek A101, Preglednica 3.2

Tip tal	S	T _b (S)	T _c (S)	T _d (S)
A	1,0	0,10	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,7	0,10	0,4	2,0

Vse vrednosti se nanašajo na elastičen spekter tip 1 z upoštevanim 5-% dušenjem, obstaja tudi tip 2, ki se uporablja v primerih, ko je potresna nevarnost lokacije pri verjetnostni analizi odvisna od magnitude potresov M_s , določeni iz površinskih valov, ki ni večja od 5,5. Slovenski nacionalni dodatek k standardu SIST EN 1998-1 uvaja določene popravke za tipa tal A in E. (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009).

3.2.4 Metoda horizontalnih sil

Če je konstrukcija pravilna po višini in njene višje nihajne oblike ne vplivajo na sam odziv, lahko po EC8 uporabimo poenostavljen račun, to je metodo z vodoravnimi silami. Pri tem postopku je predpostavljeno, da celotna masa objekta niha v osnovni obliki. Celotno potresno silo lahko nato izračunamo s produktom mase m in pospeška S_d , ki ga razberemo iz spektrov odziva gleda na nihajni čas konstrukcije. Tako dobljeno potresno silo še reduciramo s faktorjem λ , ki je 0,85 za več etažne (3 etaže ali več) stavbe, ki imajo nihajni čas manjši od $2T_c$ oz. 1,0 za vse ostale. To zapiše z enačbo (20):

$$F_b = S_d(T) * m * \lambda. \quad (20)$$

Nihajni čas T lahko izračunamo po Rayleighevi metodi z enačbo (21), če pa je objekt nižji od 40 m pa lahko kar z empiričnimi enačbami, ki dajejo zelo grobe rezultate in splošno niso priporočljive razen za preizkusne analize:

$$T_j = 2\pi \sqrt{\frac{\sum(m_i s_{j,i}^2)}{\sum(f_i s_{j,i})}}, \quad (21)$$

kjer so m_i mase posameznih etaž, $s_{j,i}$ vodoravni pomiki etaž in f_i predpostavljene sile po etažah. Potresna sila se porazdeli po višini konstrukcije podobno osnovni nihajni obliki. Če osnovne nihajne oblike ne poznamo, lahko predpostavimo linearno obliko, to je, da so pomiki proporcionalni višinskim kotam etaž in izračunamo potresne sile po enačbi (22):

$$F_i = F_b \frac{z_i m_i}{\sum (z_i m_i)}, \quad (22)$$

oz. v odvisnosti od mas v določeni etaži po enačbi (23):

$$F_i = F_b \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j}, \quad (23)$$

kjer so z_i višinske kote etaž, m_i masa etaže i , s_i , s_j pomiki mas m_i in m_j in F_i potresna sila v etaži i . Vpliv slučajne ekscentričnosti se lahko upošteva z dodatnim torzijskim momentom ali pa s faktorjem δ :

$$\delta = 1 + 0,6 * \frac{x}{L}, \quad (24)$$

kjer je x razdalja obravnavanega elementa od masnega središča stavbe v tlorisu (pravokotna razdalja), L pa je razdalja med dvema skrajnima elementoma, ki prenašata horizontalno obtežbo. Vrednost nam pove, za koliko se obremenitve povečajo v obravnavanem elementu zaradi ekscentričnosti. Z dodatnim torzijskim momentom pa se upošteva po enačbi (25):

$$M_{ai} = e_{ai} * F_i, \quad (25)$$

kjer so:

M_{ai} torzijski moment okoli navpične osi v etaži i ,

e_{ai} slučajna ekscentričnost mase v etaži i , $e_{ai} = \pm 0,05 L_i$,

F_i vodoravna sila v etaži i .

Omejitev poškodb zagotovimo s tem, da oceno etažnih pomikov (ob upoštevanju torzijskih vplivov in povečanju za faktor obnašanja q) reduciramo s faktorjem $v = 0,5$ (odvisen od pomembnosti stavbe) in ta vrednost mora biti manjša od produkta etažne višine h s faktorjem α , ki je odvisen od vrste in načina vgradnje nekonstrukcijskih elementov:

$$v d_r \leq \alpha h. \quad (26)$$

Ker metoda horizontalnih sil ne upošteva vpliv teorije drugega reda, moramo preveriti, ali je potrebno potresni vpliv zaradi vpliva teorije drugega reda povečati. Zato izračunamo koeficient občutljivosti na pomike po enačbi (27):

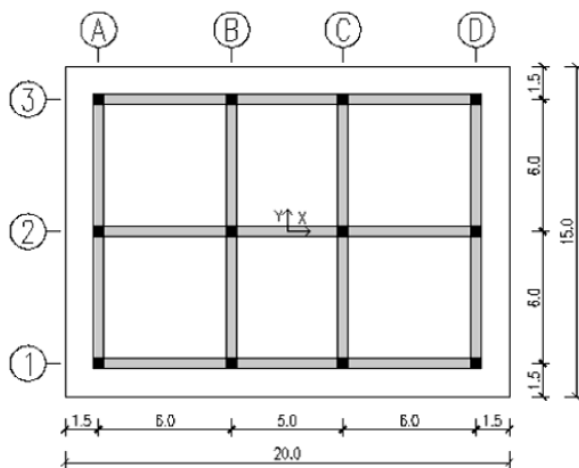
$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0,10, \quad (27)$$

pri čemer je P_{tot} enako celotni sili težnosti v in nad etažo, V_{tot} celotna prečna sila v etaži zaradi potresa in θ koeficient občutljivosti. Če je koeficient občutljivosti povsod manjši od 0,1, teorije drugega reda ni potrebno upoštevati (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009).

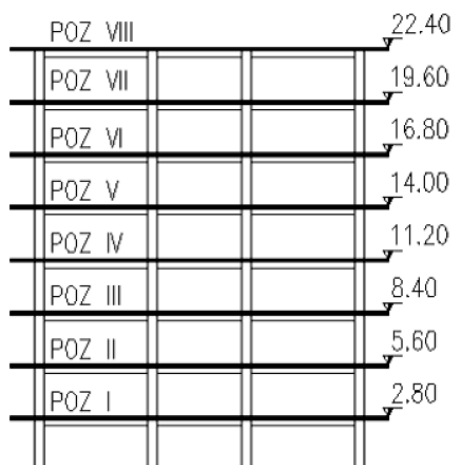
4 VPLIV POLNIL NA GLOBALNE IN LOKALNE POTRESNE ZAHTEVE AB OKVIROV S POLNILI

4.1 Osnovni podatki

V diplomski nalogi smo obravnavali primere osem-etažne (slika 13), armiranobetonske konstrukcije z različno konfiguracijo polnil. Konstrukcijo sestavljajo prečni in vzdolžni okvirji, kateri so vpeti v podlago. Medetažna konstrukcija je AB plošča debeline 20 cm. Objekt se nahaja v okolici Ljubljane na tleh tipa C. V objektu je predvidena poslovna dejavnost. Elementi okvirja so stebri dimenzij 50/50 cm in grede 50/50 cm, pri tem je višina etaže 2,8 m, plošča je dimenzij $L_x = 20$ m in $L_y = 15$ m, debeline 20 cm. Tloris okvirne konstrukcije je prikazan na sliki 12.



Slika 12: Tloris etaže okvirne konstrukcije (Zupančič, 2011)



Slika 13: Vzdolžni prerez objekta (Zupančič, 2011)

Izbrali smo štiri različne primere konfiguracije polnil in jih označili z a, b, c, d ter tudi samo okvirno konstrukcijo. V vsako izmed konfiguracij smo vstavili določeno polnilo z oznakami z1, z2, z2', z2". Različne konfiguracije polnila in uporabljena polnila so prikazana na sliki 14, kjer je :

- a) s polnilom so zapolnjene vse notranje in zunanje odprtine okvirne konstrukcije po vseh etažah,
- b) s polnilo so zapolnjene zunanje odprtine okvirne konstrukcije po vseh etažah,
- c) s polnilom so zapolnjene notranje odprtine okvirne konstrukcije po vseh etažah,
- d) s polnilom so zapolnjene vse notranje in zunanje odprtine po vseh etažah razen prve etaže.

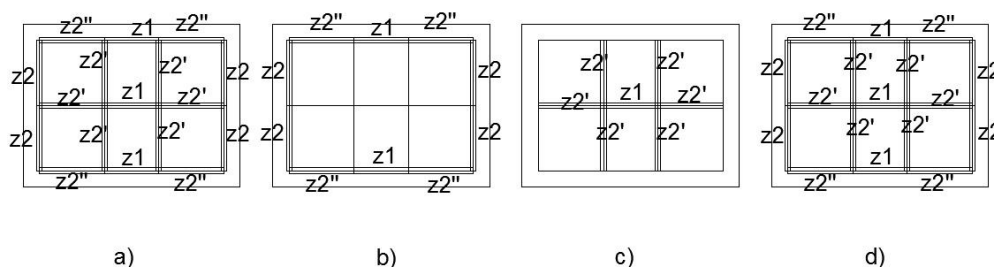
Polnila so iz enakega materiala, razlikujejo se le po širini odprtin in po tem, ali vsebujejo okno, vrata oz. so polna. Vrste polnila so:

z1 – polno polnilo dimenzije 5/2,3 m,

z2 – polno polnilo dimenzij 6/2,3 m,

z2' – polnilo z vrati dimenzij 6/2,3 m (vrata 0,9/2 m),

z2'' – polnilo z oknom dimenzij 6/2,3 m (okno 1,2/1,2 m).



Slika 14: Konfiguracija polnil po etaži

4.1.1 Uporabljeni materiali

Uporabljen material za okvirje kot tudi za ploščo je beton C30/37. Karakteristike so podane v preglednici 3:

Preglednica 3: Karakteristike betona

trdnostni razred	C30/37
f_{ck}	3,0 kN/cm ²
f_{ctm}	0,29 kN/cm ²
E_{cm}	3300 kN/cm ²
ν	0
specifična teža	25 kN/m ³
γ_c	1,5

Uporabljen material za polnila je modularna opeka, izbrana na podlagi obstoječih eksperimentalnih podatkov, dobljenih v literaturi (Tomaževič, 2009). Karakteristike so podane v preglednici 4 in veljajo za opeko trdnosti $f_b = 15 \text{ MPa}$ in malto trdnosti $f_m = 5 \text{ MPa}$:

Preglednica 4: Karakteristike zidovja

f_k	0,45 kN/cm ²
f_{tk}	0,020 kN/cm ²
f_{vk}	0,020 kN/cm ²
E	1000* $f_k=450$ kN/cm ²
G	50 kN/cm ²

4.2 Računska analiza

4.2.1 Obtežni primeri

4.2.1.1 Lastna teža + stalna obtežba

Za določanje lastne teže smo upoštevali specifično težo armiranega betona $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$, katero smo podali v program SAP2000 (CSI, Inc.), da je preračunal lastno težo okvirjev. Kot lastno težo smo tudi upoštevali težo AB plošče in sicer tako, da smo najprej določili površinsko obtežbo plošče po enačbi (28):

$$g = \gamma * h_p, \quad (28)$$

ter nato po strešnem pravilu porazdelili to površinsko obtežbo na linijsko obtežbo, specifično za vsako gredo okvirjev. Za stalno obtežbo smo upoštevali težo polnil. V nalogi smo za zidovje uporabili modularne bloke dimenzij 290*190*190 mm (Jan, 2011). Izračun za obtežbo na m^2 je podan v preglednici 5:

Preglednica 5: Karakteristična sestava opečnega polnila in njegova teža (Jan, 2011)

Element	$d * \gamma$	g [kN/m ²]
modularni blok	16,6kom/m ² *0,082 kN/kom	1,36
malta	0,008 m ³ /m ² *18 kN/m ³	0,15
omet	0,04 m ³ *18 kN/m ³	0,72
skupaj opečna predelna stena $\sum g_z =$		2,23

4.2.1.2 Koristna obtežba

Koristno obtežbo določimo po SIST EN 1991-1:2004 in je odvisna od kategorije uporabe stavbe. Za stavbo je predvidena poslovna uporaba in zato pade objekt v kategorijo B in je:

$$q = 3,0 \text{ kN/m}^2. \quad (29)$$

Podobno kot pri stalni obtežbi smo tudi koristno obtežbo razdelili po strešnem pravilu za vsako posamezno gredo.

4.2.1.3 Potresni vplivi

Stavba se nahaja v Ljubljani na območju, kjer je tip tal C. Iz lokacije je določen projektni pospešek tal, ki znaša $a_g = 0,25 g$.

Za vsako etažo in vsak primer konfiguracije polnil smo izračunali maso elementov iz volumnov posameznih elementov in specifičnih tež, ki smo jo upoštevali pri računu nihajnih časov po enačbah (30) in (31):

$$m_{E,i} = m_g + \Psi_{E,i} m_{Q,i}, \quad (30)$$

$$\Psi_{E,i} = \Psi_{2,i} \varphi, \quad (31)$$

kjer je:

$\varphi = 0,5$ vmesne etaže (neodvisno zasedene),

$\varphi = 1,0$ zgornja etaža,

$\Psi_{2,i} = 0,3$ koeficient za kombinacijo spremenljivega vpliva (SIST EN 1990: 2004, Dodatek A1, preglednica A.1.1.).

Maso posamezne etaže namestimo v središče vsake plošče. Pri zgornji etaži in v pritlični etaži pri primeru d) moramo upoštevati samo polovične mase stebrov in polnil, saj smo kot maso upoštevali vplive, ki so polovico etažne višine nad in pod ploščo. Maso zaradi koristne obtežbe upoštevamo glede na pozicijo v konstrukciji z ustreznim faktorjem φ . Mase v posameznih etažah so prikazane v preglednici 6:

Preglednica 6: Mase po posameznih etažah

Etaža	Primer	a)	b)	c)	d)	brez polnil
		m [t]	m [t]	m [t]	m [t]	m [t]
1.		299,14	280,16	270,13	275,14	251,15
2.		299,14	280,16	270,13	299,14	251,15
3.		299,14	280,16	270,13	299,14	251,15
4.		299,14	280,16	270,13	299,14	251,15
5.		299,14	280,16	270,13	299,14	251,15
6.		299,14	280,16	270,13	299,14	251,15
7.		299,14	280,16	270,13	299,14	251,15
8.		278,20	268,71	263,70	278,20	254,20
vsota mas [t]		2372,20	2229,84	2154,59	2348,21	2012,23

Faktor obnašanja q določamo po pravilih iz SIST EN 1998. Za naš objekt smo faktor obnašanja določili po enačbi (32):

$$q = q_0 * k_w \geq 1,5, \quad (32)$$

$q_0 = 3,0 * \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ iz preglednice 5.1, SIST EN 1998-1: 2005, točka 5.2.2.2

$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,3$ za večetažni okvir z več polji, SIST EN 1998-1: 2005, točka 5.2.2.2

$k_w = 1,0$ za okvirne in okvirom enakovredne mešane sisteme, SIST EN 1998-1: 2005, točka 5.2.2.2

$$q = 3,0 * 1,3 * 1,0 = \mathbf{3,9}$$

Izračun potresnih obremenitev smo naredili s pomočjo metode horizontalnih sil. Vsako konstrukcijo razen konstrukcije z mehko etažo smo obremenili s trikotno razporeditvijo sil po višini stavbe. Primer z mehko etažo smo obremenili v skladu s pričakovano nihajno obliko z upoštevanjem poenostavitve, da so sile enakomerne. Program SAP nam je poročal pomike, katere smo potrebovali za nadaljnji izračun. S pomočjo Rayleighve enačbe, enačba (21), smo določili nihajne čase za vsak primer in iz

teh časov po enačbi (20) celotne potresne sile, katere še nato z upoštevanjem mas po etažah in enačbama (22), (23) razporedimo po višinah. Slučajno ekscentričnost smo upoštevali z dodatnim torzijskim momentom po etažah z enačbo 25. V primeru c) smo uporabili drugi faktor obnašanja zaradi torzijske podajnosti konstrukcije in sicer $q = 2,0$, postopek je opisan v poglavju 4.2.3.2. Vrednosti potresne obremenitve so prikazane v preglednicah 7, 8, 9, 10, 11.

Preglednica 7: Vrednost potresne obremenitve za konfiguracijo polnil a)

nihajni čas [s]	X			Y		
	0,472			0,481		
Etaža	$F_{b,x}$ [kN]	$e_{\alpha,x}$ [m]	$M_{\alpha,x}$ [kNm]	$F_{b,y}$ [kN]	$e_{\alpha,y}$ [m]	$M_{\alpha,y}$ [kNm]
1.	103	0,6	62	103	0,85	87
2.	206	0,6	123	206	0,85	175
3.	309	0,6	185	309	0,85	262
4.	411	0,6	247	411	0,85	350
5.	514	0,6	309	514	0,85	437
6.	617	0,6	370	617	0,85	525
7.	720	0,6	432	720	0,85	612
8.	765	0,6	459	765	0,85	651
Vsota F_b [kN]	3645			3645		
S_d [m/s ²]	1,81			1,81		

Preglednica 8: Vrednost potresne obremenitve za konfiguracijo polnil b)

nihajni čas [s]	X			Y		
	0,548			0,595		
Etaža	$F_{b,x}$ [kN]	$e_{\alpha,x}$ [m]	$M_{\alpha,x}$ [kNm]	$F_{b,y}$ [kN]	$e_{\alpha,y}$ [m]	$M_{\alpha,y}$ [kNm]
1.	96	0,60	58	96	0,85	82
2.	192	0,60	115	192	0,85	163
3.	288	0,60	173	288	0,85	245
4.	384	0,60	231	384	0,85	327
5.	480	0,60	288	480	0,85	408
6.	576	0,60	346	576	0,85	490
7.	672	0,60	403	672	0,85	572
8.	737	0,60	442	737	0,85	627
Vsota F_b [kN]	3427			3427		
S_d [m/s ²]	1,81			1,81		

Preglednica 9: Vrednost potresne obremenitve za konfiguracijo polnil c)

nihajni čas [s]	c)					
	X			Y		
	0,695			0,650		
Etaža	F _{b,x} [kN]	e _{a,x} [m]	M _{a,x} [kNm]	F _{b,y} [kN]	e _{a,y} [m]	M _{a,y} [kNm]
1.	156	0,6	93	166	0,85	141
2.	311	0,6	187	333	0,85	283
3.	467	0,6	280	499	0,85	424
4.	622	0,6	373	666	0,85	566
5.	778	0,6	467	832	0,85	707
6.	934	0,6	560	998	0,85	849
7.	1089	0,6	653	1165	0,85	990
8.	1215	0,6	729	1300	0,85	1105
Vsota F _b [kN]	5572			5959		
S _d [m/s ²]	3,04			3,25		

Preglednica 10: Vrednost potresne obremenitve za konfiguracijo polnil d)

nihajni čas [s]	d)					
	X			Y		
	0,633			0,641		
Etaža	F _{b,x} [kN]	e _{a,x} [m]	M _{a,x} [kNm]	F _{b,y} [kN]	e _{a,y} [m]	M _{a,y} [kNm]
1.	243	0,6	146	236	0,85	201
2.	335	0,6	201	325	0,85	277
3.	390	0,6	234	380	0,85	323
4.	436	0,6	262	427	0,85	363
5.	474	0,6	285	466	0,85	396
6.	506	0,6	303	502	0,85	426
7.	529	0,6	317	528	0,85	449
8.	507	0,6	304	510	0,85	434
Vsota F _b [kN]	3420			3375		
S _d [m/s ²]	1,71			1,69		

Preglednica 11: Vrednost potresne obremenitve za model brez polnil

nihajni čas [s]	e)					
	X			Y		
	1,344			1,426		
Etaža	F _{b,x} [kN]	e _{a,x} [m]	M _{a,x} [kNm]	F _{b,y} [kN]	e _{a,y} [m]	M _{a,y} [kNm]
1.	58	0,6	35	52	0,85	44
2.	116	0,6	70	103	0,85	88
3.	175	0,6	105	155	0,85	132
4.	233	0,6	140	207	0,85	176
5.	291	0,6	175	259	0,85	220
6.	349	0,6	210	310	0,85	264
7.	408	0,6	245	362	0,85	308
8.	472	0,6	283	419	0,85	356
Vsota F _b [kN]	2102			1867		
S _d [m/s ²]	1,04			0,93		

4.2.2 Potresni obtežni kombinaciji

Pri potresni obtežni kombinaciji smo upoštevali vertikalno obtežbo zaradi lastne in stalne teže, ter koristne obtežbe in vodoravni vpliv potresa iz smeri X in Y. Slučajno ekscentričnost smo zajeli v torzijskem momentu $\pm M_{\text{ai}}$ v pozitivni in negativni smeri. Vpliv je zajet kot ovojnica vseh štirih možnih primerov torzijskega momenta. Tako smo določili naslednji dve obtežni kombinaciji:

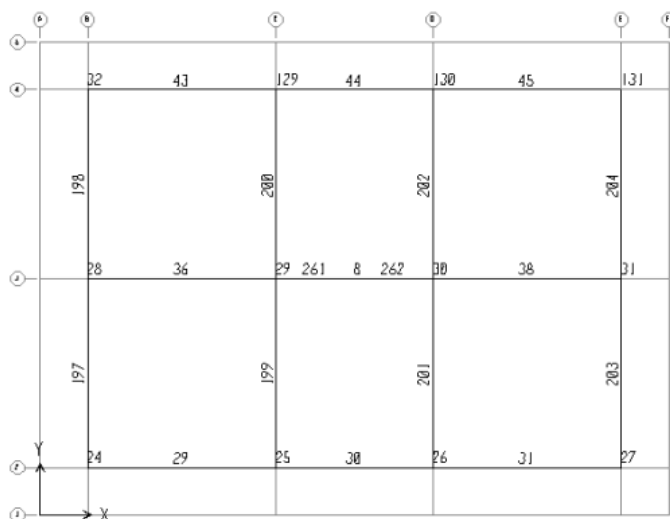
$$\text{KOMBINACIJA 1: } 1,0 * G + 0,3 * Q + 1,0 * E_x + 0,3 * E_y + M_{\text{ai}}$$

$$\text{KOMBINACIJA 2: } 1,0 * G + 0,3 * Q + 0,3 * E_x + 1,0 * E_y + M_{\text{ai}}$$

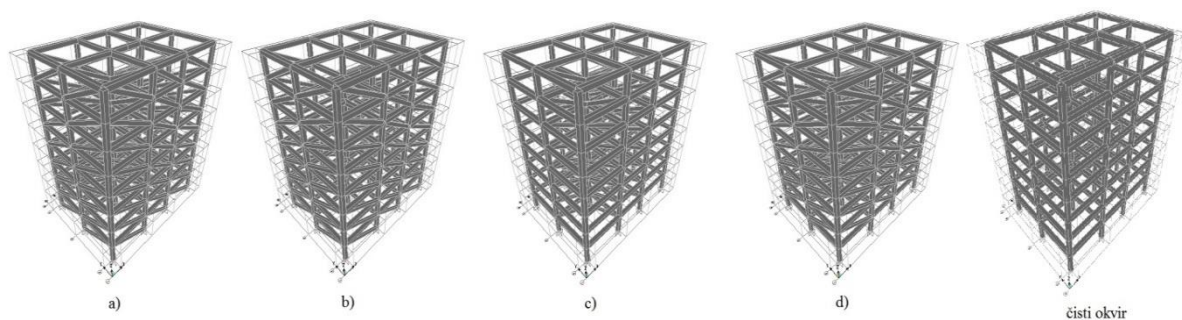
4.2.3 Računski model konstrukcije

4.2.3.1 Opis modela

Računski model smo modelirali s smernicami iz SIST EN 1998, točka 4.3.1. Tako smo upoštevali razpokanost prerezov za stebre in grede s faktorjem 0,5 za upogib in strig. Plošča je modelirana kot diafragma. Vsi elementi so modelirani kot linijski končni elementi. Polnila smo modelirali z nadomestno diagonalo po enačbi (11), ter ji reducirali togost po enačbi (12), ki je tlačno obremenjena. Vsi računski modeli so prikazani na slikah 15, 16:



Slika 15: Tloris računskega modela z označbo elementov



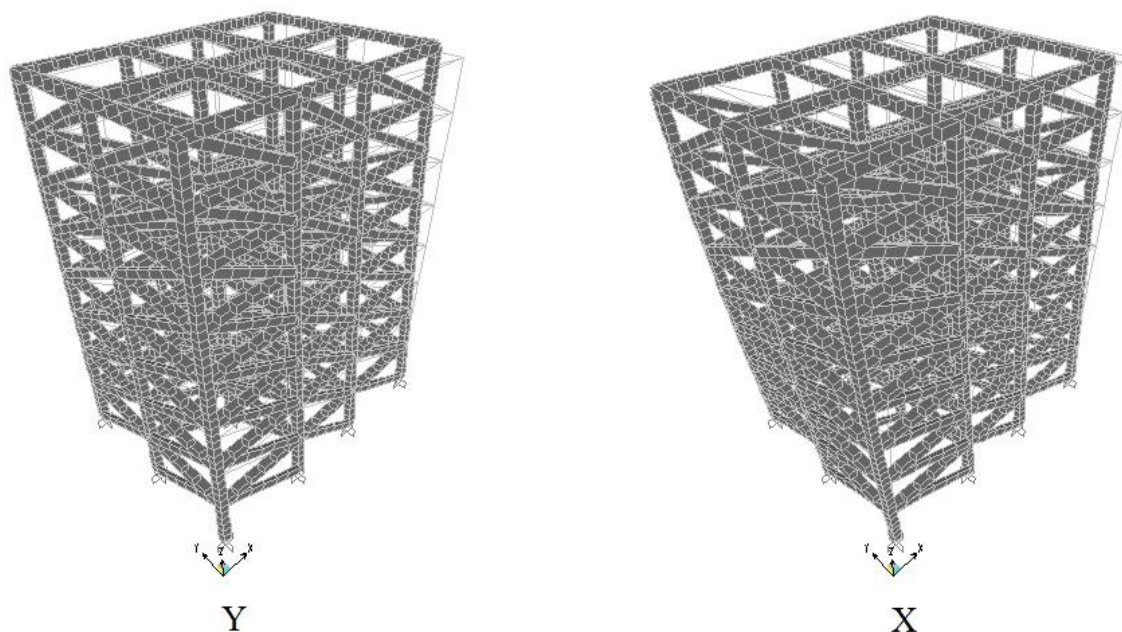
Slika 16: Računski modeli za vse primere konfiguracije polnil

4.2.3.2 Nihajne oblike

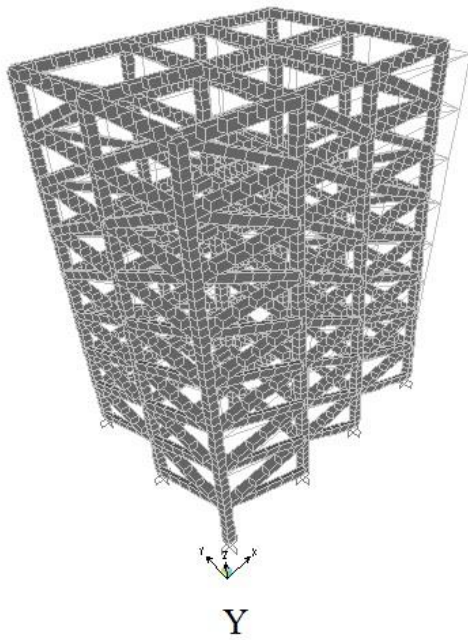
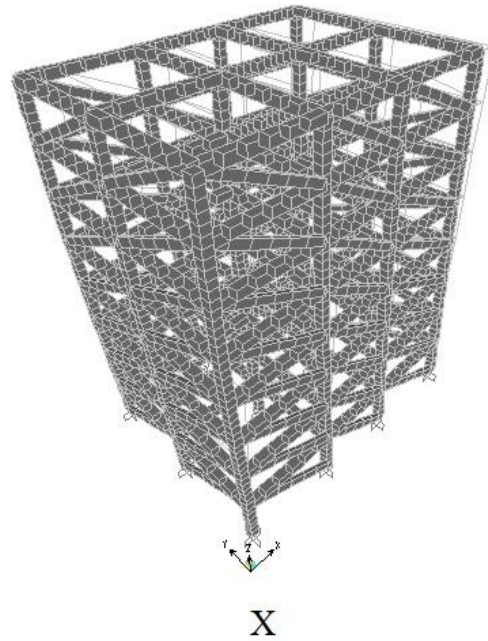
Nihajne oblike imamo izračunane za dve smeri X in Y po modalni analizi s pomočjo programa. Nihajni časi pa so izračunani po Rayleighevi enačbi (21). Primeri nihajnih oblik in pripadajoči nihajni časi so prikazani na slikah 17, 18, 19, 20, 21:

1. Nihajna oblika $T_y = 0,481s$

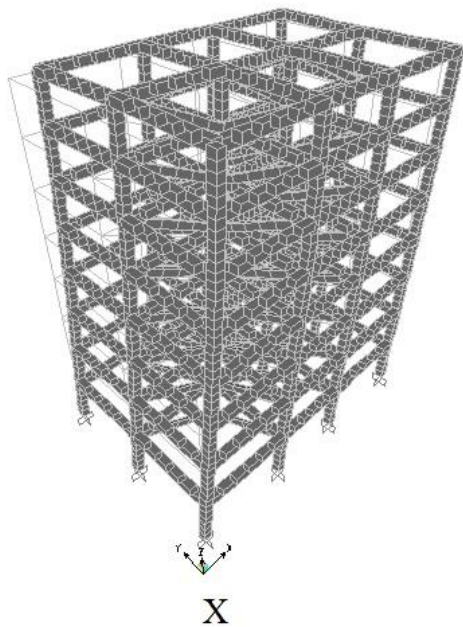
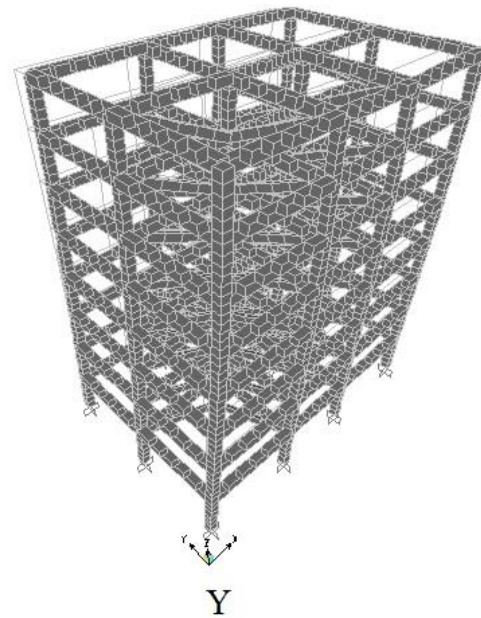
2. Nihajna oblika $T_x = 0,472s$



Slika 17: Nihajni obliki primer a)

1. Nihajna oblika $T_y = 0,595s$ 2. Nihajna oblika $T_x = 0,548s$ 

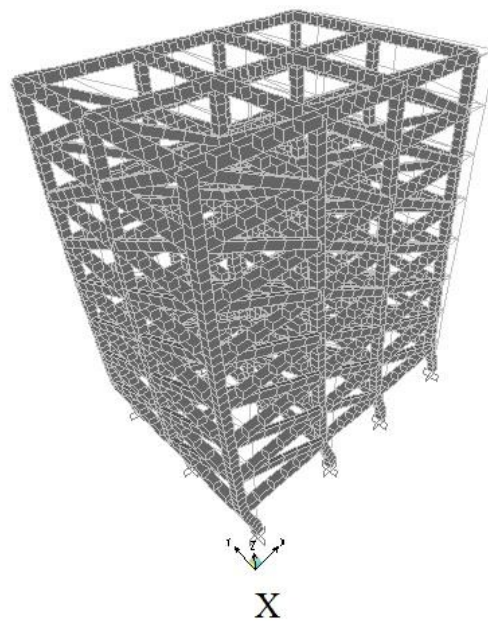
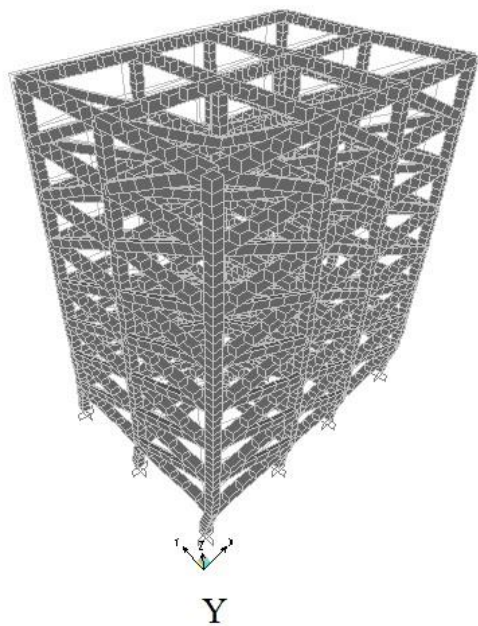
Slika 18: Nihajni obliki za primer b)

1. Nihajna oblika $T_x = 0,695s$ 2. Nihajna oblika $T_y = 0,650s$ 

Slika 19: Nihajni obliki za primer c)

1. Nihajna oblika $T_y = 0,641s$

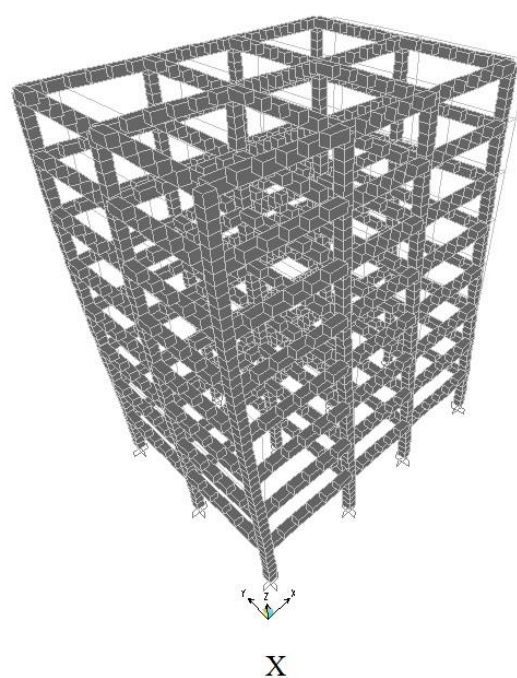
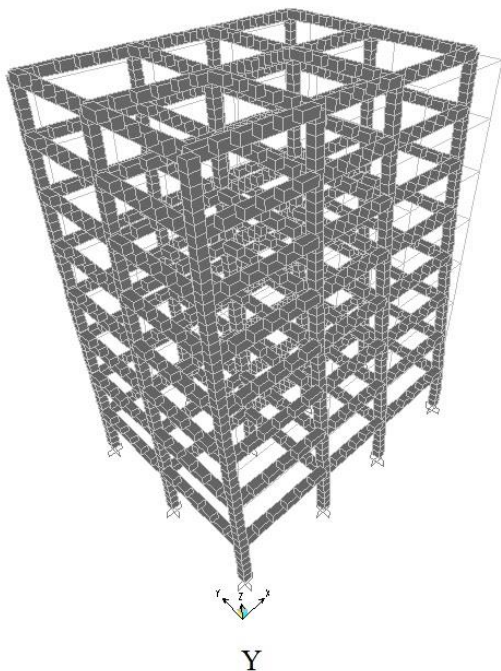
2. Nihajna oblika $T_x = 0,633s$



Slika 20: Nihajni obliki za primer d)

1. Nihajna oblika $T_y = 1,426s$

2. Nihajna oblika $T_x = 1,344s$



Slika 21: Nihajni obliki za primer čistega okvirja

Nihajne oblike so odvisne od mase v posamezni etaži, ter togosti v obravnavani smeri. Iz zgornjih rezultatov vidimo, da so nihajni časi v Y smeri večinoma večji od nihajnih časov v X smeri. Če

analiziramo razporeditev polnil vidimo, da v primerih, ko imamo večji nihajni čas v Y smeri, imamo v X smeri tudi več polnil in s tem tudi višjo togost sistema, kar nam posledično manjša nihajni čas v tej smeri. V primeru c), kjer imamo polnila samo na sredini, smo pričakovali, da bo ena izmed prvih nihajnih oblik torzijska, vendar zaradi same metode horizontalnih sil tega ne moremo izračunati, zato smo za primer c) izvedli kontrolo torzijske podajnosti konstrukcije po SIST EN 1998-1-1: 2005, točka 4.2.3.2. Naš izbran računski model ima središče togosti in središče mas v enaki točki, zato je pogoj po enačbi (33) izpolnjen. Pogoj po enačbi (34) je potrebno računsko preveriti. Oba omenjena pogoja sta naslednja:

$$e_{ox} \leq 0,30 * r_x \quad (33)$$

$$r_x \geq l_s \quad (34)$$

kjer so:

- e_{ox} razdalja med središčem togosti in masnim središčem, merjena v smeri x, ki je pravokotna na smer analize,
- r_x kvadratni koren razmerja med torzijsko in translacijsko togostjo v smeri y (»torzijski polmer«),
- l_s vztrajnostni polmer mase etaže (koncentrirane v višini stropa), ki ga za vsako etažo določimo kot kvadratni koren razmerja masnega vztrajnostnega momenta etaže glede na masno središče in mase etaže.

Torzijski polmer dobimo po enačbah (35), (36), kjer so $R_Z(M_T)$, $U_X(F_{TX})$, $U_Y(F_{TY})$, K_M , K_{TX} , K_{TY} rotacija etaže zaradi momenta M_T , pomik etaže zaradi sile F_{TX} v X smeri, pomik etaže zaradi sile F_{TY} v Y smeri, ki delujejo v togostnem središču etaže T, in K_M torzijska togost ter K_{TX} in K_{TY} translacijski togosti.

$$r_x = \sqrt{\frac{K_M}{K_{FY}}}, \quad r_y = \sqrt{\frac{K_M}{K_{FX}}} \quad (35)$$

$$K_M = \frac{M_T}{R_Z(M_T)}, \quad K_{FX} = \frac{F_{TX}}{U_X(F_{TX})}, \quad K_{FY} = \frac{F_{TY}}{U_Y(F_{TY})}. \quad (36)$$

Vztrajnostni polmer l_s lahko za naš primer izračunamo po enačbi (37), saj imamo pravokotni tloris s stranicami l in b in maso enakomerno porazdeljeno in zato velja:

$$l_s = \sqrt{\frac{(l^2 + b^2)}{12}} \quad (37)$$

Vrednosti torzijske in translacijske togosti ter oba torzijska polmera in vztrajnostni polmer so prikazani v preglednici 12:

Preglednica 12: Izračunane vrednosti za določitev torzijske podajnosti konstrukcije

K_M [kNm/rad]	K_{FX} [kN/m]	K_{FY} [kN/m]	r_x [m]	r_y [m]	l_s [m]
1901141	74828	83633	4,77	5,04	7,22

Iz računov lahko vidimo, da je konstrukcija torzijsko podajna, saj pogoj (34) ni izpolnjen, zato moramo omejiti velikost faktorja obnašanja na $q = 2,0$, kot je zahtevano po SIST EN 1998. Ta omejitev ima določene posledice, in sicer so se nam povečale potresne sile in s tem tudi vse notranje statične količine.

4.2.3.3 Pomiki konstrukcije

Za podane obtežne primere in konfiguracije polnil smo s pomočjo metode horizontalnih sil in programa izračunali absolutne pomike etaž za masno središče in desno robno točko na sredini okvirja. Pomike smo pomnožili s faktorjem obnašanja q , da smo dobili dejanske absolutne pomike po etažah za obtežno kombinacijo 1. Za obtežno kombinacijo 2 dobimo primerljive rezultate, le da prevladujejo pomiki v Y smeri. Nato smo določili relativne pomike po etažah in še preverili pogoj po enačbi (26) za omejitev poškodb. Pomiki za posamezno konfiguracijo polnil so prikazani v preglednicah 13, 14, 15, 16, 17.

Preglednica 13: Relativni pomiki etaž in kontrola omejitve poškodb za konstrukcijo a)

Etaža	Relativni pomiki				Kontrola MSU				
	Masno središče		Robna točka		Masno središče		Robna točka		kontrola
	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	
1	0,0067	0,0013	0,0067	0,0019	0,0034	0,0007	0,0034	0,0010	0,014
2	0,0076	0,0017	0,0076	0,0023	0,0038	0,0009	0,0038	0,0012	0,014
3	0,0078	0,0019	0,0078	0,0026	0,0039	0,0009	0,0039	0,0013	0,014
4	0,0074	0,0019	0,0074	0,0026	0,0037	0,0010	0,0037	0,0013	0,014
5	0,0068	0,0019	0,0068	0,0025	0,0034	0,0009	0,0034	0,0012	0,014
6	0,0058	0,0017	0,0058	0,0022	0,0029	0,0009	0,0029	0,0011	0,014
7	0,0046	0,0015	0,0046	0,0018	0,0023	0,0007	0,0023	0,0009	0,014
8	0,0032	0,0011	0,0032	0,0014	0,0016	0,0006	0,0016	0,0007	0,014

Preglednica 14: Relativni pomiki etaž in kontrola omejitve poškodb za konstrukcijo b)

Etaža	Relativni pomiki				Kontrola MSU				
	Masno središče		Robna točka		Masno središče		Robna točka		kontrola
	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	
1	0,0095	0,0026	0,0095	0,0032	0,0047	0,0013	0,0047	0,0016	0,014
2	0,0110	0,0033	0,0110	0,0039	0,0055	0,0016	0,0055	0,0020	0,014
3	0,0110	0,0035	0,0110	0,0041	0,0055	0,0017	0,0055	0,0021	0,014
4	0,0104	0,0034	0,0104	0,0041	0,0052	0,0017	0,0052	0,0020	0,014
5	0,0094	0,0032	0,0094	0,0038	0,0047	0,0016	0,0047	0,0019	0,014
6	0,0079	0,0028	0,0079	0,0033	0,0040	0,0014	0,0040	0,0017	0,014
7	0,0062	0,0023	0,0062	0,0027	0,0031	0,0012	0,0031	0,0014	0,014
8	0,0041	0,0017	0,0041	0,0020	0,0020	0,0009	0,0020	0,0010	0,014

Preglednica 15: Relativni pomiki etaž in kontrola omejitve poškodb za konstrukcijo c)

Etaža	Relativni pomiki				Kontrola MSU				
	Masno središče		Robna točka		Masno središče		Robna točka		kontrola
	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	
1	0,0132	0,0034	0,0132	0,0070	0,0066	0,0017	0,0066	0,0035	0,014
2	0,0162	0,0042	0,0162	0,0091	0,0081	0,0021	0,0081	0,0046	0,014
3	0,0160	0,0042	0,0160	0,0093	0,0080	0,0021	0,0080	0,0047	0,014
4	0,0151	0,0040	0,0151	0,0090	0,0075	0,0020	0,0075	0,0045	0,014
5	0,0136	0,0037	0,0136	0,0081	0,0068	0,0019	0,0068	0,0041	0,014
6	0,0115	0,0033	0,0115	0,0069	0,0058	0,0016	0,0058	0,0035	0,014
7	0,0089	0,0026	0,0089	0,0054	0,0045	0,0013	0,0045	0,0027	0,014
8	0,0059	0,0019	0,0059	0,0036	0,0030	0,0010	0,0030	0,0018	0,014

Preglednica 16: Relativni pomiki etaž in kontrola omejitve poškodb za konstrukcijo d)

Etaža	Relativni pomiki				Kontrola MSU				
	Masno središče		Robna točka		Masno središče		Robna točka		kontrola
	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	
1	0,0334	0,0099	0,0334	0,0137	0,0167	0,0049	0,0167	0,0069	0,014
2	0,0085	0,0020	0,0085	0,0028	0,0042	0,0010	0,0042	0,0014	0,014
3	0,0067	0,0015	0,0067	0,0023	0,0034	0,0008	0,0034	0,0011	0,014
4	0,0059	0,0014	0,0059	0,0020	0,0029	0,0007	0,0029	0,0010	0,014
5	0,0051	0,0013	0,0051	0,0018	0,0025	0,0006	0,0025	0,0009	0,014
6	0,0042	0,0011	0,0042	0,0016	0,0021	0,0006	0,0021	0,0008	0,014
7	0,0032	0,0009	0,0032	0,0013	0,0016	0,0005	0,0016	0,0006	0,014
8	0,0022	0,0007	0,0022	0,0009	0,0011	0,0004	0,0011	0,0005	0,014

Preglednica 17: Relativni pomiki etaž in kontrola omejitve poškodb za konstrukcijo brez polnil

Etaža	Relativni pomiki				Kontrola MSU				
	Masno središče		Robna točka		Masno središče		Robna točka		kontrola
	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	
1	0,0328	0,0094	0,0328	0,0126	0,0164	0,0047	0,0164	0,0063	0,014
2	0,0515	0,0153	0,0515	0,0201	0,0258	0,0077	0,0258	0,0101	0,014
3	0,0518	0,0156	0,0518	0,0204	0,0259	0,0078	0,0259	0,0102	0,014
4	0,0477	0,0145	0,0477	0,0188	0,0238	0,0072	0,0238	0,0094	0,014
5	0,0415	0,0126	0,0415	0,0164	0,0208	0,0063	0,0208	0,0082	0,014
6	0,0337	0,0103	0,0337	0,0133	0,0168	0,0051	0,0168	0,0067	0,014
7	0,0244	0,0075	0,0244	0,0096	0,0122	0,0037	0,0122	0,0048	0,014
8	0,0143	0,0045	0,0143	0,0057	0,0071	0,0022	0,0071	0,0029	0,014

Iz analize pomikov lahko povzamemo, da polnila v okvirni konstrukciji bistveno zmanjšajo pomike v etažah, lahko so tudi do 4x manjši. Pomiki so največji pri čistem okviru, kar je bilo tudi za pričakovati, saj je tak sistem bistveno bolj podajen kot pa sistem s polnil. Najmanjši pomiki se izvršijo pri primeru a), saj ima ta največjo količino polnil in tako tudi največjo togost od vseh obravnavanih primerov, največji pa v primeru c), kjer imamo največjo obremenitev. Pri primeru d) opazimo, da je pomik prve etaže bistveno večji od ostalih pomikov, kar nakazuje na primer mehke etaže. Rezultati nam pokažejo

tudi, da konstrukcija brez polnil ne izpolnjuje pogoja (26), če pa vsebuje polnila, je pa ta pogoj izpolnjen za vsak primer konfiguracije polnil razen d), kjer imamo mehko etažo. Pomiki v Y smeri v točki na robu konstrukcije nam nakazujejo velikost zasukov, in sicer opazimo, da je največja razlika med pomikoma v masnem središču in robni točki pri primeru c), kjer je pomik 2x večji, kar nam potrjuje, da je konstrukcija torzijsko podajna. Enake rezultate dobimo tudi, če primerjamo zasuke etaž okoli osi Z (Preglednica 18), kjer se zopet največji zasuk konstrukcije zgodi pri primeru c). Najmanjši zasuk po etažah je prisoten v primerih a) in b), kjer imamo polnilo na zunanjih straneh, kar lahko smatramo kot boljša porazdelitev polnil v primeru torzijske obremenitve. Iz slednjih primerov lahko opazimo, da polnila v notranjosti konstrukcije pri zasuku okoli z osi bistveno ne sodelujejo, kar nam zopet nakazuje, da pri torzijski obremenitvi notranja polnila konstrukciji ne nudijo dodatne odpornosti. Velikost zasukov glede na čisti okvir je tudi do 5x manjša pri primerih a) in b). Za primer d), kjer se pojavi mehka etaža, opazimo, da se tudi zasuk skoncentrira v prvi etaži in nato počasi večja do zgornje etaže. Če primerjamo prvo ter zadnjo etažo a) in d) primera vidimo, da je razlika zasukov več kot 5x večja v prvi etaži, v zadnji etaži pa se ta razlika občutno zmanjša, saj znaša samo še 15 %.

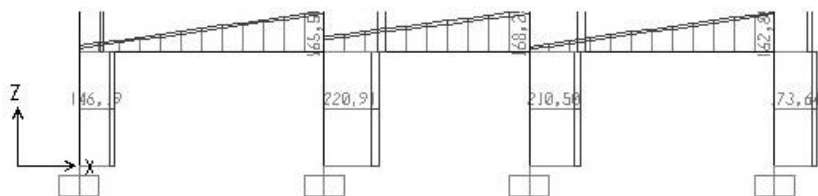
Preglednica 18: Zasuki etaž za vse primere konfiguracije polnil in obeh obtežnih kombinacijah

		Čisti okvir	a)	b)	c)	d)
Etaža	Obtežba	Radianov	Radianov	Radianov	Radianov	Radianov
1	Kombinacija1	0,00037	0,00007	0,00007	0,00043	0,00048
1	Kombinacija2	0,00037	0,00011	0,00011	0,00044	0,00036
2	Kombinacija1	0,00092	0,00014	0,00014	0,00102	0,00059
2	Kombinacija2	0,00092	0,00025	0,00024	0,00109	0,00047
3	Kombinacija1	0,00148	0,00022	0,00023	0,00162	0,00067
3	Kombinacija2	0,00148	0,00036	0,00035	0,00172	0,00055
4	Kombinacija1	0,00199	0,00030	0,00030	0,00220	0,00073
4	Kombinacija2	0,00199	0,00046	0,00044	0,00230	0,00062
5	Kombinacija1	0,00244	0,00037	0,00037	0,00271	0,00078
5	Kombinacija2	0,00244	0,00055	0,00053	0,00280	0,00068
6	Kombinacija1	0,00279	0,00043	0,00043	0,00314	0,00083
6	Kombinacija2	0,00279	0,00061	0,00059	0,00321	0,00073
7	Kombinacija1	0,00305	0,00047	0,00048	0,00346	0,00086
7	Kombinacija2	0,00305	0,00066	0,00063	0,00350	0,00076
8	Kombinacija1	0,00319	0,00050	0,00051	0,00366	0,00088
8	Kombinacija2	0,00319	0,00068	0,00066	0,00368	0,00078

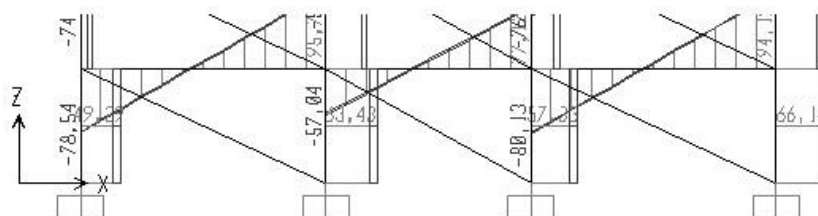
4.2.3.4 Notranje statične količine

Zaradi polnil pričakujemo drugačne sile v stebrih, kot so v primeru čiste okvirne konstrukcije. Preverili smo vzdolžne prereze konstrukcije, ki vsebujejo polnila in enake prereze osnovne konstrukcije brez polnil. Pri prečnih silah opazimo, da polnila prevzamejo večino obremenitev in tako se prečne sile v stebrih ne povečajo ampak se zmanjšajo (Slika 22), vendar je treba poudariti, da so

prečne sile v stebrih podcenjene zaradi poenostavljenega modela polnila. V primeru d), kjer imamo mehko etažo, pa opazimo skok prečnih sil v stebrih (Slika 23). Iz konfiguracije polnil d) lahko povzamemo, da pri kakršnikoli nezveznosti po višini lahko na tej etaži povzročimo koncentracijo obremenitev, kar je pa na splošno zelo neugodno in se temu izognemo, če je le mogoče.

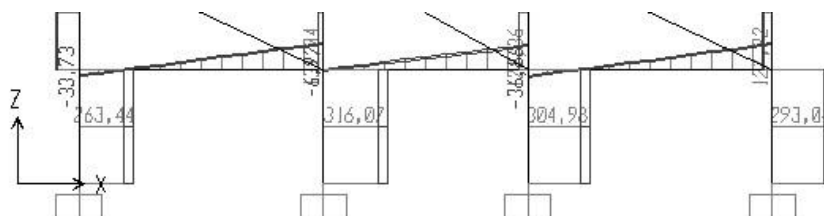


čisti okvir

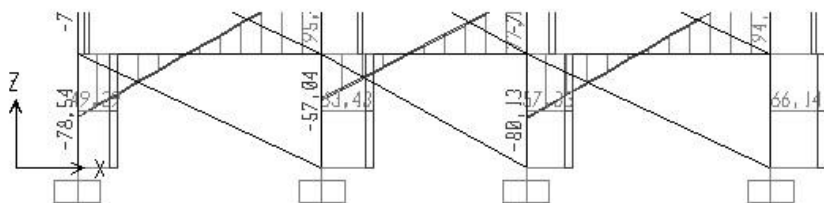


primer a)

Slika 22: Razlike med prečnimi silami v stebrih za prvo etažo med čistim okvirom in primerom a)



primer d)



primer a)

Slika 23: Primer mehke etaže

5 Zaključek

Obravnavali smo primer osem-etažne armiranobetonske okvirne konstrukcije s polnili in jo primerjali z okvirno konstrukcijo enakih dimenzij. Polnila smo modelirali s pomočjo tlačne diagonale, katere karakteristike so bile odvisne od izbranega tipa opeka. Upoštevali smo tudi možnost odprtih v polnilih, ki omogočajo dostop dnevne svetlobe v objekt in prehodnost med posameznimi predeli stavbe. Za računanje smo uporabili program SAP 2000 v 14.0. V okviru diplomske naloge smo ugotavljali, kako različna razporeditev polnil vpliva na potresne karakteristike stavbe, kot so nihajni časi, etažni pomiki, potresne sile in notranje statične količine. Definirali smo štiri primere konfiguracije polnila in konstrukcijo brez polnil ter rezultate med sabo primerjali.

Iz rezultatov analize je razvidno, da polnila bistveno vplivajo na obnašanje konstrukcije med delovanjem potresa. Nihajni časi konstrukcij s polnili se med seboj ne razlikujejo za veliko. V primeru a) je nihajni čas najmanjši in je približno 3x manjši od nihajnega časa čiste okvirne konstrukcije. Ostali nihajni časi so za 20-30 % večji od nihajnega časa primera a). Takšno dokaj majhno razliko pripisujemo dejstvu, da imamo približno enako razporeditev polnil po odprtinah med samimi primeri, saj so povsod zapolnjena do vrha. Vpliv polnil je še najbolje prikazan pri pomikih konstrukcije. Osnovna konstrukcija brez polnil se močno deformira, kar je v skladu, da so okvirni sistemi zelo podajne konstrukcije in pred poružitvijo doživijo velike deformacije. Polnila te pomike bistveno zmanjšajo, celo do 4x. Med samimi konstrukcijami s polnili je največji pomik izmerjen pri primeru c), kjer imamo tudi največjo potresno obremenitev. V primeru mehke etaže lahko ugotovimo, da se skoraj polovica celotnega pomika konstrukcije izvrši v prvi etaži, vse naslednje etaže se relativno malo premaknejo. Tukaj bi lahko izpostavili negativni vpliv polnil, saj so izračuni pokazali, da so se v primeru mehke etaže prečne sile povečale. V primeru c) pa so polnila povzročila, da je konstrukcija torzijsko podajna, zaradi česar smo zmanjšali koeficient obnašanja in tako so se sile bistveno povečale. Tak primer konfiguracije polnil bi bil pri enakem potresnem stanju bistveno bolj obremenjen kot ostali primeri. Torzijska podajnost se kaže tudi v velikosti zasukov etaž, ki so tudi za 100 % večji ter razliki pomikov v Y smeri za dve točki plošče. Potrebno je poudariti, da model z eno tlačno diagonalo ne omogoča določitve vplivov polnila na steber, poleg tega pa v linearno elastični analizi ni mogoče izključiti nategov v diagonalah. V primeru diplomske naloge smo kljub temu izbrali tak model, saj smo analizirali le vplive polnil na parametre, kot so nihajni čas, pomiki, potresne sile, nismo pa dimenzionirali samih elementov. Za slednje bi bilo potrebno uvesti bolj primerne modele ali pa na približen način določiti lokalni vpliv polnila na steber.

Na podlagi opravljene analize lahko zaključimo, da polnila s svojo togostjo bistveno vplivajo na potresne zahteve in da bi bilo njihovo neupoštevanje nesmotrno, saj imajo tako koristne kot tudi nekoristne učinke na samo konstrukcijo. Dodajajo togost sistemu, zmanjšujejo pomik in nihajne čase,

vendar pa tudi lahko povzročijo koncentracijo obremenitev in splošno vplivajo na obnašanje konstrukcije med delovanjem potresa.

Viri

Asteris, P. G., Antoniou, S. T., Sophianopoulos, D. S., Chrysostomou, C. Z. 2011. Mathematical macromodeling of infilled frames: state of the art. *Journal of structural engineering* 12, 1508–1517. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000384

Beg, D., Pogačnik, A. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: pogl. 0, 1, 6, 8.

Celarec, D., Dolšek, M. 2012. Practice-oriented probabilistic seismic performance assessment of infilled frames with consideration of shear failure of columns. *Earthquake engineering & structural dynamics* 42, 1339–1360. DOI: 10.1002/eqe.2275

Computers and Structures, Inc. 1978-2008. SAP2000 v 14.0. Berkeley. University of Berkeley.

Dolšek, M. 2011. Uvod v gradbeništvo – Varna gradnja. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (neobjavljeno študijsko gradivo).

Dolšek, M., Fajfar, P. 2008. The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame – a deterministic assessment. *ScienceDirect* 30: str. 1991–2001.

Fajfar, P. 2011. Osnove potresnega inženirstva – Potresno inženirstvo. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (neobjavljeno študijsko gradivo)

Jan, M. 2010. Vpliv opečnih polnil na obnašanje armiranobetonskih okvirov. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Jan): 131 f.

Tomaževič, M. 2009. Potresno odporne zidane stavbe. Ljubljana. Tehnis: 290 str.

Zupančič, M. 2011. Projektiranje osem-etažnega armiranobetonskega okvira za srednjo stopnjo duktilnosti. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Zupančič): 117 f.

Standardi:

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

SIST EN 1996-1-1: 2006. Evrokod 6 – Projektiranje zidanih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje.

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

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