

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Jurij Jančar

Analiza možnosti nadgradnje obstoječih stavb s stališča potresne odpornosti

Diplomska naloga št.: 3040

Mentor:

prof. dr. Roko Žarnić

Somentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Ljubljana, 24. 11. 2008

Za pomoč, vodenje in predvsem dobro ter produktivno sodelovanje pri nastajanju diplomske naloge iskreno hvala asist. dr. Brunu Dujiču.

Hvala tudi somentorju doc. dr. Matjažu Dolšku in mentorju prof. dr. Roku Žarniću.

Iskreno hvala mami Franji, očetu Bogdanu, sestri Ajdi, babicama ter dedkoma, ki so mi vsa leta šolanja stali ob strani in verjeli vame.

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **JURIJ JANČAR** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
**»ANALIZA MOŽNOSTI NADGRADNJE OBSTOJEČIH STAVB S STALIŠČA
POTRESNE ODPORNOSTI«.**

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam za potrebe elektronske separatorke FGG.

Ljubljana, 6.11.2008

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

- UDK:** 624.042.7:69.059.3(043.2)
- Avtor:** Jurij Jančar
- Mentor:** izr. prof. dr. Roko Žarnić
- Somentor:** doc. dr. Matjaž Dolšek
- Nasov:** Analiza možnosti nadgradnje obstoječih stavb s stališča potresne odpornosti
- Obseg in oprema:** 86 str., 37 pregl., 73 sl.
- Ključne besede:** obstoječa konstrukcija, nadzidava, upravičenost nadgradnje, različni sistemi nadzidkov, potresna analiza, interakcije odzivov, amplifikacija pomikov in pospeškov

Izvleček

Predstavljeno diplomsko delo obravnava aktualno tematiko nadgradnje obstoječih objektov. Predstavljeni so argumenti, zakaj je omenjeni poseg smiseln ter finančno upravičen. Prikazani so tudi nekateri praktični primeri nadgrajenih obstoječih objektov, ki so že bili realizirani ali pa bodo v kratkem. Diplomsko delo obravnava možnosti poenostavljene potresne analize, z različnim upoštevanjem vpliva nadgradnje. Hkrati podaja poenostavitve in poudarja napake, ki se lahko ob tem pojavijo. V drugem delu diplome so na izmišljeni 3-etažni armiranobetonski stavbi modelirani različni tipi nadgradnj, kot so nadzidek iz križno lepljenih lesenih KLH plošč, jeklen nadzidek ter kombiniran jekleno-lesen nadzidek. Za vse tipe nadgrajenih konstrukcij je bila narejena tako modalna analiza kakor tudi elastična dinamična analiza konstrukcije na osnovi podanega akcelerograma. Za vse primere so bili obravnavani tudi vplivi nadgradnje na obstoječo stavbo. Na koncu smo podali preglednici, ki prikazujeta primerjavo vseh obravnavanih konstrukcij z različnimi tipi nadgrajenij, v katerih smo izpostavili določene probleme, ki se lahko v posameznih primerih pojavijo.

BIBLIOGRAFIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.042.7:69.059.3(043.2)
AUTHOR: Jurij Jančar
Supervisor: Assoc. Prof. Dr. Roko Žarnić
Co-supervisor: Assist. Prof. Dr. Matjaž Dolšek
Title: Analysis of possibilities of adding stories to the existing buildings regarding their earthquake resistance
Notes: 86 p., 37 tab., 73 fig.
Key words: existent construction, pinnacle construction, justification of pinnacle construction, various systems of pinnacle construction, earthquake analysis, interaction of responses, amplification of displacements and accelerations

Abstract

Presented degree work deals with the current themes of adding stories to the existing buildings. Arguments that are presented in this document explain the financial justification of the intervention. Some examples of the existing buildings to which the pinnacle construction had been added, are presented in this degree work. Some of them have already been accomplished or are about to be. The degree work studies the possibilities of simplification of the earthquake analysis with different impact of the pinnacle construction on the existing building. It also brings out the simplification and stresses the mistakes, which may appear during the earthquake analysis with the simplified model. In the second part of the degree different types of pinnacle constructions, such as construction made of cross laminated wooden panels of KLH system, steel framed and combined steel-wooden pinnacle construction, were added to the existing building, which has been constructed for the purpose of this degree. Modal analysis and elastic dynamic analysis were made for all types of newly formed constructions and also affects of the pinnacle construction on the existing building were observed. Two tables which compare different types of pinnacle constructions and bring out the possible problems were added at the end of the degree.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD.....	1
2	ZAKAJ NADGRADITI OBSTOJEČI OBJEKT.....	4
3	NADGRADNJE V PRAKSI.....	6
3.1	Nadgradnje z lesenimi nadzidki.....	6
3.2	Nadgradnje z jeklenimi nadzidki.....	8
4	RAZMISLEK O RAČUNSKIH POSTOPKIH.....	10
4.1	Analiza obstoječe konstrukcije	12
4.1.1	Geometrija in zgradba konstrukcije:.....	12
4.1.2	Obtežbe in mase	13
4.1.3	Potresna obremenitev in metoda računa	14
4.1.4	Rezultati modalne analize	15
4.1.5	Rezultati časovnega odziva konstrukcije	18
4.2	Analiza obstoječe konstrukcije z dodano maso na vrhnji etaži	20
4.2.1	Obtežba in mase	20
4.2.2	Rezultati modalne analize	21
4.3	Analiza obstoječe konstrukcije z dodano maso v težišču nadzidane konstrukcije	23
4.3.1	Rezultati modalne analize	24
4.4	Primerjava računskih modelov.....	26
4.4.1	Komentar rezultatov	31
5	MOŽNI KONSTRUKCIJSKI SISTEMI NADGRADNJE.....	33
5.1	Konstrukcija z lesnim nadzidkom	33
5.1.1	Prednosti lesenega konstrukcijskega sistema nadgradnje	33
5.1.2	Geometrija in zgradba konstrukcije	34

5.1.3	Potresna obremenitev in metode računa	35
5.1.4	Rezultati modalne analize KLH nadzidka	37
5.1.5	Rezultati modalne analize konstrukcije z lesenim KLH nadzidkom.....	39
5.1.6	Rezultati časovnega odziva konstrukcije.....	42
5.1.7	Vpliv nadzidka na obstoječo konstrukcijo	44
5.1.8	Primerjava rezultatov	46
5.1.9	Komentar rezultatov	51
5.2	Konstrukcija z jeklenim nadzidkom.....	52
5.2.1	Prednosti jeklenega sistema nadgradnje	52
5.2.2	Geometrija in zgradba konstrukcije.....	53
5.2.3	Obtežbe in mase	54
5.2.4	Potresna obremenitev in metoda računa.....	56
5.2.5	Rezultati modalne analize jeklenega nadzidka	57
5.2.6	Rezultati modalne analize celotnega objekta	58
5.2.7	Rezultati časovnega odziva konstrukcije.....	61
5.2.8	Vpliv nadzidka na obstoječo konstrukcijo	63
5.3	Konstrukcija z jekleno-lesnim nadzidkom	65
5.3.1	Prednosti jekleno-lesnega sistema nadgradnje	65
5.3.2	Geometrija in zgradba konstrukcije.....	65
5.3.3	Potresna obremenitev in metode računa	66
5.3.4	Rezultati modalne analize jekleno-lesnega nadzidka	68
5.3.5	Rezultati modalne analize celotnega objekta	69
5.3.6	Rezultati časovnega odziva konstrukcije.....	72
5.3.7	Vpliv nadzidka na obstoječo konstrukcijo	74
5.4	Primerjava vplivov na konstrukcijo glede na izbrani nadzidek	76
6	DOLOČILA STANDARDA	79
6.1	Dovoljene analize	79
6.2	Faktor obnašanja konstrukcije	80
7	ZAKLJUČEK	82

XIV Jančar J. 2008. Analiza možnosti nadgradnje obstoječih zgradb s stališča potresne odpornosti.
Dipl. nal. – UNI, Ljubljana, UL, FGG, Odd. za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.

VIRI **85**

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Nihajni časi, frekvence in faktorji participacije efektivne mase za osnovno konstrukcijo	15
Preglednica 2: Potresne sile in prevrtni momenti osnovne konstrukcije	16
Preglednica 3: Pomiki in relativni pospeški osnovne konstrukcije.....	17
Preglednica 4: Pomiki osnovne konstrukcija na podlagi akceleroگرامа	18
Preglednica 5: Nihajni časi, frekvence in faktorji participacije efektivne mase modela z dodano maso na vrhnji etaži.....	21
Preglednica 6: Potresne sile in prevrtni momenti modela z dodano maso na vrhnji etaži	22
Preglednica 7: Pomiki in relativni pospeški modela z dodano maso na vrhnji etaži	22
Preglednica 8: Nihajni časi, frekvence in faktorji participacije efektivne mase modela z dodano maso na ekscentru.....	24
Preglednica 9: Potresne sile in prevrtni momenti modela z dodano maso na ekscentru	25
Preglednica 10: Pomiki in relativni pospeški modela z dodano maso na ekscentru	25
Preglednica 11: Primerjava nihajnih časov in faktorjev participacije efektivne mase za poenostavljene računske modele	26
Preglednica 12: Primerjava potresnih sil in prevrtnih momentov za poenostavljene računske modele	27
Preglednica 13: Nihajni časi, frekvence in faktorji participacije efektivne mase lesenega nadzidka	37
Preglednica 14: Potresne sile in prevrtni momenti lesenega nadzidka	38
Preglednica 15: Pomiki in relativni pospeški lesenega KLH nadzidka	38
Preglednica 16: Nihajni časi, frekvence in faktorji participacije efektivne mase konstrukcije z lesenim KLH nadzidkom.....	39
Preglednica 17: Potresne sile in prevrtni momenti konstrukcije z lesenim KLH nadzidkom	39
Preglednica 18: Pomiki in relativni pospeški konstrukcije z lesenim KLH nadzidkom..	40

Preglednica 19: Pomiki osnovne konstrukcije z lesenim KLH nadzidkom na podlagi akcelerograma	42
Preglednica 20: Primerjava nihajnih časov	46
Preglednica 21: Primerjava rezultatov poenostavljenih računskih modelov	51
Preglednica 22: Nihajni časi, frekvence in faktorji participacije efektivne mase jeklenega nadzidka	57
Preglednica 23: Potresne sile in prevrtni momenti jeklenega nadzidka	58
Preglednica 24: Pomiki in relativni pospeški konstrukcije z jeklenim nadzidkom	58
Preglednica 25: Nihajni časi, frekvence in faktorji participacije efektivne mase osnovne konstrukcije z jeklenim nadzidkom	58
Preglednica 26: Potresne sile in prevrtni momenti osnovne konstrukcije z jeklenim nadzidkom	59
Preglednica 27: Pomiki in relativni pospeški osnovne konstrukcije z jeklenim nadzidkom	60
Preglednica 28: Pomiki osnovne konstrukcije z jeklenim nadzidkom na podlagi akcelerograma	61
Preglednica 29: Nihajni časi, frekvence in faktorji participacije efektivne mase konstrukcije z jekleno-lesnim nadzidkom	68
Preglednica 30: Potresne sile in prevrtni momenti konstrukcije z jekleno-lesnim nadzidkom	69
Preglednica 31: Pomiki in relativni pospeški jekleno-lesnega nadzidka	69
Preglednica 32: Nihajni časi, frekvence in faktorji participacije efektivne mase osnovne konstrukcije z jekleno-lesnim nadzidkom	69
Preglednica 33: Potresne sile in prevrtni momenti osnovne konstrukcije z jekleno-lesnim nadzidkom	70
Preglednica 34: Pomiki in relativni pospeški osnovne konstrukcije z jekleno-lesnim nadzidkom	70
Preglednica 35: Pomiki osnovne konstrukcije z jekleno-lesnim nadzidkom na podlagi akcelerograma	72
Preglednica 36: Primerjava vplivov na konstrukcijo ob izbranem nadzidku	76
Preglednica 37: Ovrednotenje različnih tipov nadgradnje	83

KAZALO SLIK

Slika 1: Makete možnih nadgradenj blokov na Prulah	3
Slika 2: Tloris in prerez predvidene nadgradnje hotela Breza	6
Slika 3: Nadgradnja več družinske hiše v Ljubljani	7
Slika 4: Nadgradnja objekta na Dunajski cesti v Ljubljani	9
Slika 5: Osnovna AB konstrukcija.....	12
Slika 6: Elastični spekter pospeškov	14
Slika 7: Akcelerogram.....	15
Slika 8: Graf nihajnih oblik osnovne konstrukcije	16
Slika 9: Graf pomikov osnovne konstrukcije.....	17
Slika 10: Graf relativnih, normiranih pospeškov osnovne konstrukcije.....	17
Slika 11: Osnovna konstrukcija z označeno točko za katero je prikazan časovni odziv .	18
Slika 12: Časovna odvisnost pomikov osnovne konstrukcije v X smeri.....	19
Slika 13: Časovna odvisnost pomikov osnovne konstrukcije v Y smeri.....	19
Slika 14: Graf nihajnih oblik modela z dodano maso na vrhnji etaži	22
Slika 15: Graf pomikov modela z dodano maso na vrhnji etaži	23
Slika 16: Graf relativnih, normiranih pospeškov modela z dodano maso na vrhnji etaži	23
Slika 17: Model z dodano maso v težišču nadgrajene konstrukcije	24
Slika 18: Graf nihajnih oblik modela z dodano maso na ekscentru	25
Slika 19: Graf pomikov modela z dodano maso na ekscentru	26
Slika 20: Graf relativnih, normiranih pospeškov modela z dodano maso na ekscentru .	26
Slika 21: Grafična primerjava nihajnih časov poenostavljenih modelov	27
Slika 22: Grafična primerjava potresnih sil poenostavljenih modelov	28
Slika 23: Grafična primerjava prevrtnitvenih momentov poenostavljenih modelov.....	28
Slika 24: Grafična primerjava pomikov poenostavljenih modelov v smeri X.....	29
Slika 25: Grafična primerjava pomikov poenostavljenih modelov v smeri Y.....	29
Slika 26: Grafična primerjava pospeškov poenostavljenih modelov v smeri X	30
Slika 27: Grafična primerjava pospeškov poenostavljenih modelov v smeri Y	30
Slika 28: Osnovna konstrukcija z lesenim KLH nadzidkom.....	35

Slika 29: Elastični in projektna spektra pospeškov za $q = 3$ in $q = 2$	36
Slika 30: Lesen KLH nadzidek	37
Slika 31: Graf pomikov lesenega KLH nadzidka.....	38
Slika 32: Graf relativnih, normiranih pospeškov lesenega KLH nadzidka	38
Slika 33: Nihajne oblike konstrukcije z lesenim KLH nadzidkom	40
Slika 34: Graf pomikov konstrukcije z lesenim KLH nadzidkom	41
Slika 35: Graf relativnih, normiranih pospeškov konstrukcije z lesenim KLH nadzidkom.....	41
Slika 36: Osnovna konstrukcija z lesenim KLH nadzidkom z označenima točkama, za kateri je spremljan časovni odziv	42
Slika 37: Časovna odvisnost pomikov osnovne konstrukcije z lesenim KLH nadzidkom v X smeri	43
Slika 38: Časovna odvisnost pomikov osnovne konstrukcije z lesenim KLH nadzidkom v Y smeri	43
Slika 39: Grafični prikaz velikosti obtežb osnovne konstrukcije z lesenim nadzidkom .	44
Slika 40: Grafični prikaz povečanja potresnih sil za konstrukcijo z lesenim nadzidkom	45
Slika 41: Grafični prikaz povečanja pomikov konstrukcije z lesenim nadzidkom	45
Slika 42: Primerjava potresnih sil v X smeri.....	46
Slika 43: Primerjava potresnih sil v Y smeri.....	47
Slika 44: Primerjava prevrtnitvenih momentov M_x.....	47
Slika 45: Primerjava prevrtnitvenih momentov M_y.....	48
Slika 46: Pomiki osnovne nadgrajene konstrukcije v X smeri	48
Slika 47: Pomiki osnovne nadgrajene konstrukcije v Y smeri	49
Slika 48: Relativni pospeški osnovne nadgrajene konstrukcije v X smeri	49
Slika 49: Relativni pospeški osnovne nadgrajene konstrukcije v Y smeri	49
Slika 50: Osnovna konstrukcija z jeklenim nadzidkom	54
Slika 51: Elastični in projektna spektra pospeškov za $q = 3$ in $q = 4$	56
Slika 52: Jeklen nadzidek	57
Slika 53: Graf nihajnih oblik osnovne konstrukcije z jeklenim nadzidkom	59
Slika 54: Graf pomikov konstrukcije z jeklenim nadzidkom	60

Slika 55: Graf relativnih, normiranih pospeškov konstrukcije z jeklenim nadzidkom...	60
Slika 56: Osnovna konstrukcija z jeklenim nadzidkom in označenima točkama za kateri je prikazan izračunan časovni odziv	61
Slika 57: Časovna odvisnost pomikov osnovne konstrukcije z jeklenim nadzidkom v X smeri.....	62
Slika 58: Časovna odvisnost pomikov osnovne konstrukcije z jeklenim nadzidkom v Y smeri.....	62
Slika 59: Grafični prikaz velikosti obtežb osnovne konstrukcije z jeklenim nadzidkom	63
Slika 60: Grafični prikaz povečanja potresnih sil za konstrukcijo z jeklenim nadzidkom	64
Slika 61: Grafični prikaz povečanja pomikov za konstrukcijo z jeklenim nadzidkom ...	64
Slika 62: Osnovna konstrukcija z jekleno-lesenim nadzidkom.....	66
Slika 63: Elastični in projektna spektra pospeškov za $q = 3$ in $q = 2$.....	67
Slika 64: Računski 3D model jekleno-lesenega nadzidka	68
Slika 65: Graf nihajnih oblik osnovne konstrukcije z jekleno-lesenim nadzidkom	70
Slika 66: Graf pomikov osnovne konstrukcije z jekleno-lesenim nadzidkom	71
Slika 67: Graf relativnih, normiranih pospeškov osnovne konstrukcije z jekleno-lesenim nadzidkom	71
Slika 68: Osnovna konstrukcija z jekleno-lesenim nadzidkom ter označenima točkama za kateri je bil določen časovni odziv	72
Slika 69: Časovna odvisnost pomikov osnovne konstrukcije z jekleno-lesenim nadzidkom v X smeri.....	73
Slika 70: Časovna odvisnost pomikov osnovne konstrukcije z jekleno-lesenim nadzidkom v Y smeri.....	73
Slika 71: Grafični prikaz velikosti obtežb osnovne konstrukcije z jekleno-lesenim nadzidkom	74
Slika 72: Grafični prikaz povečanja potresnih sil za konstrukcijo z jekleno-lesenim nadzidkom	75
Slika 73: Grafični prikaz povečanja pomikov za konstrukcijo z jekleno-lesenim nadzidkom	75

1 UVOD

V gradbeništvu se pogosto srečujemo s projekti, ki obravnavajo že obstoječe objekte in se najpogosteje nanašajo na prenovo, obnovo, spremembo namembnosti ali na dozidavo objektov. Ena od možnih opcij kako kar najbolje izkoristiti obstoječo stavbo pa je tudi njena nadgradnja s primernim številom etaž. Na ta način lahko pridobimo nove stavbne površine na že zazidanih in komunalno opremljenih zemljiščih ter s tem nekoliko zmanjšamo celotno vrednost investicije ob tem pa lahko ohranimo dobičkonosnost dejavnosti. Tovrstni projekti so s stališča investitorjev morda še bolj primerni v času finančnih kriz in dragih kreditov, saj se lahko v primeru nadgradnje obstoječega objekta izognemo strošku nakupa in urejanja parcele.

Motivacijo za to diplomsko nalogo predstavljajo številni primeri nadgradenj ter mnoga vprašanja o načinu projektiranja nadzidkov in ovrednotenju njihovega vpliva na primarne konstrukcije. Med primeri nadgradnje objektov je zagotovo vredno omeniti investicijo hotela Breza, ki se nahaja v Termah Olimia, v občini Podčetrtek. Gre za dvoetažno armiranobetonsko konstrukcijo, ki naj bi se nadgradila v dveh etažah z leseno konstrukcijo iz križno lepljenih lesenih plošč (investicijo nadgradnje in prenove hotela Breza financira Evropska skupnost iz sklada za regionalni razvoj). Za omenjeni objekt je bila statična presoja že narejena, tako da je sedaj na vrsti le še realizacija projekta.

Številna vprašanja in ugibanja na račun potresne analize, ki jih je moč zaslediti v inženirski praksi in tudi na forumu Inženirske zbornice Slovenije, so botrovala odločitvi, da v tej diplomski poskušamo ovrednotiti možnosti poenostavljenega računa potresne analize. Ta poenostavitev zajema ločeno obravnavo nadzidka od obstoječe konstrukcije ter potresno analizo primarne konstrukcije s poenostavljenim vplivom nadgradnje. Namen te študije v diplomski, je preveriti, če je takšen račun objekta možen in hkrati opozoriti na določene nepravilnosti poenostavljenih postopkov.

Glede na aktualnost problema smo v drugem delu te diplomske naloge naredili več potresnih analiz z različnimi tipi nadzidkov, ki so zaradi svojih lastnosti primerni za nadgradnjo

obstojećih objektov. Ob tem želimo analizirati tudi vpliv nadgrajenih konstrukcij na obstoječo stavbo ter ovrednotiti različne tipe nadzidav in poudariti njihove pozitivne lastnosti, hkrati pa opozoriti tudi na določene negativne vplive. Ugotavljali smo tudi v katerih primerih nadgradnje lahko pride do tako imenovanega »efekta biča« oziroma povečane odzivnosti nadgrajenega objekta zaradi kombinacije dveh konstrukcijskih sistemov po višini stavbe. Obravnavali smo tudi določila, ki jih na tem področju zajemajo standardi za projektiranje konstrukcij.

V okviru predstavljenega diplomskega dela so bile vse računske analize narejene s pomočjo komercialnega računalniškega programa ETABS, verzija 9, ki deluje na osnovi metode končnih elementov. V omenjenem računalniškem programu so bili modelirani 3D računski modeli izmišljene osnovne konstrukcije in možnih nadgradenj, na računalniških modelih pa so bile izvedene naslednje analize:

- linearna statična analiza,
- modalna analiza in
- elastična dinamična analiza za izbran ekcelerogram.

Da v primeru nadgradenj ne gre zgolj za finančni interes investitorjev in da je obravnavani problem aktualen, dokazujejo tudi aktivnosti arhitektov in njihove študije možnosti nadgradnje obstoječih objektov. Na spodnji sliki je z maketami prikazana možnost nadgradnje nižjih blokov in stolpičev z ravnimi strehami. Primer arhitekturne razstave (Slika 1) izdelane pod mentorstvom doc. mag. Tadeja Glažarja, prikazuje možne nadgradnje stolpičev, ki se nahajajo v naselju Prule v Ljubljani. Da gre v danem primeru zgolj za študijo, pa govori dejstvo, da so bloki v Prulah, s stališča potresne varnosti, primerni za rušenje.



Slika 1: Makete možnih nadgradenj blokov na Prulah

2 Zakaj nadgraditi obstoječi objekt

V današnjem času smo priča vse večjim potrebam po novih stanovanjskih, poslovnih ter drugih stavbnih površinah, saj se število prebivalcev v večjih mestih še vedno povečuje. Nove koristne površine lahko pridobivamo na primer z gradnjo novih objektov na še nezazidanih površinah ali z adaptacijo starih objektov, ki zaradi svojega funkcionalnega stanja niso več primerni za uporabo. V primeru, da adaptacija določene stavbe ni finančno upravičena, se lahko tak objekt poruši ter zgradi nov. Ena od možnih rešitev problema pridobivanja novih stavbnih površin je tudi nadgradnja obstoječih objektov. Pri tem je potrebno posebno pozornost posvetiti pregledu in analizi osnovne konstrukcije, predvsem v smislu njene obnove in/ali ojačitve. Smiselno je, da nadgradnja v določeni meri sovпада z adaptacijo obstoječe konstrukcije. Razlogov zakaj se nadgradnja obstoječih objektov zdi smiselna, je več in so na kratko predstavljeni v sledečih alinejah.

- **Pomanjkanje novih zazidljivih površin v mestnih jedrih**

Zaradi pomanjkanja novih zazidljivih površin v mestnih jedrih in dobrih prometnih povezav ter nekoliko nižih cen zemljišč, ki jih nudijo obrobni deli mest, se predvsem industrijske dejavnosti širijo na obrobja centrov in mest v tako imenovane industrijske cone. Določene terciarne in kvartarne dejavnosti ter seveda bivalne oziroma stanovanjske površine, ne potrebujejo izjemno velikih površin, je pa za njih zelo pomembno, da se nahajajo na območjih v bližini izobraževalnih institucij, kulturnih, rekreacijskih in zdravstvenih centrov ter znotraj območja javnega potniškega prometa. V tem primeru govorimo predvsem o mestih ter mestnih središčih oziroma mestnih jedrih, kjer se srečujemo s pomanjkanjem novih stavbnih površin. V teh primerih bi omenjene težave lahko reševali z nadgraditvijo obstoječih stavb.

- **Visoka cena zazidljivih zemljišč**

Cene zazidljivih površin so zadnje čase v močnem porastu in pri celotni investiciji novih objektov predstavljajo zelo velik delež. V primeru, da obstoječi objekt nadzidamo za določeno število etaž, se strošku parcele v določeni meri lahko izognemo, vendar pa se nam ob tem pojavijo dodani stroški, ki so vezani predvsem na obstoječo konstrukcijo. Pri tem je potrebno omeniti, da je v primeru nadgradnje obstoječe stavbe potrebno pridobiti tudi soglasja

vseh etažnih lastnikov. To pa lahko predstavlja veliko oviro, ki bi jo znala premagati finančna smotrnost omenjene dejavnosti.

- **Možnost priključitve objekta na že obstoječo komunalno opremo**

Tudi komunalna opremljenost zemljišča za investitorje in kupce predstavlja enega od stroškov pri novogradnji ali spremembi namembnosti objekta. V primeru nadgradnje obstoječega objekta pa se strošku v določni meri lahko izognemo, saj se bo nadzidek priključil na že obstoječo komunalno infrastrukturo, katere dele bo v najslabšem primeru potrebno sanirati oziroma zamenjati ali pa nadgraiti oziroma ustrezno povečati kapacitete. Bolj kot sama finančna ugodnost pa je prikladna možnost, da lahko objekt kar čim hitreje začne služiti svojemu namenu, seveda ob pridobitvi vseh potrebnih soglasij.

- **Možnost ojačitve spodnje konstrukcije in temeljnih tal**

Ko razmišljamo o nadgradnjah, se nam postavljajo vprašanja o nosilnosti obstoječe konstrukcije in njeni zmožnosti prevzema horizontalnih sil ter o nosilnosti temeljnih tal. Nesmiselno bi bilo pričakovati, da bodo vse konstrukcije zmožne prenesti povečane obremenitve, ki se bodo pojavile na račun nadzidka. V tem primeru je možno uporabiti različne sisteme za ojačitev primarne konstrukcije in seveda tudi sisteme za ojačitev temeljev in temeljnih tal. Ti sistemi so dobro uveljavljeni, saj se pogosto uporabljajo pri obnovah starejših objektov, ki so pod spomeniškim varstvom, večjega javnega ali kulturnega pomena ter pri obnovah objektov, ki se jim bo spremenila namembnost. Uporabljajo pa se tudi pri obnovah objektov, ki so bili poškodovani med potresom in so potrebni sanacije.

- **Finančna plat**

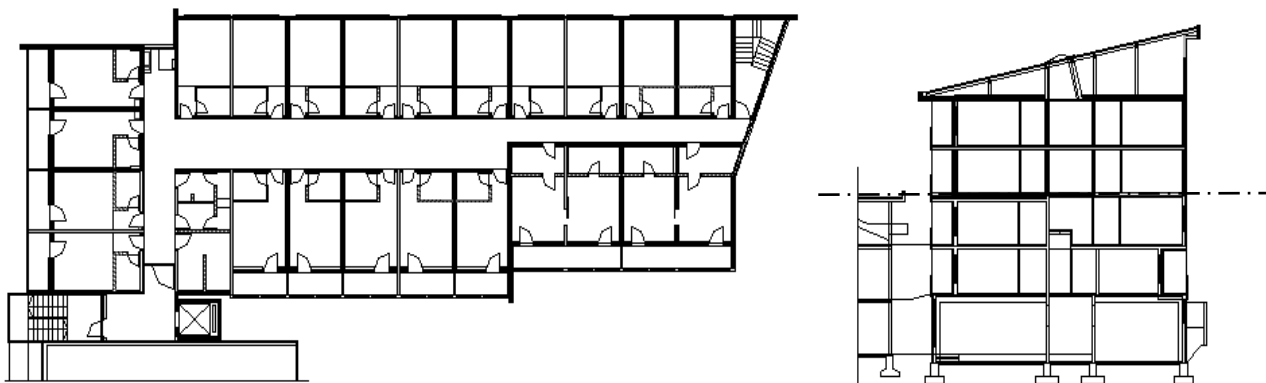
V zgornjih alinejah so bili naštetih razlogi, zakaj nadgraditi obstoječo stavbo. Omenjeni razlogi so v tesni povezavi s finančno smotrnostjo takšnega posega. Ekonomske študije o uspešnosti takšnih projektov ta diplomska naloga sicer ne ponuja, vendar pa dani argumenti iz zgornjih alinej govorijo v prid pozitivni bilanci takšnih projektov. Dejstvo, da bi se nadzidane stavbne površine verjetno prodajale kot novogradnje, pa lahko le še okrepi finančni interes investitorjev.

3 NADGRADNJE V PRAKSI

3.1 Nadgradnje z lesenimi nadzidki

- **Nadgradnja hotela Breza v Podčetrtku**

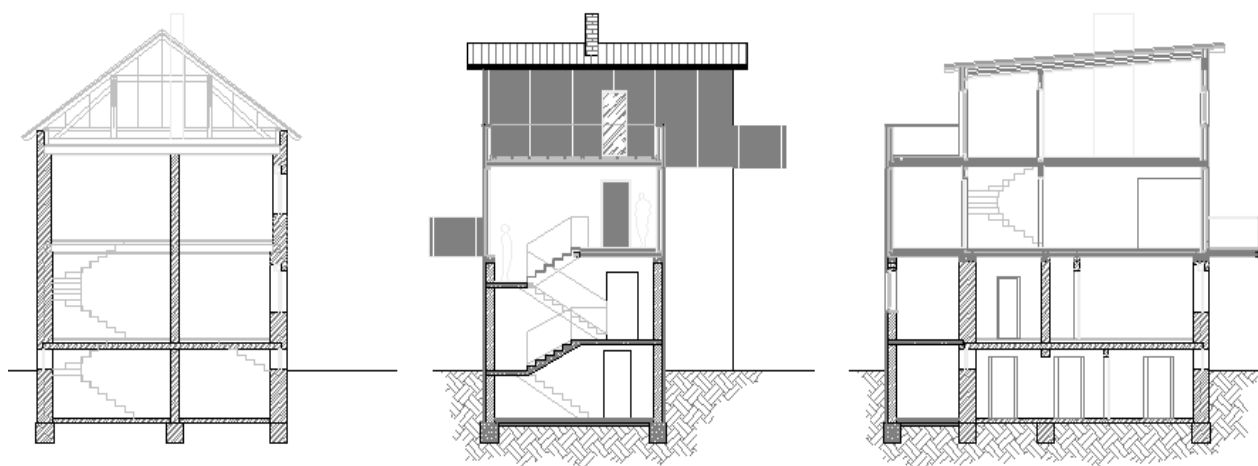
V primeru hotela Breza, ki se nahaja v sklopu Term Olimia v občini Podčetrtek, se je investitor odločil, da se omenjeni objekt nadgradi za dve etaži. Primarna konstrukcija (K+P+I) je armiranobetonska z enokapno streho, nadgrajena konstrukcija (II+III) pa je v celoti sestavljena iz lahkih križno lepljenih lesenih plošč sistema KLH. V tem primeru se obstoječa streha v času nadgradnje odstrani in se ob njenem koncu ponovno namesti na konstrukcijo. V primeru hotela Breza je bila preverjena armiranobetonska konstrukcija, zajeti pa so bili tudi dodatni navpični in vodoravni vplivi nadzidka. Analiza je pokazala, da v armiranobetonski konstrukciji v splošnem niso prekoračene normalne in strižne napetosti in da količina armature zadostuje novim obremenitvam. Na dotičnih mestih, kjer pa se pojavlja primanjkljaj armature, pa se le ta rešuje z lokalnim ojačevanjem elementov z nalepljenem jeklenih ali karbonskih lamel. Spodnji sliki prikazujeta tloris in prečni prerez predvidene konstrukcije, gradnja le te pa naj bi stekla v kratkem.



Slika 2: Tloris in prerez predvidene nadgradnje hotela Breza

• Nadgradnja več družinske hiše v Ljubljani

V osnovi gre za dvoetažen podkleten objekt z neizkoriščenim podstrešjem. Vertikalna nosilna konstrukcija objekta je narejena iz opečnih zidakov, medetažne plošče pa so armiranobetonske. Objekt ima 4 kapno streho s težko kritino. Dejansko v celoti ne gre za nadgradnjo, saj se sprva odstrani streha ter 1. nadstropje, ki se nato nadomestita z dvema nadstropjema in streho z minimalnim naklonom. Nadgrajeno konstrukcijo sestavljajo lesene okvirne stene, proizvajalca Riko ter lahka križno lepljena lesena medetažna KLH plošča. Z novim lesenim otrešjem in lahko strešno kritino se zamenja stara 4-kapna streha s težko kritino. Že enostaven račun pokaže, da ima novi objekt manjšo maso od starega, ne glede na to, da je bila dodana še ena etaža. Omenjeno zmanjšanje lastne teže se pojavi na račun izbire lažjih konstrukcijskih in zaščitnih oziroma finalnih materialov, kar pokrije tudi razliko, ki jo povzroči povečanje koristne obtežbe. V danem primeru so tako temelji kakor tudi nosilni zidovi po nadgradnji z leseno konstrukcijo manj obremenjeni kot pred rekonstrukcijo, potrebno pa je zagotoviti ustrezno pritrditev lesenih okvirnih sten na obstoječo konstrukcijo. Na spodnjih slikah so prikazane skice s predvideno nadgradnjo obstoječega objekta. Prva risba prikazuje obstoječe stanje, drugi dve pa predvideno rekonstrukcijo oziroma nadgradnjo. Po pridobitvi gradbenega dovoljenja naj bi se objekt nadgradil z izvedbo zunanjega stopnišča spomladi leta 2009.



Slika 3: Nadgradnja več družinske hiše v Ljubljani

3.2 Nadgradnje z jeklenimi nadzidki

- **Nadgradnja poslovnega objekta**

V danem primeru gre za prvotno dvoetažno poslovno stavbo, ki se nahaja ob Dunajski cesti v Ljubljani. Omenjeni objekt je stenasta armiranobetonska konstrukcija, ki ima na določenem delu v pritličju razmeroma veliko odprtih, saj se tam nahaja prodajni salon. Konstrukcija je bila že na samem začetku projektirana na to, da se ji dodata kasneje še dve etaži v obliki jeklene okvirne konstrukcije. V času nadgradnje je bila streha objekta odstranjena in nato ponovno postavljena na nadgrajeno konstrukcijo. Že v začetku samega projekta je bila projektirana tudi zgornja jeklena konstrukcija, vendar se je le ta ob ponovni in predvsem natančnejši analizi pred nadgradnjo izkazala za bistveno preveč podajno. Omenjena težava je bila rešena z izgradnjo dvigalnega jaška, ki pri tem objektu deluje kot togo jedro in prevzema vse horizontalne obremenitve, ki jim je objekt izpostavljen. Izgradnja armiranobetonskega dvigalnega jaška je bila primerna rešitev za prevzem horizontalnih sil, saj je bilo potrebno objekt opremiti tudi z dvigalom. Negativna stran takšnega prevzema potresnih sil pa je, da je AB jašek mnogo bolj tog od celotnega objekta. V primeru, da pride do velikih vodoravnih in torzijskih obremenitev, se horizontalne sile ne morejo prerazporediti na druge elemente, dokler jašek kot konstrukcijski element ne odpove, kar pa lahko privede do porušitve dela konstrukcije ali pa tudi konstrukcije kot celote. Po razgovoru s projektantom konstrukcije sem dobil informacijo, da je v potresni analizi bil upoštevan faktor obnašanja konstrukcije $q = 1,5$.



Slika 4: Nadgradnja objekta na Dunajski cesti v Ljubljani

4 RAZMISLEK O RAČUNSKIH POSTOPKIH

Kot za vse vrste objektov je tudi za nadzidane objekte (osnovna konstrukcija ter nadzidek) potrebno zagotoviti, da bodo tekom svoje življenjske dobe varno služili svojemu namenu. To pomeni, da mora biti objekt zgrajen v skladu s Pravilnikom o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov, ki v svojem 4. členu pravi:

(1) Objekti morajo biti projektirani, grajeni in vzdrževani tako, da vplivi, ki jim bodo verjetno izpostavljeni med gradnjo in uporabo, ne bodo povzročili:

- porušitve celotnega ali dela gradbenega objekta,
- deformacij večjih od dopustnih ravni,
- škode na drugih delih gradbenega objekta, na napeljavi in vgrajeni opremi zaradi večjih deformacij nosilne konstrukcije ali
- škode, nastale zaradi nekega dogodka, katere obseg je nesorazmerno velik glede na osnovni vzrok.

(2) Objekti morajo biti projektirani, grajeni in vzdrževani tako, da njihova nosilna konstrukcija ob požaru ohrani potrebno nosilnost v časovnem obdobju, ki je za posamezno skupino objektov določena s predpisi o požarni varnosti objektov.

(3) Zahteva iz tretje alineje prvega odstavka tega člena se ne uporablja za potres z majhno verjetnostjo dogodka, kot je opredeljen v Evrokodu, ki ga sestavljajo standardi skupine SIST EN 1998.

(Vir: Pravilnik o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov, 2005)

Motivacijo za analizo tega problema predstavljajo številne nadgradnje obstoječih konstrukcij ter številna vprašanja glede računskih postopkov. Postavlja se namreč vprašanje, ali je možno tako konstrukcijo projektirati ločeno, se pravi posebej osnovno konstrukcijo in posebej nadzidek. V splošnem lahko kaj kmalu ugotovimo, da kar se tiče statičnih obtežb, je to možno, v kolikor pravilno upoštevamo vplive zgornje konstrukcije na spodnjo. Kar se tiče vertikalnih obtežb, je potrebno preveriti, ali še vedno lahko zadostimo vsem zahtevam mejnega stanja nosilnosti (MSN) in mejnega stanja uporabnosti (MSU). Posebno pozornost pa je potrebno nameniti tudi temeljenju, kjer je potrebno kontrolirati nivo napetosti v zemljini in

dodatne posedke, ki bodo nastali zaradi nadzidave obstoječe konstrukcije. Tudi v primeru vetra je možna ločena obravnava, če smo pri določitvi vetrne obtežbe na nadzidek dosledni in upoštevamo, da se le ta nahaja na določeni višini, ki je enaka višini osnovne oziroma prvotne stavbe. Razlog za to je seveda v tem, da se lahko vetrna obtežba spreminja z višino objekta.

V primeru potresne obtežbe pa je ta razmislek dosti bolj zakompliciran. Sprva se pojavi vprašanje, ali je sam spodnji objekt glede na svojo zasnovo primeren za nadzidavo in ali je njegovo stanje tako, da je zmožen prenesti predpisano obremenitev, ki je pričakovana med potresom. Ob tem se takoj postavi vprašanje, na kakšen način je potrebo pri preverjanju spodnje konstrukcije upoštevati vpliv nadzidka in hkrati, kakšen vpliv ima obstoječa konstrukcija na nadzidek. V primeru, ko gre pri nadzidku za enak način gradnje kot pri osnovni konstrukciji, vemo kakšne medsebojne vplive lahko med potresom pričakujemo. Ko pa razmišljamo o nadzidku, ki je glede na konstrukcijski sistem in uporabljeno vrsto konstrukcijskega materiala drugačen od osnovne konstrukcije, pa se stvari zaradi različnih dinamičnih lastnosti (predvsem različnih togosti, mas in nihajnih časov) zakomplicirajo. Jasno je, da moramo v primeru modeliranja dejanske konstrukcije z uporabo primerne analize dobiti pravilne rezultate. A, je vseeno prikupna tudi možnost, da bi na kakšen lažji način preverili spodnji objekt in tako ločeno obravnavali obstoječ objekt in nadzidek. Ta možnost se ponuja predvsem v primeru, ko nadgrajujemo objekt, ki je zaradi svoje zasnove zelo tog, nadzidek pa ima zaradi svoje relativno manjše mase tudi manjši vpliv. V takem primeru nas razmislek lahko pripelje do zaključka, da se bo osnovna konstrukcija, zaradi svoje togosti, gibala zelo podobno ali enako kot temeljna tla in se ob tem ne bo veliko deformirala. Iz tega sledi, da bi lahko nadzidek obravnavali posebej. Pri analizi obstoječe konstrukcije pa je potrebno upoštevati tudi vpliv, ki ga na obstoječi konstrukciji predstavlja nadzidek. Pojavljajo se razmišljanja oziroma ugibanja, ali je bolj pravilno, da vpliv nadzidka zajamemo tako, da njegovo maso enakomerno razmažemo po ravni strehi obstoječega objekta ali pa jo pritrdimo v masno središče nadzidka. Tako je bil zasnovan izmišljen primer za namen te diplomske naloge, kjer smo predpostavili in zmodelirali armiranobetonski objekt, na katerem smo preučevali vplive nadzidka.

Za analizo spodnjega objekta smo zasnovali tri računske modele in sicer:

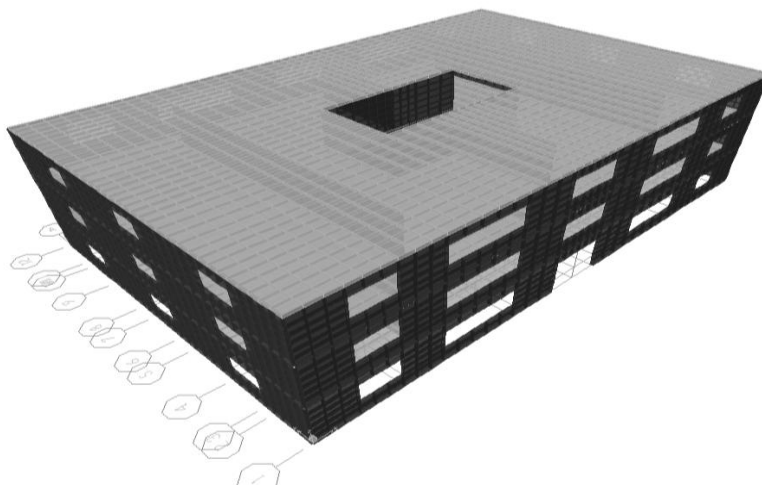
- model osnovne konstrukcije,
- model z dodano maso nadzidka na zgornji etaži osnovne konstrukcije,
- model z dodano maso v težišču nadzidka, ki je pripeta na osnovno konstrukcijo.

Za račun mas in koristnih obtežb je bil v izračunu upoštevan nadzidek iz križno lepljenega lesa po sistemu KLH.

4.1 Analiza obstoječe konstrukcije

4.1.1 Geometrija in zgradba konstrukcije:

Obravnavan računski model je predstavljena 3-etažna armiranobetonska stavba tlorisnih dimenzij 28 m x 18 m ter višine 9 m. Objekt ima ravno streho in ni podkleten. Konstrukcija je zasnovana kot stenast sistem z relativno velikim številom odprtin, ki je na nivoju medetaž povezan z armiranobetonsko ploščo. Debelina sten je 15 cm in se po višini ne spreminja, debelina AB medetažnih plošč pa je 20 cm. V središču stavbe je zasnovano AB jedro, kjer je predviden prostor za stopnišče in dvigalo. Tipični razpon medetažne plošče je 6 m, le v srednjem delu objekta se ta razpon poveča na 8 m. Konstrukcija je računsko obravnavana kot nepoškodovana. Izbrana kvaliteta betona za to stavbo je C 40/50, elastični modul je $E_{cm} = 3500 \text{ kN/cm}^2$, poissonov količnik $\nu = 0,2$.



Slika 5: Osnovna AB konstrukcija

4.1.2 Obtežbe in mase

- **Lastna in stalna obtežba AB medetažne konstrukcije:**

- finalni pod $g_{st.} = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- estrih $g_{st.} = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- izolacija, 5 cm $g_{st.} = 0,05 \text{ kN/m}^2$
- AB plošča, 20 cm $g_{st.} = 5,00 \text{ kN/m}^2$
- predelne stene $g_{st.} = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- inštalacije $g_{st.} = 0,30 \text{ kN/m}^2$

$$g_{mk} = 7,25 \text{ kN/m}^2$$

- **Lastna in stalna obtežba AB zunanjih sten:**

- AB stena, 15 cm $g_{st.} = 3,75 \text{ kN/m}^2$
- mavčne plošče $g_{st.} = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- izolacija, 20 cm $g_{st.} = 0,25 \text{ kN/m}^2$
- finalizacija $g_{st.} = 0,20 \text{ kN/m}^2$

$$g_{sz} = 4,40 \text{ kN/m}^2$$

- **Lastna in stalna obtežba AB notranjih sten:**

- AB stena, 15 cm $g_{st.} = 3,75 \text{ kN/m}^2$

$$g_{sz} = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

- **Spremenljiva obtežba:**

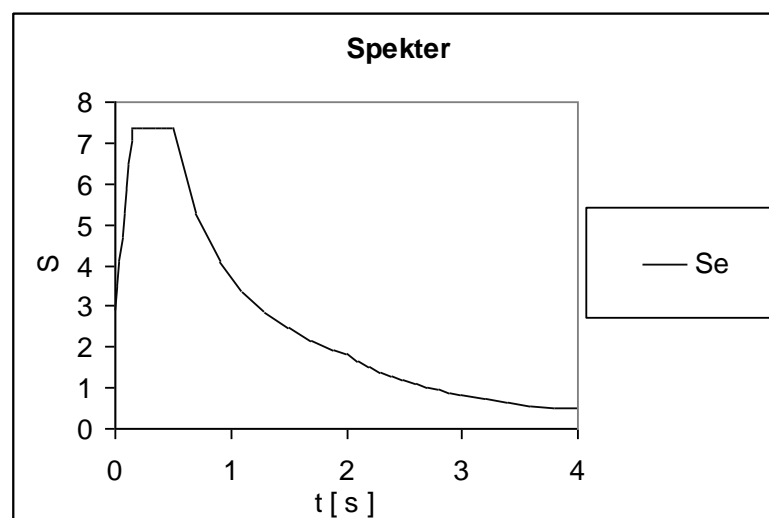
- koristna obtežba, poslovni prostori $q = 2,00 \text{ kN/m}^2$

$$q = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

4.1.3 Potresna obremenitev in metoda računa

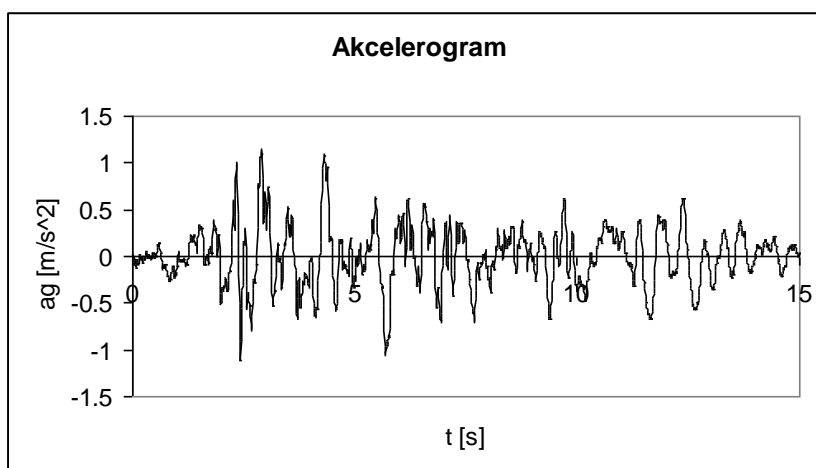
Konstrukcija je bila modelirana kot 3D model, ki ima vse mase zbrane na nivoju etaž, pri tem pa je upoštevana tudi slučajna 5% ekscentričnost mase. Na nivoju medetažnih konstrukcij so bile modelirane toge diafragme, tako da se plošča v svoji ravnini obnaša kot toga šipa. Pri računu faktor redukcije potresnih sil q ni bil upoštevan, tako so rezultati dobljeni z upoštevanjem elastičnega spektra.

- Sodelujoča masa pri potresu je bila določena v skladu z enačbo:
 - $M = G + \Psi_{Ei} Q_{Ki} = G + 0,5 * 0,3 Q;$ $\Psi_{Ei} = \varphi \Psi_{2i}$
 - $M = G + \Psi_{Ei} Q_{Ki} = G + 1,0 * 0,3 Q;$ $\Psi_{Ei} = \varphi \Psi_{2i}$ (za zg. etažo $\varphi = 1$)
 - $W = \sum G_{kj} + \sum \Psi_{Ei} Q_{ki}$
- Spekter odziva
 - Tip temeljnih tal B; $S = 1,2; T_b = 0,15 \text{ s}; T_c = 0,5 \text{ s}; T_d = 2,0 \text{ s}$
 - Pospšek temeljnih tal: $a_g = 0,25g$
 - Faktor pomembnosti stavbe: $\gamma_{II} = 1,0$
 - Faktor redukcije potresnih sil: $q = 1,0$



Slika 6: Elastični spekter pospeškov

- Akcelerogram
 - Hercegnovi, Črna gora, 1979
 - Akcelerogram je generiran na evrokodov spekter ($T_b = 0,15$ s, $T_c = 0,6$ s, amplifikacija v platuju je 2,5)



Slika 7: Akcelerogram

4.1.4 Rezultati modalne analize

Orientacija objekta je zasnovana tako, da globalna os X poteka vzdolž daljše stranice, os Y pa vzdolž krajše stranice objekta. Količine, ki so bile opazovane pri rezultatih modalnih analiz, so nihajni časi, faktorji participacije efektivne mase, potresne sile, prevrtni momenti in pomiki ter pospeški konstrukcije v različnih etažah.

- Nihajni časi in faktorji participacije efektivne mase

Preglednica 1: Nihajni časi, frekvence in faktorji participacije efektivne mase za osnovno konstrukcijo

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	ω [s^{-1}]	Γ_x [%]	Γ_y [%]
1	0,097	10,3	86	0
2	0,074	13,4	0	87
4	0,033	30,5	12	0
5	0,026	38,8	0	11

Kot je razvidno iz zgornje tabele, gre dejansko za zelo togo konstrukcijo, saj so nihajni časi precej majhni in že pri nihanju v prvi nihajni obliki sodeluje skoraj 90 % celotne mase.

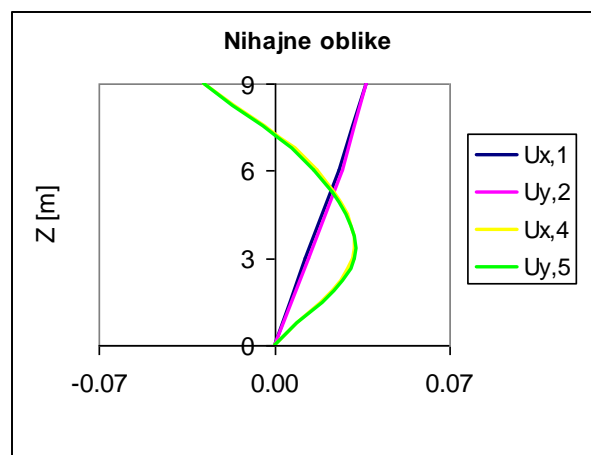
- Potresne sile in prevrtni momenti

Preglednica 2: Potresne sile in prevrtni momenti osnovne konstrukcije

$F_{b,x}$ [kN]	$F_{b,y}$ [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
7260,3	6517,2	43600,8	48930,0

V gornji tabeli sta prikazani potresni sili $F_{b,x}$ in $F_{b,y}$. Zaradi natančnejše interpretacije rezultatov sta dodana tudi prevrtni momenti M_x , ki deluje okoli globalne X osi in moment M_y , ki vrta okoli globalne Y osi. To pomeni, da moment M_y povzročajo potresne sile, ki delujejo v smeri X osi, moment M_x pa je posledica delovanja potresnih sil v smeri Y osi.

- Nihajne oblike



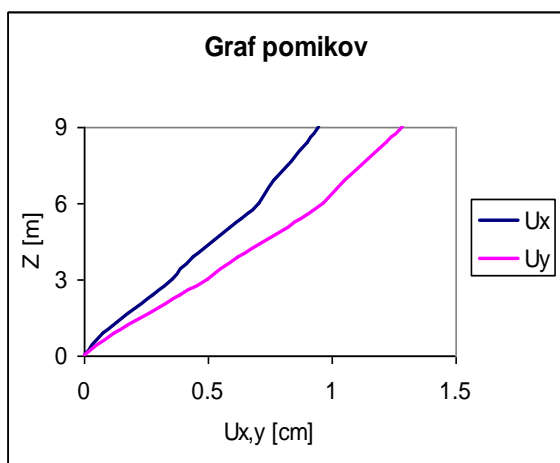
Slika 8: Graf nihajnih oblik osnovne konstrukcije

V prvi nihajni obliki se vse mase hkrati premikajo v isto smer, pri drugi nihajni obliki pa se masa vrhnje etaže premika v drugo smer kot ostali dve masi. Zaradi torzijske pravilnosti objekta smo iz rezultatov izločili 3. in 6. nihajno obliko, ki sta po svoji naravi torzijski in na rezultate v tem primeru nimata bistvenega vpliva.

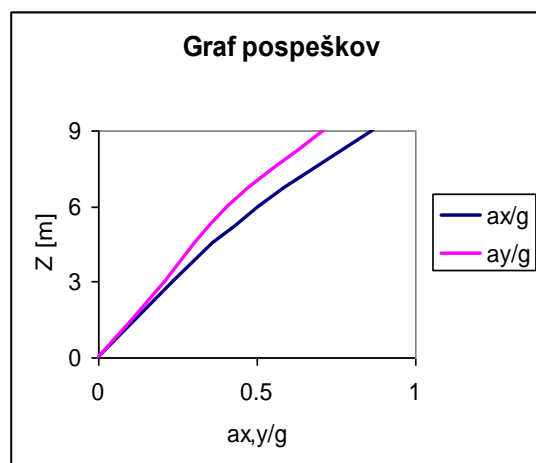
- Pomiki in pospeški konstrukcije

Preglednica 3: Pomiki in relativni pospeški osnovne konstrukcije

Z [m]	u_x [cm]	u_y [cm]	a_x [m/s ²]	a_y [m/s ²]	a_x/g	a_y/g
9	0,95	1,29	7,65	6,72	0,78	0,68
6	0,71	0,97	5,43	4,90	0,55	0,50
3	0,36	0,50	3,06	2,85	0,31	0,29



Slika 9: Graf pomikov osnovne konstrukcije

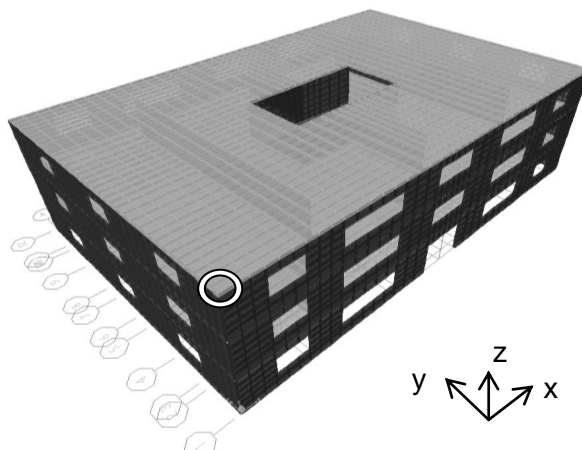


Slika 10: Graf relativnih, normiranih pospeškov osnovne konstrukcije

Že iz nihajnih časov je razvidno, da imamo opravka z zelo togo konstrukcijo, kar potrjujejo tudi pomiki izračunani na podlagi elastičnega spektra, saj so velikosti okoli 1,0 cm v smeri daljše stranice in 1,3 cm v smeri krajše stranice objekta. Z namenom kasnejše interpretacije rezultatov je dodan tudi graf referenčnih pospeškov po etažah, kjer so le ti normirani s težnostnim pospeškom. Iz grafa (Slika 10) oziroma tabele (Preglednica 3) je moč razbrati, da je amplifikacija pospeškov na vrhni etaži v X smeri 3,1-kratna in v Y smeri 2,7-kratna.

4.1.5 Rezultati časovnega odziva konstrukcije

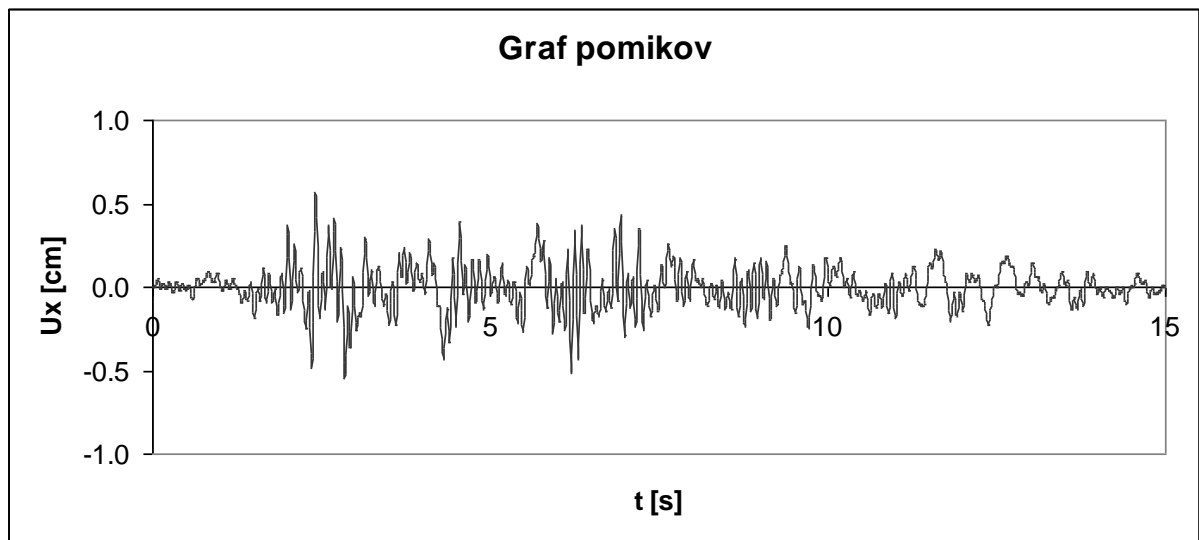
Spodnji rezultati prikazujejo, kako naj bi se obravnavana konstrukcija obnašala med potresom, ki se je leta 1979 zgodil v Črni gori, če predpostavimo elastično obnašanje konstrukcije ob upoštevanem 5% dušenju. Analiza časovnega odziva konstrukcije je bila narejena z namenom, da bi ugotovili, kakšni so med potresom dejanski pomiki konstrukcije in ali lahko pride do tako imenovanega »efekta biča« (Poglavje 1), v primeru nadgradnje toge primarne konstrukcije z lakimi in podajnimi konstrukcijskimi sistemi. V spodnjih grafih (Slika 12 in 13) je prikazan časovni odziv konstrukcije, dodana pa je tudi tabela, ki prikazuje največje amplitude pomikov. Vse prikazane količine se nanašajo na točko, ki je označena na konstrukciji z zelenim krogom (Slika 11).



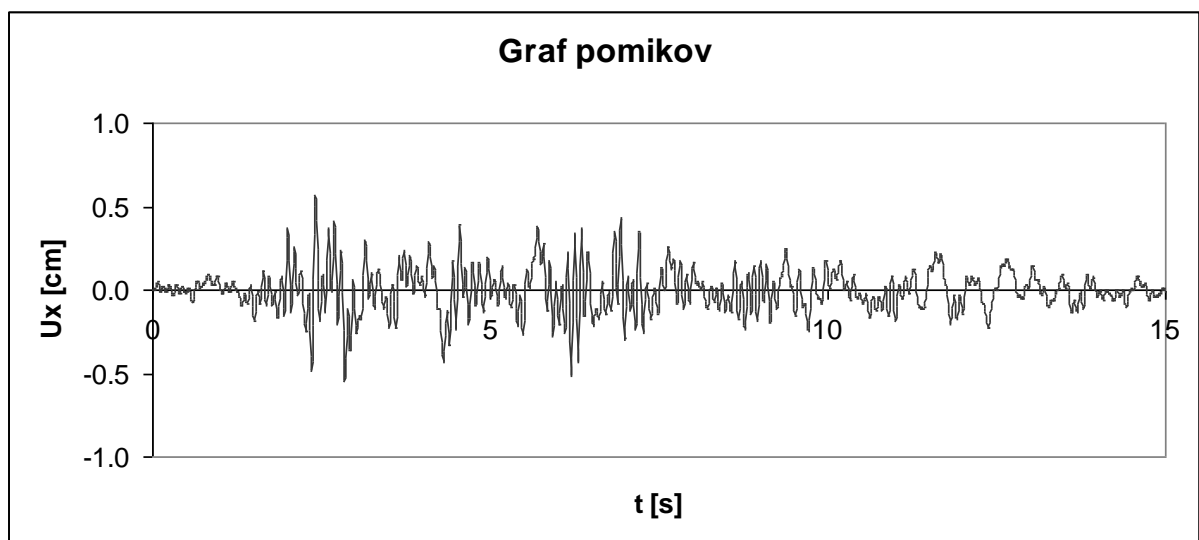
Slika 11: Osnovna konstrukcija z označeno točko za katero je prikazan časovni odziv

Preglednica 4: Pomiki osnovne konstrukcija na podlagi akcelerograma

Smer	X	Y
u_{\max} [cm]	0,6	0,3
u_{\min} [cm]	-0,6	-0,3



Slika 12: Časovna odvisnost pomikov osnovne konstrukcije v X smeri



Slika 13: Časovna odvisnost pomikov osnovne konstrukcije v Y smeri

Tudi iz grafov časovne odvisnosti pomikov je razvidno, da gre za zelo togo konstrukcijo, saj maksimalni pomik vzdolž daljše stranice objekta znaša 0,6 cm, vzdolž krajše stranice pa 0,3 cm.

4.2 Analiza obstoječe konstrukcije z dodano maso na vrhnji etaži

Vpliv nadzidka je v sledečem modelu zajet tako, da je celotna masa le tega enakomerno razporejena na strehi konstrukcije, ki je že bila obravnavana v točki 4.1. Metoda računa, pripadajoče karakteristike obtežb armiranobetonske konstrukcije in lastnosti spektra ostanejo enake kot v točki 4.1. Za primer nadzidka je bila izbrana konstrukcija iz križno lepljenega lesa po sistemu KLH, ki je podrobneje obravnavana v točki 5.1, sicer pa gre za nadzidek, ki je po svoji geometriji identičen osnovni armiranobetonski konstrukciji.

4.2.1 Obtežba in mase

Obtežbe in mase osnovne konstrukcije ostanejo enake, le da se na vrhjo etažo enakomerno razporedi preračunana ekvivalentna masa nadzidka.

- **Lastna in stalna obtežba medetažne KLH konstrukcije:**

- finalni pod $g_{st.} = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- estrih $g_{st.} = 1,30 \text{ kN/m}^2$
- izolacija, 5 cm $g_{st.} = 0,05 \text{ kN/m}^2$
- KLH plošča, 5s 162 mm $g_{st.} = 0,80 \text{ kN/m}^2$
- predelne stene $g_{st.} = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- inštalacije $g_{st.} = 0,30 \text{ kN/m}^2$

$$g_{mk} = 2,85 \text{ kN/m}^2$$

- **Lastna in stalna obtežba zunanjih KLH sten:**

- KLH stena, 3s 94 mm $g_{st.} = 0,50 \text{ kN/m}^2$
- mavčne plošče $g_{st.} = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- izolacija, 20 cm $g_{st.} = 0,25 \text{ kN/m}^2$
- finalizacija $g_{st.} = 0,20 \text{ kN/m}^2$

$$g_{sz} = 1,15 \text{ kN/m}^2$$

- Lastna in stalna obtežba notranjih KLH sten:

- KLH stena, 3s 94 mm $g_{st.} = 0,50 \text{ kN/m}^2$
 $g_{sn} = 0,50 \text{ kN/m}^2$

- Strešna konstrukcija:

- strešna plošča KLH, 5s 125 mm $g_{st.} = 0,60 \text{ kN/m}^2$
- TI izolacija, 20 cm $g_{st.} = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- strešna podkonstrukcija $g_{st.} = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- OSB plošče $g_{st.} = 0,10 \text{ kN/m}^2$
- lahka kritina, pločevina $g_{st.} = 0,10 \text{ kN/m}^2$
 $g_{str} = 1,20 \text{ kN/m}^2$

- Spremenljiva obtežba:

- Koristna obtežba, poslovni prostori $q = 2,00 \text{ kN/m}^2$
 $q = 2,00 \text{ kN/m}^2$

4.2.2 Rezultati modalne analize

- Nihajni časi in faktorji participacije efektivne mase

Preglednica 5: Nihajni časi, frekvence in faktorji participacije efektivne mase modela z dodano maso na vrhnji etaži

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	ω [s^{-1}]	Γ_x [%]	Γ_y [%]
1	0,123	8,1	86	0
2	0,094	10,7	0	87
4	0,036	27,7	12	0
5	0,028	35,2	0	11

Ker se pri tem modelu masa poveča za razliko nadzidka, togost konstrukcije pa ostane enaka, se po pričakovanju tudi nihajni časi ustrezno povečajo. Pri faktorjih participacije efektivne mase ni praktično nobene spremembe, saj prva nihajna oblika v obeh smereh še vedno ohrani prevladujoč vpliv.

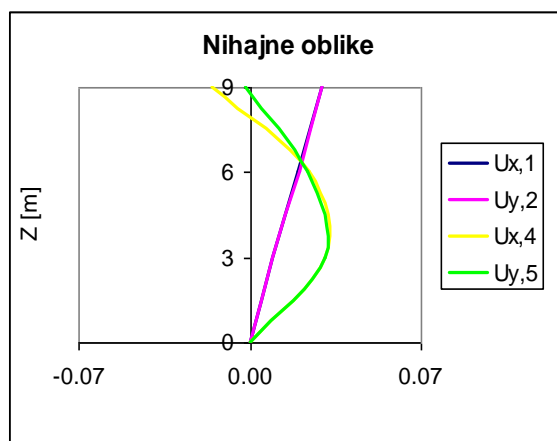
- **Potresne sile in prevrnitveni momenti**

Preglednica 6: Potresne sile in prevrnitveni momenti modela z dodano maso na vrhnji etaži

$F_{b,x}$ [kN]	$F_{b,y}$ [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
10680,2	9389,9	70204,4	80296,4

Zaradi povečanja mase se posledično povečata potresni sili in prevrnitvena momenta. Majhen prispevek k večjim vrednostim ima tudi sprememba vrednosti v spektru pospeškov zaradi spremembe nihajnih časov. Tako se v tem primeru nahajamo višje v spektru, vendar pa kot je že bilo rečeno ima pri tem bistveno pomembnejši vpliv večja masa.

- **Nihajne oblike**

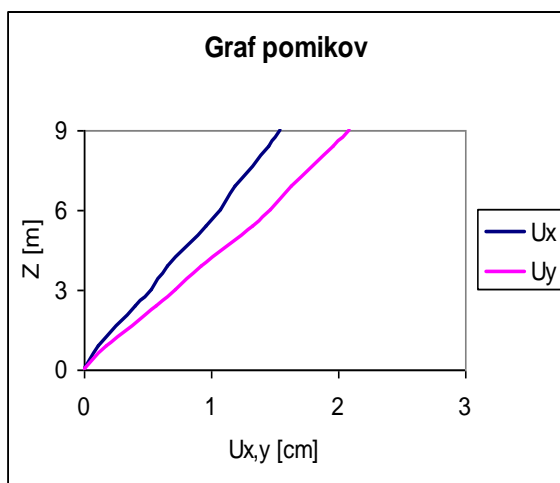


Slika 14: Graf nihalnih oblik modela z dodano maso na vrhnji etaži

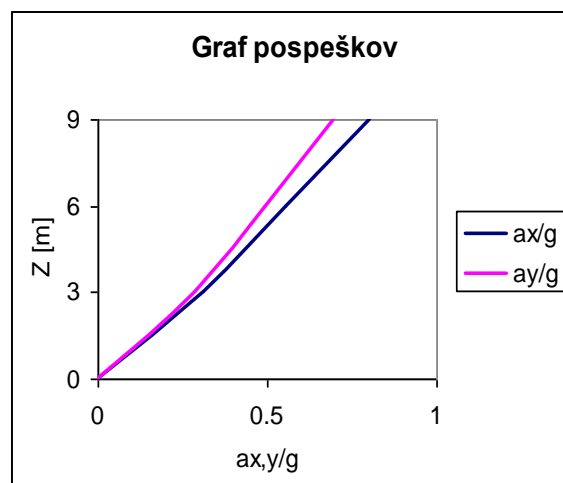
- **Pomiki in pospeški konstrukcije**

Preglednica 7: Pomiki in relativni pospeški modela z dodano maso na vrhnji etaži

Z [m]	u_x [cm]	u_y [cm]	a_x [m/s ²]	a_y [m/s ²]	a_x/g	a_y/g
9	1,55	2,09	7,89	6,85	0,80	0,70
6	1,08	1,47	5,46	4,86	0,56	0,50
3	0,53	0,73	3,05	2,81	0,31	0,29



Slika 15: Graf pomikov modela z dodano maso na vrhni etaži

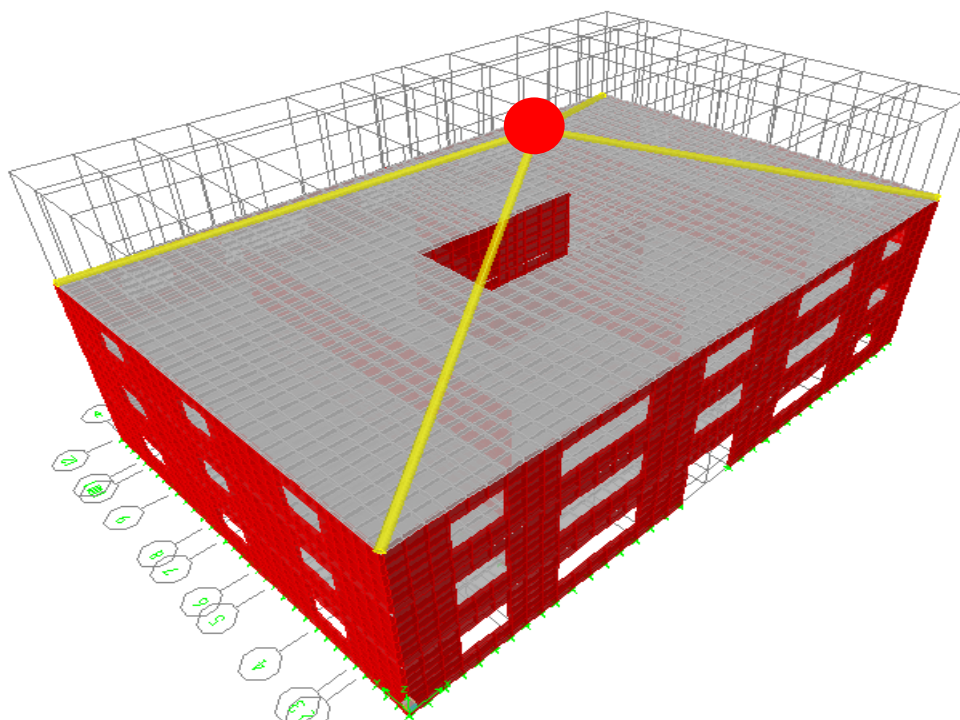


Slika 16: Graf relativnih, normiranih pospeškov modela z dodano maso na vrhni etaži

Zaradi povečane mase se posledično povečajo tudi potresne sile, kar pri pomikih konstrukcije rezultira kot njihovo povečanje. Pospeški konstrukcije pa po višini objekta ostanejo skoraj enaki, oziroma se bistveno ne spremenijo. Pomiki konstrukcije so 1,6 cm v smeri daljše stranice oziroma 2,1 cm v smeri krajše stranice, kar pomeni, da to povečanje znaša cca. 60 %.

4.3 Analiza obstoječe konstrukcije z dodano maso v težišču nadzidane konstrukcije

Vpliv nadzidka je v sledečem modelu zajet tako, da je njegova celotna masa zbrana v točki, ki se nahaja na višini $h = 5,1$ m nad nivojem zgornje etaže osnovnega objekta. Omenjena točka predstavlja masno središče nadzidka in je preko neskončno togih palic povezana s primarno konstrukcijo. Metoda računa, karakteristične obtežbe armiranobetonske konstrukcije in lastnosti spektra ostanejo enake kot v točki 4.1. Za primer nadzidka pa je bila ponovno izbrana konstrukcija iz križno lepljenega lesa po sistemu KLH, ki je podrobneje obravnavana v točki 5.1.



Slika 17: Model z dodano maso v težišču nadgrajene konstrukcije

4.3.1 Rezultati modalne analize

- Nihajni časi in faktorji participacije efektivne mase

Preglednica 8: Nihajni časi, frekvence in faktorji participacije efektivne mase modela z dodano maso na ekscentru

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	ω [s^{-1}]	Γ_x [%]	Γ_y [%]
1	0,125	8,0	85	0
2	0,098	10,2	0	84
4	0,038	26,6	13	0
5	0,033	30,3	0	13

Tudi pri modelu, ki ima maso nadzidka zbrano na višini masnega središča nadzidka, se nihajni časi povečajo zelo podobno kot pri modelu iz točke 4.2. Zaradi takšnega izračuna pri faktorjih participacije efektivne mase nismo zasledili bistvenih sprememb.

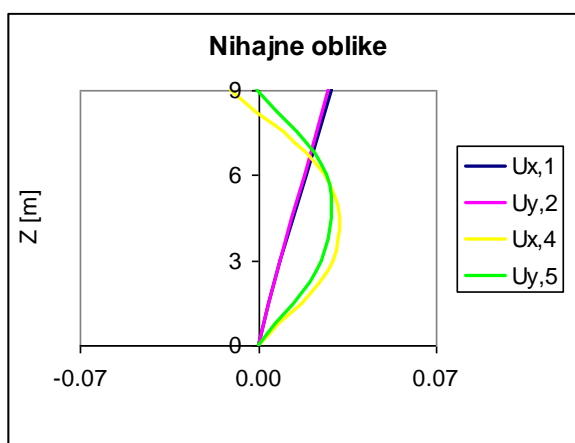
- **Potresne sile in prevrtni momenti**

Preglednica 9: Potresne sile in prevrtni momenti modela z dodano maso na ekscentru

$F_{b,x}$ [kN]	$F_{b,y}$ [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
10615,6	9233,3	86029,9	97486,3

V tabeli potresnih sil in prevrtnih momentov (Preglednica 9) se kaže glavna bistvena razlika med modeloma iz točke 4.2 in 4.3. Razvidno je, da se potresne sile bistveno ne spremenijo, medtem ko se pomembnejša razlika pokaže pri prevrtnih momentih, in znaša približno 20 %. Dobljeni rezultat je pričakovan, saj se v slednjem primeru masa nadzidka nahaja na določeni višini nad zgornjo etažo osnovne konstrukcije, kar povzroči večje prevrtnivne momente.

- **Nihajne oblike**

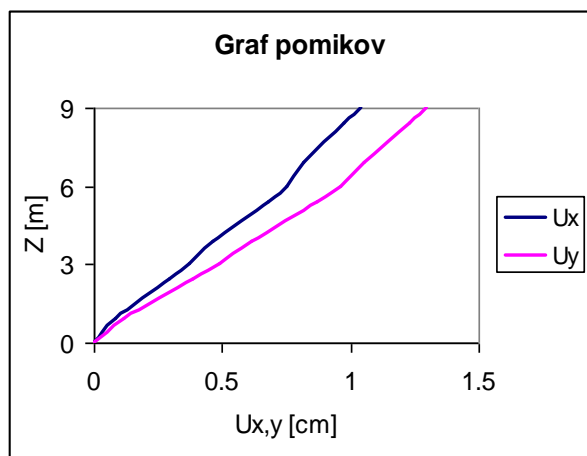


Slika 18: Graf nihajnih oblik modela z dodano maso na ekscentru

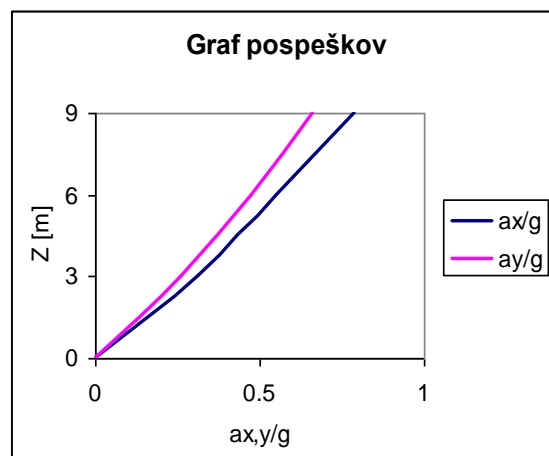
- **Pomiki in pospeški konstrukcije**

Preglednica 10: Pomiki in relativni pospeški modela z dodano maso na ekscentru

Z [m]	u_x [cm]	u_y [cm]	a_x [m/s^2]	a_y [m/s^2]	a_x/g	a_y/g
9	1,04	1,30	7,73	6,48	0,79	0,66
6	0,75	0,96	5,40	4,67	0,55	0,48
3	0,38	0,49	3,07	2,57	0,31	0,26



Slika 19: Graf pomikov modela z dodano maso na ekscentru



Slika 20: Graf relativnih, normiranih pospeškov modela z dodano maso na ekscentru

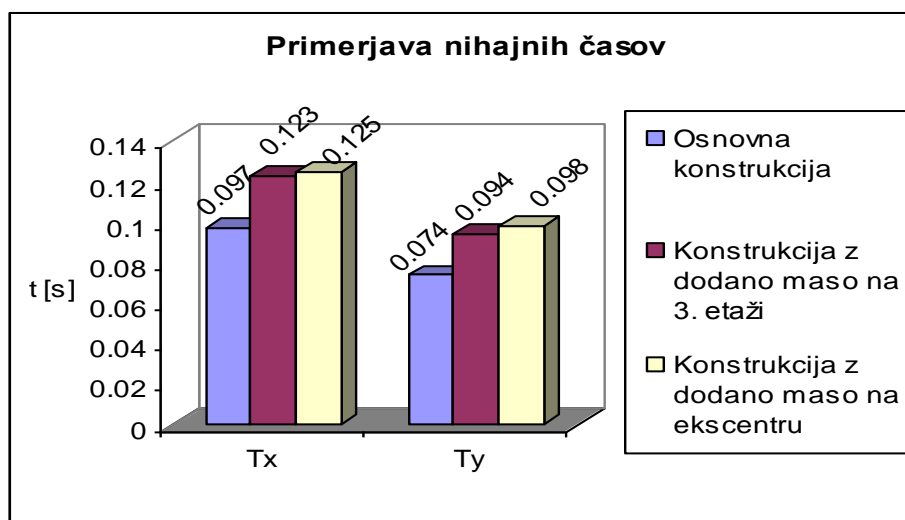
Glede na rezultate potresnih sil in prevratnih momentov bi pričakovali, da se bodo tudi pomiki primarne konstrukcije nekoliko povečali. Vendar pa do tega ne pride, tako da so pomiki približno enaki tistim iz točke 4.1. Razlog, zakaj se pomiki ne povečajo, bi lahko bil v tem, da način, na katerega je pripeta masa v težišče, nekoliko poveča togost celotne konstrukcije.

4.4 Primerjava računskih modelov

- **Primerjava nihajnih časov in faktorjev participacije efektivnih mas**

Preglednica 11: Primerjava nihajnih časov in faktorjev participacije efektivne mase za poenostavljene računske modele

	Osnovna konstrukcija	Model z dodano maso na 3. etaži	Model z dodano maso na ekscentru
T_1 [s]	0,097	0,123	0,125
T_2 [s]	0,074	0,094	0,098
T_4 [s]	0,033	0,036	0,038
T_5 [s]	0,026	0,028	0,033
$\Gamma_{1,x}$ [%]	86	86	85
$\Gamma_{2,y}$ [%]	87	87	84
$\Gamma_{4,x}$ [%]	12	12	13
$\Gamma_{5,y}$ [%]	11	11	13



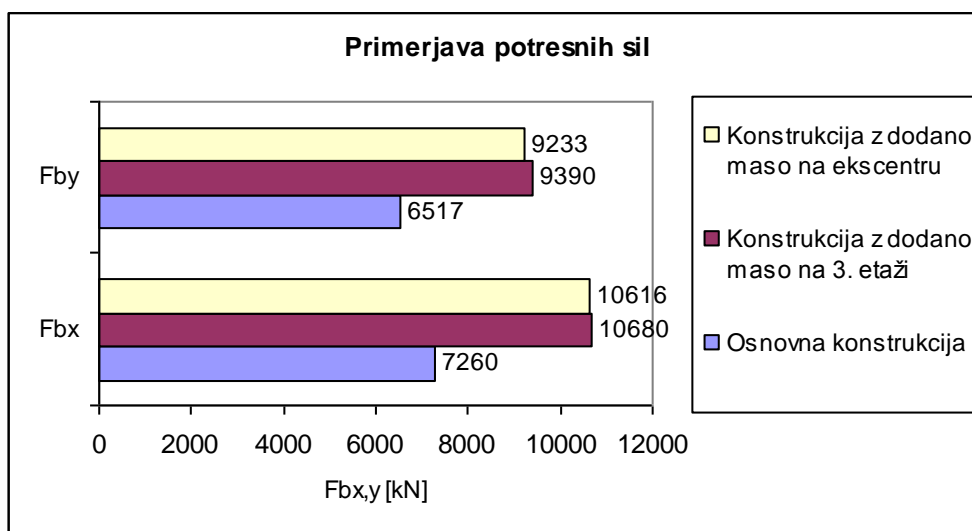
Slika 21: Grafična primerjava nihajnih časov poenostavljenih modelov

Zgornji rezultati so pričakovani, saj je logično, da se bodo nihajni časi ustrezno povečali, ko bomo na konstrukcijo naložili dodatno maso. To povečanje nihajnih časov znaša okoli 30 %.

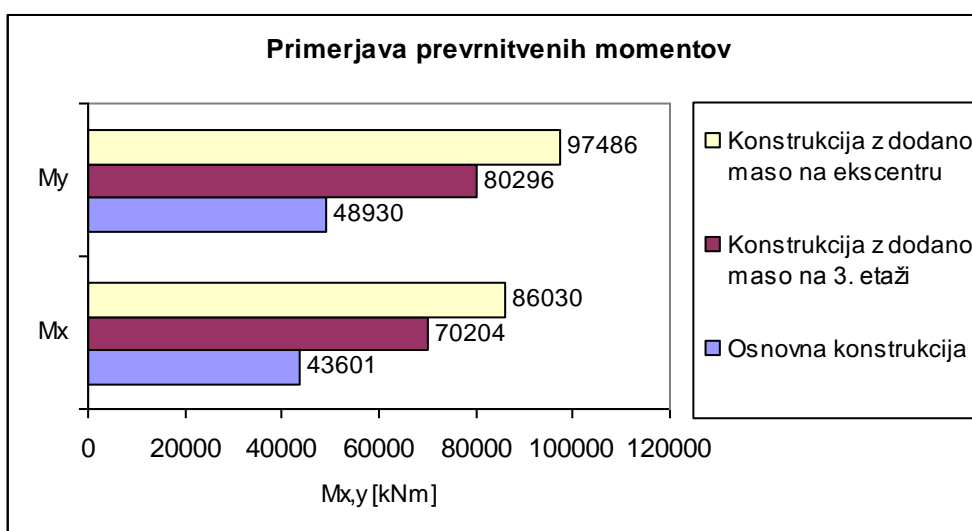
- **Primerjava potresnih sil**

Preglednica 12: Primerjava potresnih sil in prevrnitvenih momentov za poenostavljene računske modele

	Osnovna konstrukcija	Konstrukcija z dodano maso na 3. etaži	Konstrukcija z dodano maso na ekscentru
$F_{b,x}$ [kN]	7260,1	10680,2	10615,6
$F_{b,y}$ [kN]	6517,3	9389,9	9233,3
M_x [kNm]	43600,8	70204,4	86029,9
M_y [kNm]	48930,0	80296,4	97486,3



Slika 22: Grafična primerjava potresnih sil poenostavljenih modelov

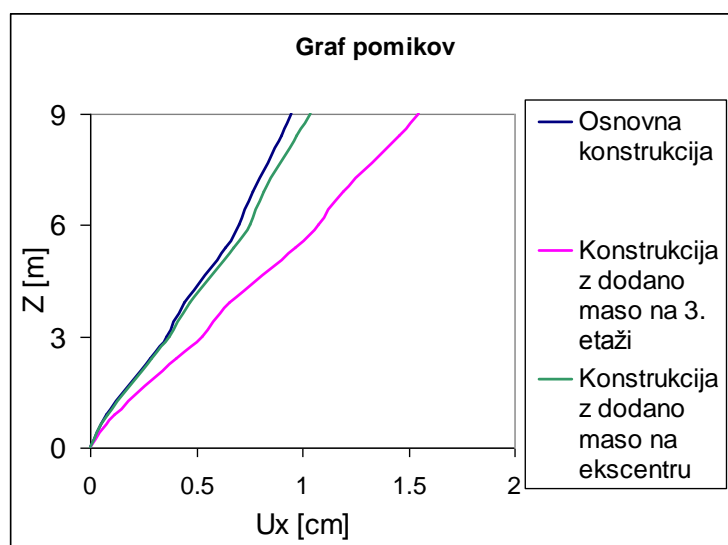


Slika 23: Grafična primerjava prevrtnih momentov poenostavljenih modelov

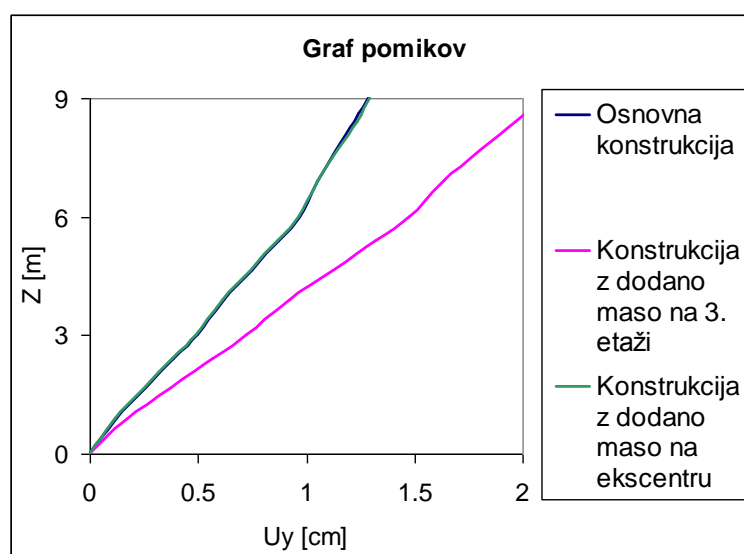
Iz zgornjih tabel ter grafikonov je razvidno, kako se z dodajanjem mase povečajo potresne sile in prevrtni momenti konstrukcije. Ko primerjamo model, kjer je masa nadzidka razporejena na vrhni etaži obstoječe konstrukcije, s konstrukcijo, ki ima to maso pripeto v težišču nadzidka, lahko opazimo, da se potresne sile bistveno ne spremenijo. Večja razlika pa se pojavi pri primerjavi prevrtnih momentov, kar je posledica delovanja mase na večji višini. Iz tega lahko zaključimo, da bi bil tak račun spodnje konstrukcije na nevarni strani, saj tako podcenjujemo skupni prevrtni moment. Kljub temu, da smo v zadnjem modelu zajeli celotno maso nadzidka v njegovem težišču, še vedno nismo popolnoma zajeli dejanskega

vpliva, ki ga povzroča na spodnjo konstrukcijo. Modeliranje nadzidka bi v sklopu potresnih sil in prevrnitvenih momentov dalo bolj točne rezultate kar se tiče nihajnih časov, saj bi se le ti verjetno povečali. To bi posredno vplivalo na vrednosti v spektru pospeškov in posledično na potresne sile in prevrnitvene momente. Res pa je, da prevrnitveni momenti za obravnavano konstrukcijo niso merodajna količina, ker ni nevarnosti, da bi se konstrukcija prevrnila. Ta trditev drži tudi za večino konstrukcij, ki se gradijo v Sloveniji.

- **Primerjava pomikov konstrukcije**

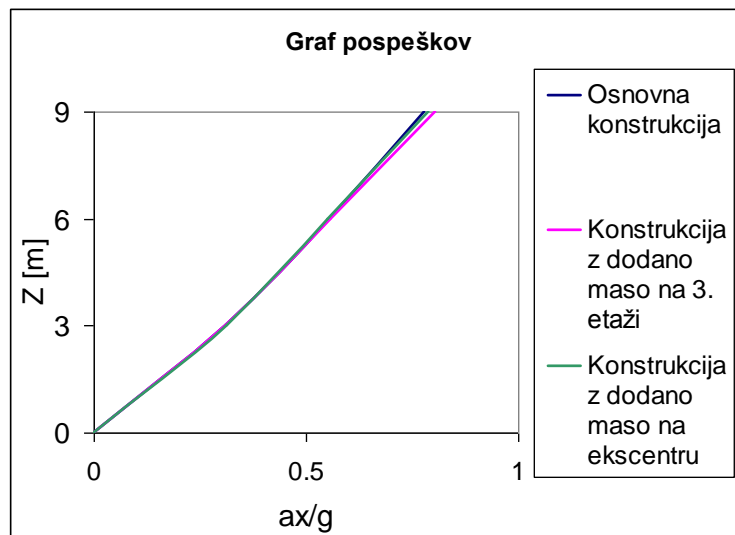


Slika 24: Grafična primerjava pomikov poenostavljenih modelov v smeri X

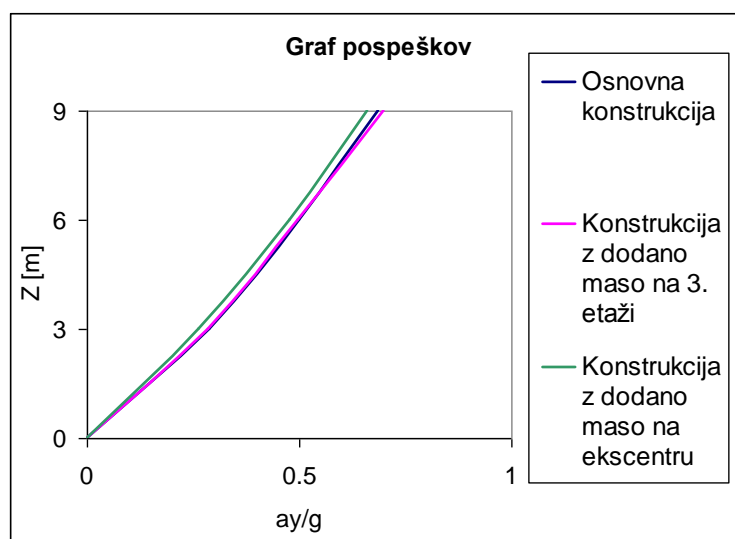


Slika 25: Grafična primerjava pomikov poenostavljenih modelov v smeri Y

- **Primerjava pospeškov konstrukcije**



Slika 26: Grafična primerjava pospeškov poenostavljenih modelov v smeri X



Slika 27: Grafična primerjava pospeškov poenostavljenih modelov v smeri Y

Zaradi povečane mase na konstrukciji se pričakovano povečajo tudi pomiki, vendar le pri konstrukciji z dodano maso na 3. etaži in ne tudi pri konstrukciji z dodano maso na ekscentru. Povečanje pomikov je okoli 60% (Slika 24 in 25), medtem ko pa na pospeške konstrukcije dodatna masa nima bistvenega vpliva, saj so si pri vseh treh modelih pospeški zelo podobni (Slika 26 in 27). Pri modelu, ki ima dodatno maso na ekscentru, bi pričakovali še večje

pomike kot pri konstrukciji z dodatno maso na vrhu 3. etaže, vendar pa do tega ne pride. Zanimivo je tudi, da se pri modelu z maso na ekscentru pomiki glede na samo osnovno konstrukcijo povečajo le za cca. 10% v smeri X, oziroma se sploh ne povečajo v smeri Y, kar je lahko posledica spremenjene togosti konstrukcije zaradi načina, kako je v težišče nadzidka pripeta dodatna masa.

4.4.1 Komentar rezultatov

Na podlagi dobljenih rezultatov lahko zaključimo, da zgoraj narejene analize v primeru nadgradnje obstoječega objekta niso povsem primerne, saj se pri modelih pojavijo določene razlike, zaradi katerih nimamo pravega občutka o pravilnosti dobljenih rezultatov. Z namenom ugotovitve, ali je kateri računski model dober približek realnemu stanju, je v točki 5 narejenih več v celoti modeliranih konstrukcij. Vseeno pa se pri potresnih silah ter prevrnitvenih momentih pokažejo zelo pomembne razlike, ki imajo pomemben vpliv na spodnjo konstrukcijo. V modelu iz točke 4.2 je lepo razvidno povečanje potresnih sil zaradi večje mase. Potresne sile v točki 4.3 ostanejo približno enake, se pa zato povečajo prevrnitveni momenti, kar je za nekatere konstrukcije lahko zelo pomemben rezultat. Prevrnitveni momenti pa za obravnavano konstrukcijo v smislu stabilnosti ne predstavljajo pomembnejšega rezultata. V naslednjih alinejah so našteje vse bistvene napake, ki jih je moč prepoznati iz zgoraj narejenih modelov.

- **Glavne napake, ki jih naredimo z modelom, ki ima maso nadzidka razporejeno na vrhnji etaži obstoječe konstrukcije:**

- Podcenjevanje skupnega prevrnitvenega momenta:

Ob delovanju potresnih sil, bi v tem primeru le te razporedili le na 3 etaže obstoječega objekta, kar bi pomenilo, da smo s tem upoštevali manjše prevrnitvene momente, kar bi imelo za posledico manjše napetosti v primarni konstrukciji. Večji prevrnitveni moment pa lahko na konstrukciji povzroči močno povečane napetosti v zemljini pod temelji, na drugi strani pa celo dvižke v temeljih.

- Neupoštevanje nihanja nadzidka:

V primeru, da bi nadzidek zaradi izjemno velike togosti osnovne konstrukcije lahko računali kot samostojen objekt, ne bi v takem računu upoštevali nihanja zgornje konstrukcije, ki ima lahko v določenem primeru ugoden vpliv v smislu, da duši nihanje spodnjega objekta. Bolj nevarno pa bi bilo v primeru, če bi se ujele določene frekvence nihanja konstrukcij in bi s tem prišlo do efekta resonance, kar bi lahko privedlo v realnosti do težav za objekt kot celoto.

- **Glavne napake, ki jih naredimo pri modelu z maso na ekscentru:**

- Spreminjanje togosti konstrukcije:

Pri vpenjanju mase na ekscenter neposredno nekoliko spremenimo samo togost obstoječega objekta, kar se nato pozna pri računu pomikov, saj so le ti nepričakovano manjši kot pri modelu z maso na vrhu 3. etaže. Spremenjena togost vpliva tudi na nihajne čase, za katere je bilo pričakovano, da se bodo povečali in posledično povečali potresne sile.

- Neupoštevanje nihanja nadzidka:

Prav tako kot v modelu, ki ima maso na vrhnji etaži osnovne konstrukcije tudi tukaj ni bil zajet vpliv nadzidka, ki ima lahko pozitivne ali pa tudi negativne učinke na odziv spodnje konstrukcije.

5 MOŽNI KONSTRUKCIJSKI SISTEMI NADGRADNJE

Ko se odločimo, da bomo nadzidali obstoječ objekt, moramo biti pri nadzidku pozorni, da ima le ta čim manjšo lastno težo ter da ga je možno kar najenostavneje in najhitreje nadgraditi na spodnjo konstrukcijo. Zelo pomembno pa je tudi, da je sistem gradnje poleg hitrosti tudi čim bolj tih in čist oziroma nemoteč za okolico, saj je gradišče takšne nadzidave praktično ob in nad obstoječim objektom, ki naj bi tekom gradnje deloval namoteno, če ni v njem predvidenih kakšnih večjih ojačitvenih posegov. Seveda pa je posebno pozornost potrebno nameniti tudi sami zasnovi nadzidka, da se ta kar najbolje prilega primarni konstrukciji ter da prenos obremenitev poteka zvezno iz nosilnih elementov nadzidka na nosilne elemente obstoječe stavbe.

V sledečih točkah so predstavljene in ovrednotene možne variante sistemov nadgradnje, ki se kar najbolje skladajo s karakteristikami, ki so omenjene v zgornjem odstavku.

5.1 Konstrukcija z lesenim nadzidkom

5.1.1 Prednosti lesenega konstrukcijskega sistema nadgradnje

Glavna prednost lesene gradnje je v tem, da omogoča bivanje v naravnem okolju, kar pomeni, da je klima v prostorih zelo ugodna. Les kot naraven material pa ima še vrsto drugih pozitivnih lastnosti, zaradi katerih ga je smiselno uporabljati za gradnjo stanovanjskih objektov in še toliko bolj pri nadgradnjah obstoječih stavb. Les ima majhno lastno težo ter s tem ugodno razmerje med trdnostjo in specifično maso. Tako pravimo, da ima les visoko specifično nosilnost. To sta poglobitna razloga, zakaj ga je smiselno uporabiti v konstrukcijah na področjih z zmanjšano nosilnostjo temeljnih tal, potresnih območjih ter seveda pri nadgradnjah, kjer moramo biti pozorni, da ne dodajamo na obstoječi objekt prevelike mase in s tem ne povečamo bistveno vztrajnostnih sil pri potresu. Les pa ima poleg ugodnih mehanskih lastnosti tudi pozitivne lastnosti glede gradbene fizike, saj gre za energetske

varčen material, ki ga odlikuje dobra toplotna izolativnost, poleg tega pa ima tudi estetsko vrednost. Ker pa gre za naraven material, ga spremljajo tudi določene pomanjkljivosti, ki se kažejo predvsem v dimenzijski nestabilnosti (krčenje in nabrekanje) pod vplivom vlage ter v primeru neustreznih pogojev občutljivost na biološke škodljivce. Stereotipno za negativno lastnost lesa velja tudi požarna odpornost, ki pa jo je možno rešiti bodisi s povečanjem prereza, bodisi z uporabo ustreznih protipožarnih premazov. Za obravnavani leseni nadzidek smo izbrali leseno konstrukcijo po sistemu KLH, ki ohranja pozitivne lastnosti lesene gradnje ter zaradi svoje specifikke omejuje njene negativne lastnosti – to je krčenja in nabrekanja lesa zaradi križno zlepljenih slojev lesenih lamel v t.i. dimenzijsko stabilno križno lepljeno leseno masivno ploščo. Ker gre pri izbranem sistemu za križno lepljene sloje po kotom 90° , imajo lesene plošče tudi bolj enakomerne mehanske lastnosti v obeh smereh v ravnini plošče.

Sistem gradnje s KLH ploščami je v celoti montažen, kar pomeni, da so na gradbišče pripeljani paneli, ki so bili natančno obdelani ter izrezani že v proizvodnji. Tako na gradbišču poteka zgolj montaža s pomočjo dvigala ter vijachenje stikov. Takšen način gradnje je izjemno hiter, kar pomeni, da bi lahko bil obravnavani nadzidek z utečeno in dobro organizirano ekipo zgrajen v dnevu ali dveh.

S stališča nadgradnje pa ima nadzidek tega tipa tudi pozitivne lastnosti pri prenosu obremenitev na spodnjo konstrukcijo. Ker nadzidek po montaži oziroma dokončni povezavi konstrukcijskih elementov deluje kot toga škatla, se tudi teža nadzidka bolj enakomerno porazdeli po spodnji konstrukciji. Tako se v njej ne pojavljajo mesta z velikimi lokalnimi obremenitvami, zaradi vertikalnih in horizontalnih obtežb.

5.1.2 Geometrija in zgradba konstrukcije

Geometrija nadzidane konstrukcije je identična obstoječemu objektu, kar pomeni, da gre v celoti za stenast sistem iz križno lepljenih lesenih plošč, ki so v etažah povezane z lesenimi medetažnimi ploščami, ki so prav tako kot stene sistema KLH. Debelina sten lesene konstrukcije je 94 mm, debelina medetažnih plošč pa 162 mm. Jedro, ki je v spodnji konstrukciji namenjeno vertikalnim komunikacijam, je izvedeno tudi v nadzidku in je enake

geometrije le, da je narejeno iz lesenih KLH panelov debeline 94 mm. Nadzidek je na osnovno konstrukcijo pritrjen z strižnimi ter dvižnimi sidri, ki se pri tem sistemu gradnje izvaja približno na razdalji 1 m. Povezava je enaka tudi drugje v nadzidku, se pravi med stenami ter medetažnimi ploščami. Nadzidek je izveden v 3 etažah z etažno višino 3 m, kar pomeni, da je celoten nadzidek visok 9 m in ima ravno streho.



Slika 28: Osnovna konstrukcija z lesnim KLH nadzidkom

5.1.3 Potresna obremenitev in metode računa

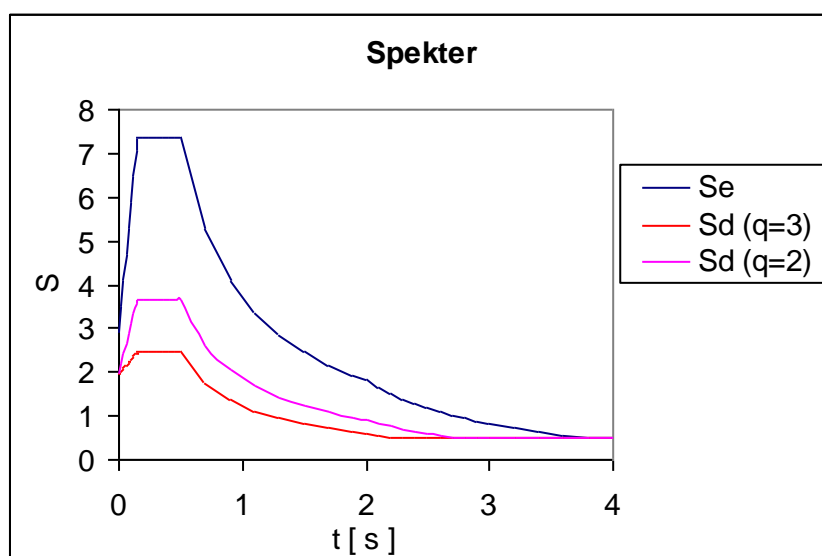
Konstrukcija je bila modelirana kot 3D model, ki ima vse mase zbrane na nivoju etaž, pri tem pa je bila upoštevana tudi slučajna 5% ekscentričnost mase. Na nivoju medetažnih konstrukcij so bile modelirane toge diafragme, saj se plošče v svojih ravninah obnašajo kot toge šipe. Omenjena predpostavka je pri armiranobetonski plošči običajna, pri KLH plošči pa je prav tako ustrezna, saj je v tem primeru medetažna konstrukcija sestavljena iz okoli 3 m širokih trakov, ki so medsebojno preko preklopnega stika zlepljeni in vijakaeni, tako da dobimo diafragmo, ki ima ravno tako zelo veliko strižno togost v svoji ravnini. V analizah je bila pri upoštevanju povezav pri dvižnih ter strižnih sidrih narejena precejšnja poenostavitev, saj so bile ta povezave upoštewane kot toge. Pri računu vztrajnostnih sil za potrebe dimenzioniranja nadzidka je bil q faktor upoštevan kot manjši od obeh delov celotne zgradbe glede na

določila, ki jih za izbiro q faktorja določenega konstrukcijskega sistema podaja EC 8. Rezultati potresnih sil, prevrnitvenih momentov in pomikov se nanašajo na elastičen spekter, pri katerem upoštevamo $q = 1$. Zaradi možnosti pojava tako imenovanega »efekta biča« (Poglavje 1), je bila narejena tudi časovna analiza odziva konstrukcije na podlagi akcelerograma, ki je bil zabeležen pri potresu leta 1979 v Črni gori.

- Sodelujoča masa pri potresu je bila določena v skladu z enačbo:
 - $M = G + \Psi_{Ei} Q_{Ki} = G + 0,5 * 0,3 Q;$ $\Psi_{Ei} = \varphi \Psi_{2i}$
 - $M = G + \Psi_{Ei} Q_{Ki} = G + 1,0 * 0,3 Q;$ $\Psi_{Ei} = \varphi \Psi_{2i}$ (za zg. etažo $\varphi = 1$)
 - $W = \sum G_{kj} + \sum \Psi_{Ei} Q_{ki}$

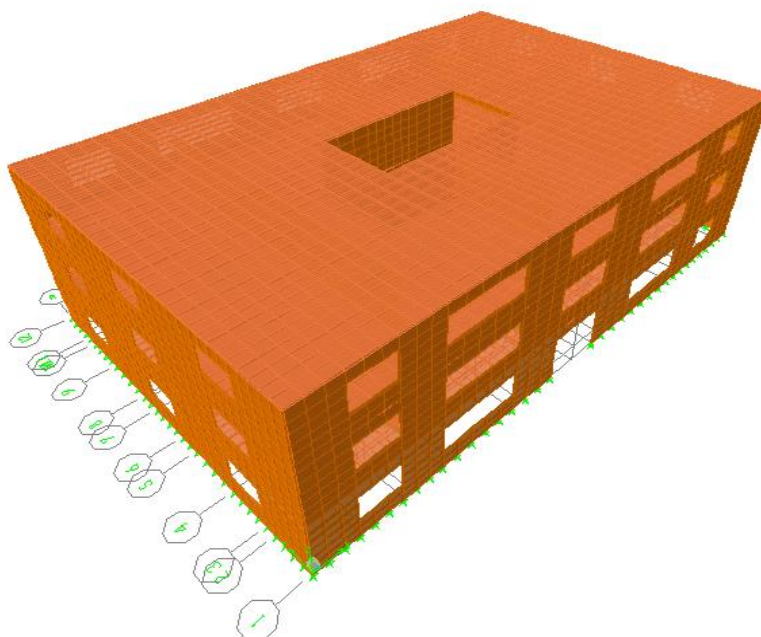
Mase konstrukcije so enake kot pri modelih v točkah 4.1.2 in 4.2.1 kjer sta obravnavana osnovna konstrukcija in lesen nadzidek po sistemu KLH.

- Spekter odziva
 - Tip temeljnih tal B; $S = 1,2; T_b = 0,15 \text{ s}; T_c = 0,5 \text{ s}; T_d = 2,0 \text{ s}$
 - Pospešek temeljnih tal: $a_g = 0,25g$
 - Faktor obnašanja osnovne konstrukcije: $q = 3$
 - Faktor obnašanja nadzidka: $q = 2$
 - Faktor obnašanja celotne konstrukcije: $q = 2$



Slika 29: Elastični in projektne spektra pospeškov za $q = 3$ in $q = 2$

5.1.4 Rezultati modalne analize KLH nadzidka



Slika 30: Lesen KLH nadzidek

- Nihajni časi in faktorji participacije efektivne mase

Preglednica 13: Nihajni časi, frekvence in faktorji participacije efektivne mase lesenega nadzidka

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	ω [s^{-1}]	Γ_x [%]	Γ_y [%]
1	0,083	12,1	76	0
2	0,048	20,8	0	75
4	0,022	45,5	20	0
5	0,012	83,3	0	22

Iz nihajnih časov konstrukcije je razvidno, da je nadzidek zelo tog, saj je le ta celo nekoliko manjši kot nihajni čas osnovne konstrukcije. Razlika pa se pojavi pri faktorjih participacije efektivne mase, kjer imata prvi nihajni obliki v posameznih smereh manjši vpliv kot pri obstoječem objektu. Pri obravnavanem nadzidku je potrebno poudariti, da strižna in dvižna sidra v računskem modelu niso bila modelirana, zato je realna konstrukcija nekoliko bolj podajna.

- Potresne sile

Preglednica 14: Potresne sile in prevrtni momenti lesenega nadzidka

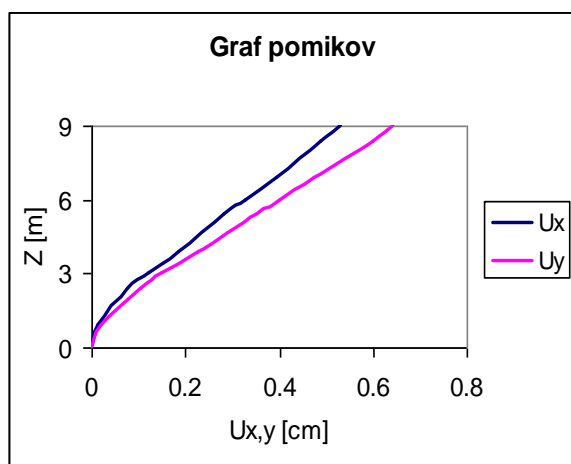
$F_{b,x}$ [kN]	$F_{b,y}$ [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
1832,9	1479,8	9426,2	11716,7

Zgornja tabela prikazuje potresne sile in prevrtnivne momente v posameznih smereh. Ker so vrednosti nihajnih časov zelo podobne, so potresne sile in prevrtni momenti manjši predvsem na račun manjše mase lesene konstrukcije v primerjavi z armiranobetonskim objektom.

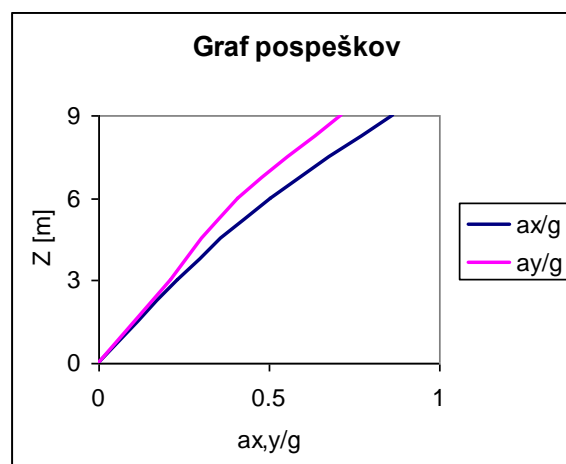
- Pomiki in pospeški konstrukcije

Preglednica 15: Pomiki in relativni pospeški lesenega KLH nadzidka

Z [m]	u_x [cm]	u_y [cm]	a_x [m/s ²]	a_y [m/s ²]	a_x/g	a_y/g
9	0,53	0,64	8,48	6,98	0,86	0,71
6	0,33	0,40	4,96	3,99	0,51	0,41
3	0,12	0,15	2,30	2,08	0,23	0,21



Slika 31: Graf pomikov lesenega KLH nadzidka



Slika 32: Graf relativnih, normiranih pospeškov lesenega KLH nadzidka

Velikostni red nihajnih časov pove, da gre za zelo togo konstrukcijo, kar potrjuje tudi vrednosti pomikov, ki v smeri osi X znašajo 0,53 cm, v smeri osi Y pa 0,64 cm. Amplifikacija pospeškov na vrhni etaži znaša 3,4 v smeri daljše stranice in 2,8 v smeri krajše stranice objekta.

5.1.5 Rezultati modalne analize konstrukcije z lesenim KLH nadzidkom

- Nihajni časi in faktorji participacije efektivne mase

Preglednica 16: Nihajni časi, frekvence in faktorji participacije efektivne mase konstrukcije z lesenim KLH nadzidkom

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	ω [s^{-1}]	Γ_x [%]	Γ_y [%]
1	0,155	6,5	66	0
2	0,112	8,9	0	73
4	0,071	14,0	24	0
5	0,050	20,0	0	19

Pri računu nihajnih časov celotne konstrukcije opazimo, da se le ti povečajo glede na nihajne čase dobljene v točkah 4.2 in 4.3. Nihajni čas dejanske konstrukcije je večji, saj je dejanska konstrukcija bolj podajna od modelov v točkah 4.2 in 4.3. Spremenijo se tudi faktorji participacije efektivne mase, pri čemer se poveča vpliv višjih nihajnih oblik, kar je značilno za višje objekte.

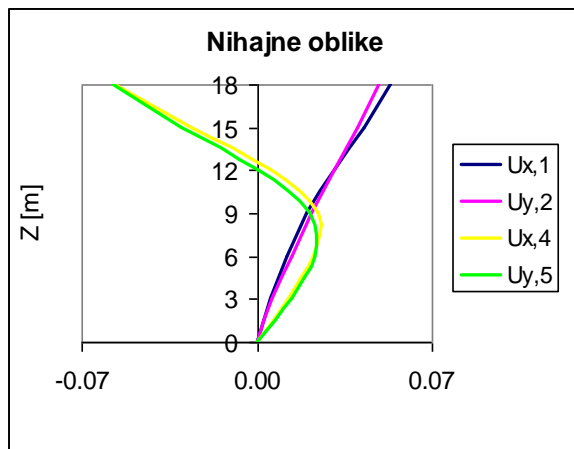
- Potresne sile

Preglednica 17: Potresne sile in prevrtni momenti konstrukcije z lesenim KLH nadzidkom

$F_{b,x}$ [kN]	$F_{b,y}$ [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
9656,4	8873,1	90613,5	101193,2

Zgornja tabela prikazuje potresne sile in prevrtni momente, ki se glede na primarno konstrukcijo povečajo na račun spremenjene vrednosti v spektru pospeškov, večje mase, pri prevrtnih momentih pa ima vpliv tudi višina, na kateri deluje določena masa. Če primerjamo potresne sile dejanske konstrukcije s tistimi, ki smo jih dobili z modeloma v točkah 4.2 in 4.3, lahko ugotovimo, da je ocena za potresne sile, s temi modeli dobra, saj se rezultati razlikujejo za manj kot 10% in so tudi na varni strani. Model z maso na ekscentru pa predstavlja dobro poenostavitev, saj se tudi prevrtni momenti ujamejo na okoli 5% natančno.

- Nihajne oblike



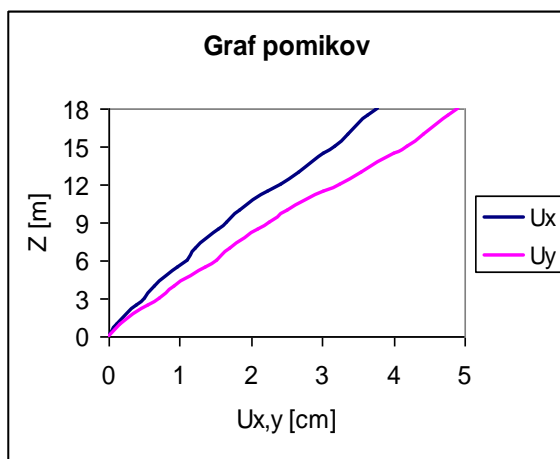
Slika 33: Nihajne oblike konstrukcije z lesenim KLH nadzidkom

Graf nihajnih oblik (Slika 33) potrjuje, da imata osnovna konstrukcija in nadzidek podobni togosti, saj ne pride do loma krivulje, ki prikazuje nihajne oblike konstrukcije – le te so namreč po obliki zvezne.

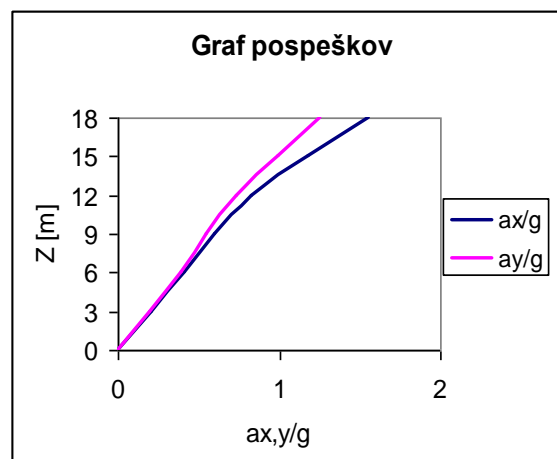
- Pomiki in pospeški konstrukcije

Preglednica 18: Pomiki in relativni pospeški konstrukcije z lesenim KLH nadzidkom

Z [m]	u_x [cm]	u_y [cm]	a_x [m/s ²]	a_y [m/s ²]	a_x/g	a_y/g
18	3,80	4,94	15,27	12,31	1,56	1,26
15	3,21	4,23	11,58	9,77	1,18	1,00
12	2,45	3,27	8,13	7,25	0,83	0,74
9	1,68	2,28	5,85	5,43	0,60	0,55
6	1,12	1,54	4,10	3,88	0,42	0,40
3	0,53	0,73	1,99	1,94	0,20	0,20



Slika 34: Graf pomikov konstrukcije z lesnim KLH nadzidkom

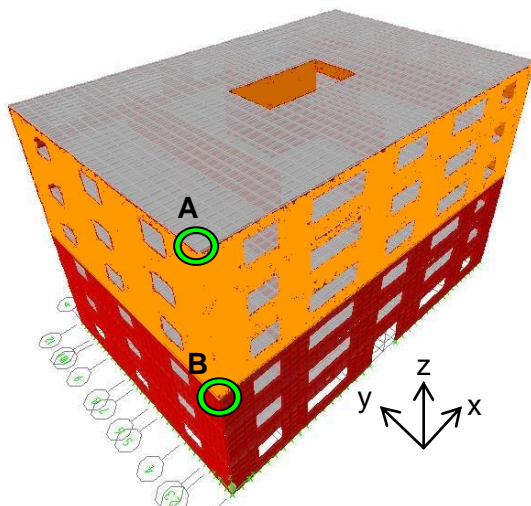


Slika 35: Graf relativnih, normiranih pospeškov konstrukcije z lesnim KLH nadzidkom

Iz grafa pomikov konstrukcije je razvidno, da imata spodnja konstrukcija in nadzidek podobni togosti, saj ne pride do skoka pomikov in se le ti enakomerno povečujejo z višino objekta. Amplifikacija pospeškov na 3. etaži znaša v smeri X 2,4, v smeri Y pa 2,2. Omenjena amplifikacija pospeškov je lahko povod za bistveno večje pomike nadzidka (v računu dejanske konstrukcije) v primerjavi s pomiki, ki smo jih dobili z modalno analizo samega lesenega KLH nadzidka. To pa pomeni, da je nadzidek dejansko obremenjen z veliko večjimi silami in ga zato ne bi smeli obravnavati ločeno od osnovne konstrukcije. Amplifikacija pospeškov na vrhu v smeri X znaša 6,2, v smeri Y pa 5.

5.1.6 Rezultati časovnega odziva konstrukcije

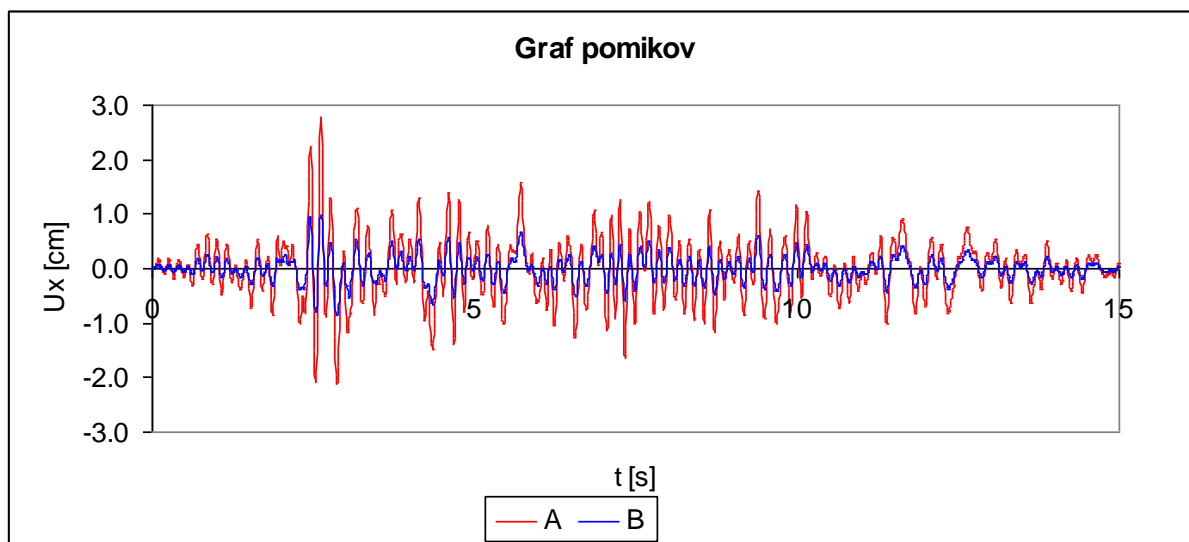
Spodnji rezultati prikazujejo časovni odziv konstrukcije, ki je bil zabeležen v dveh točkah, ki sta s krogoma označeni na spodnji sliki. Pri računu časovnega odziva je bilo upoštevano 5% dušenje.



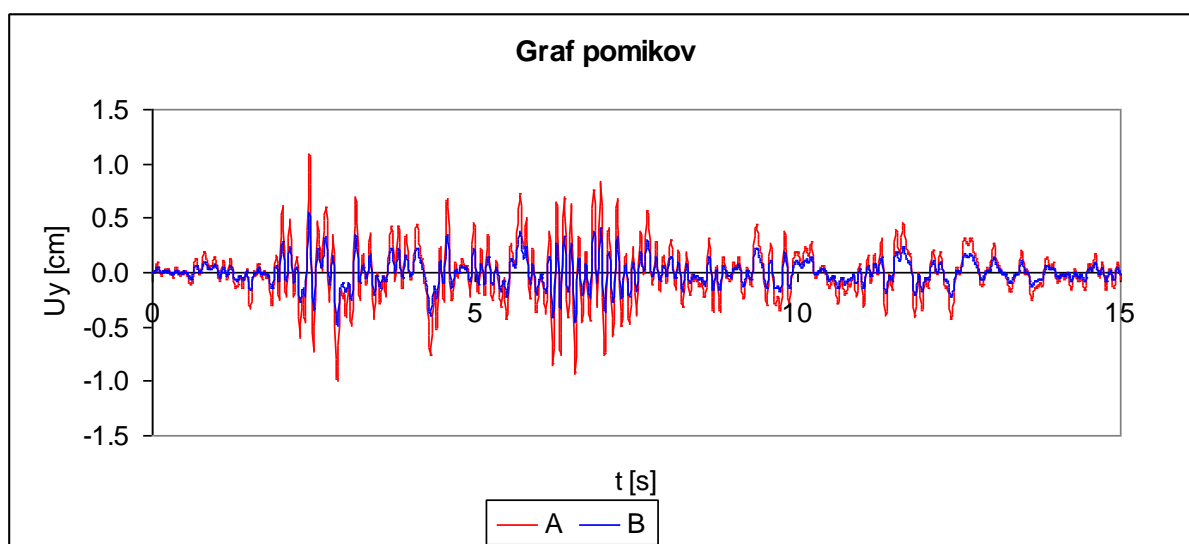
Slika 36: Osnovna konstrukcija z lesnim KLH nadzidkom z označenima točkama, za kateri je spremljan časovni odziv

Preglednica 19: Pomiki osnovne konstrukcije z lesnim KLH nadzidkom na podlagi akceleroگرامa

Smer	X	Y
$u_{\max,sp}$ [cm]	1,0	0,6
$u_{\min,sp}$ [cm]	0,9	-0,5
$u_{\max,zg}$ [cm]	2,8	1,1
$u_{\min,zg}$ [cm]	-2,1	-1,0



Slika 37: Časovna odvisnost pomikov osnovne konstrukcije z lesenim KLH nadzidkom v X smeri



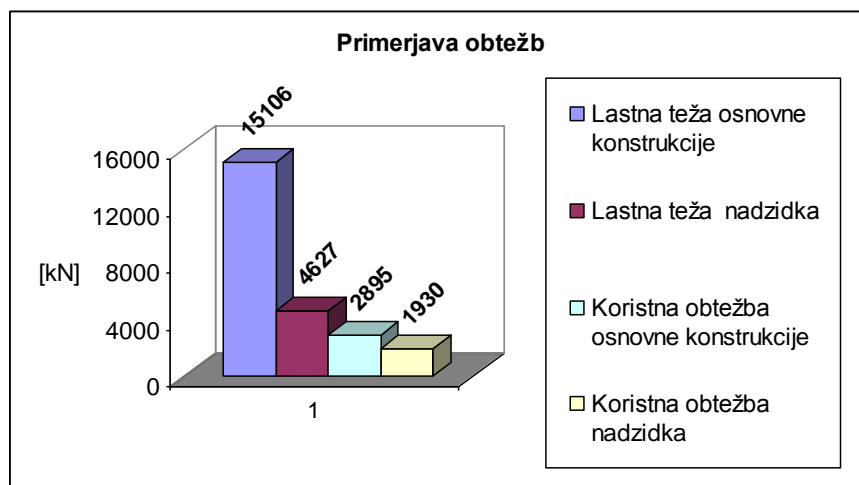
Slika 38: Časovna odvisnost pomikov osnovne konstrukcije z lesenim KLH nadzidkom v Y smeri

Grafa časovne odvisnosti pomikov prikazujeta odziv konstrukcije zaradi vsiljenih pospeškov temeljnih tal. Iz primerjave pomikov točke na vrhu in na 3. etaži konstrukcije je razvidno, da se točki ves čas gibata v isto smer, kar pomeni da ne pride do faznega zamika v nihanju. Efekt biča se v tem primeru ne pojavi, saj ni bistvenega povečanja pomikov nadgradnje in so pomiki nadzidka v določeni meri proporcionalni pomikom osnovne konstrukcije.

5.1.7 Vpliv nadzidka na obstoječo konstrukcijo

Pomemben podatek pri potresni analizi nadgrajenega objekta predstavlja tudi vpliv nadzidka na primarno konstrukcijo. V spodnjih alinejah so prikazani glavni podatki, ki zajemajo vpliv nadzidka na osnovno zgradbo.

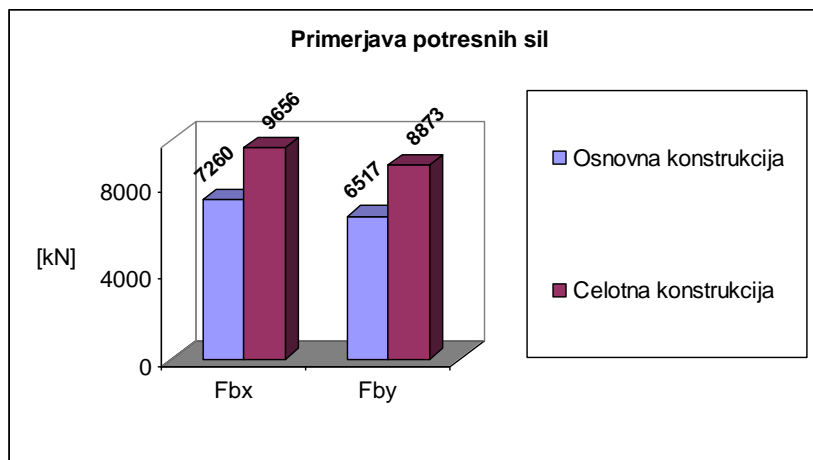
- Povečanje teže objekta:



Slika 39: Grafični prikaz velikosti obtežb osnovne konstrukcije z lesenim nadzidkom

Lastna teža nadzidka v primerjavi z lastno težo primarne konstrukcije predstavlja 31% delež mase. To pomeni, da je lesena konstrukcija več kot 3x lažja od armiranobetonske, saj imamo opravka z dvema konstrukcijama enakih dimenzij. Če bi primerjali samo nosilni konstrukciji brez zaščitnih in finalnih slojev, pa se izkaže, da je lesena konstrukcija od 6 do 7x lažja od armiranobetonske. Lastna teža nadzidka skupaj s koristno obtežbo pa glede na lastno težo in koristno obtežbo primarne konstrukcije predstavlja 36% delež.

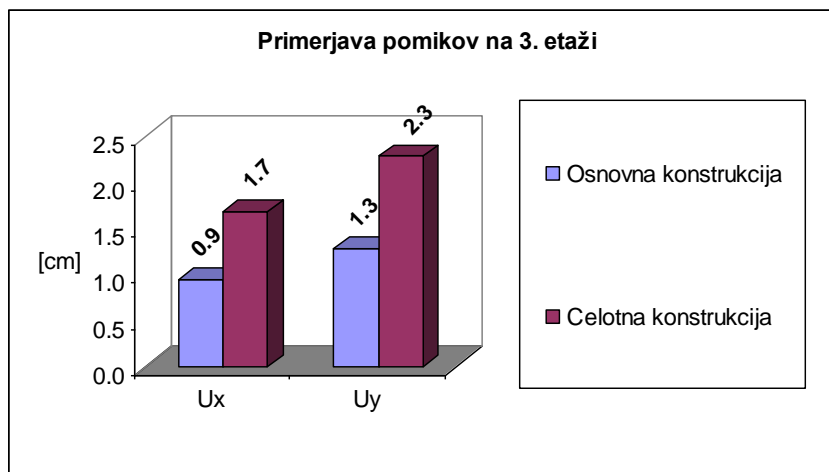
- Povečanje potresnih sil:



Slika 40: Grafični prikaz povečanja potresnih sil za konstrukcijo z lesenim nadzidkom

Povečanje potresnih sil zaradi povečanja mase in večje vrednosti v spektru pospeškov v smeri X znaša 33%, v smeri Y pa 36%.

- Povečanje pomikov primarne konstrukcije:



Slika 41: Grafični prikaz povečanja pomikov konstrukcije z lesenim nadzidkom

Zaradi nadgradnje se vztrajnostne sile na objekt povečajo, kar pomeni, da se spremenijo tudi pomiki primarne konstrukcije in sicer to povečanje v smeri X znaša 89%, v smeri Y pa 77%.

5.1.8 Primerjava rezultatov

Da bi ugotovili, ali je ločen račun v danem primeru možen, so v spodnjih točkah prikazane primerjave med dobljenimi rezultati modalnih analiz.

- **Primerjava nihajnih časov:**

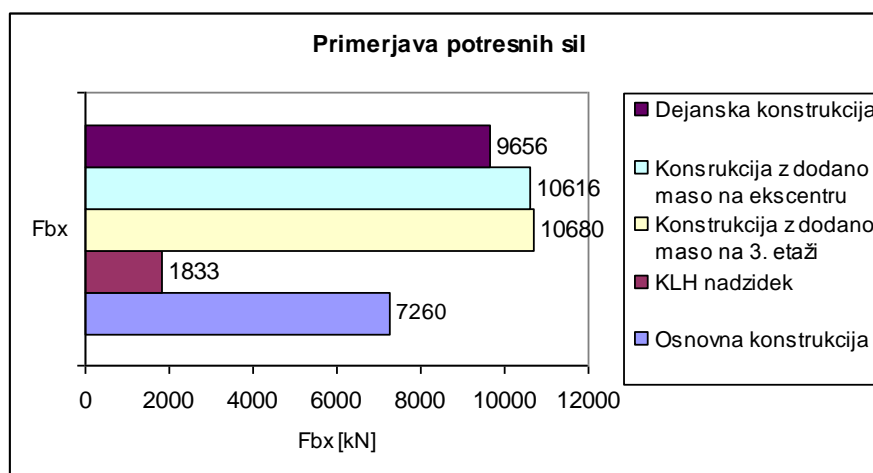
Kot smo že opazili, nihajni časi igrajo pomembno vlogo, saj določajo vrednost v spektru pospeškov, s tem pa direktno vplivajo na velikost potresnih sil.

Preglednica 20: Primerjava nihajnih časov

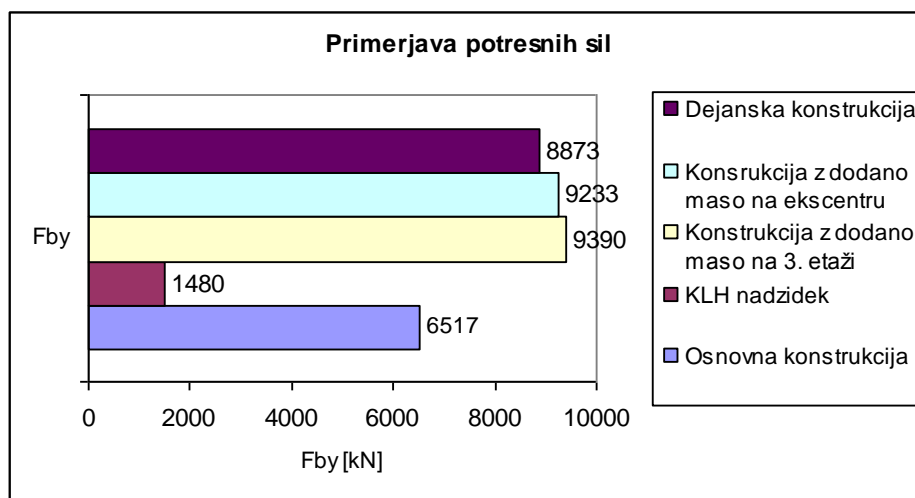
	Osnovna konstrukcija	KLH nadzidek	Model z dodano maso na 3. etaži	Model z dodano maso na ekscentru	Dejanska konstrukcija
T_1 [s]	0,097	0,083	0,123	0,125	0,155
T_2 [s]	0,074	0,048	0,094	0,098	0,112
T_4 [s]	0,033	0,022	0,036	0,038	0,071
T_5 [s]	0,026	0,012	0,028	0,033	0,050

Zgornja tabela prikazuje, da se nihajni časi dejanske konstrukcije dokaj dobro ujemajo s časi modela, ki ima maso na 3. etaži ter modelom, ki ima maso na ekscentru. Iz tega sledi, da so tudi vrednosti potresnih sil in prevnitvenih momentov primerljive.

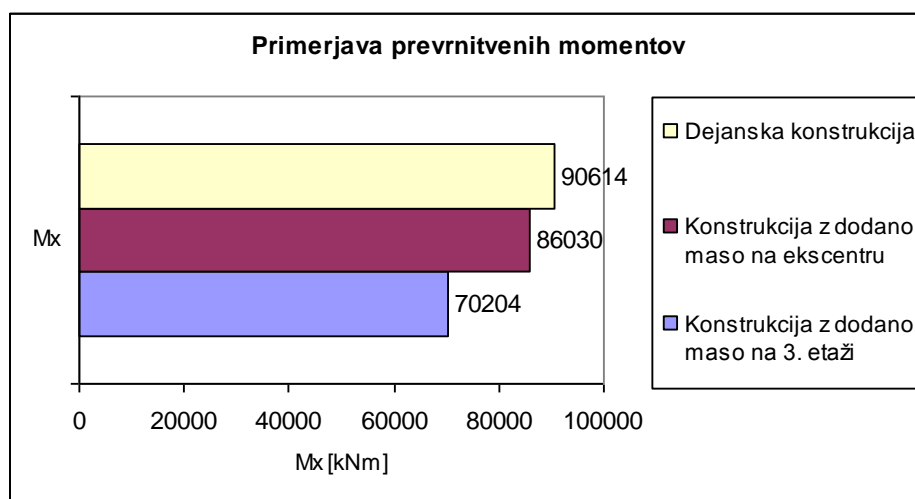
- **Primerjava potresnih sil:**



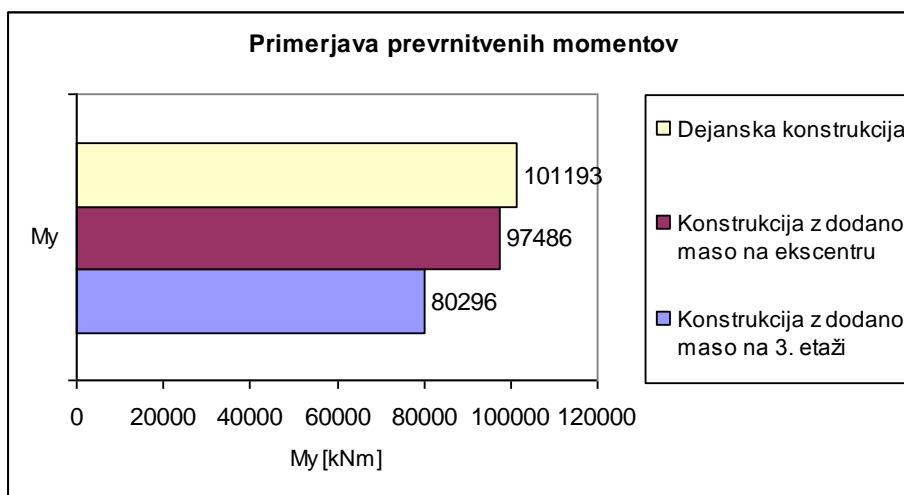
Slika 42: Primerjava potresnih sil v X smeri



Slika 43: Primerjava potresnih sil v Y smeri

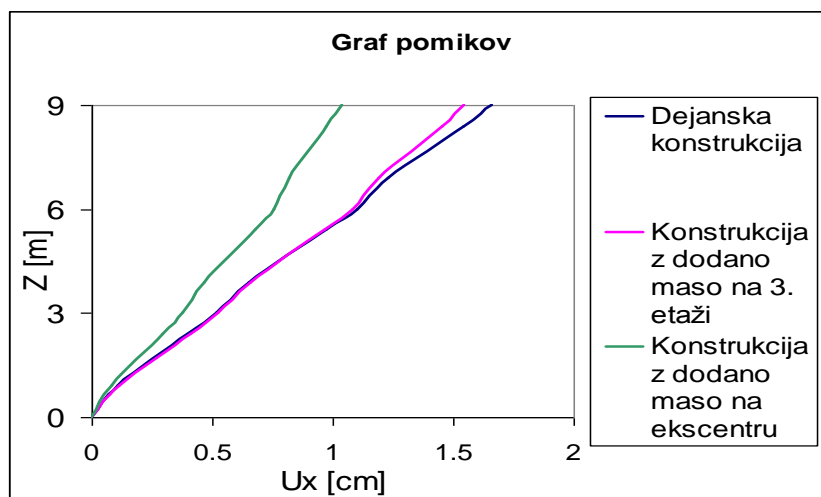


Slika 44: Primerjava prevrtnitvenih momentov M_x

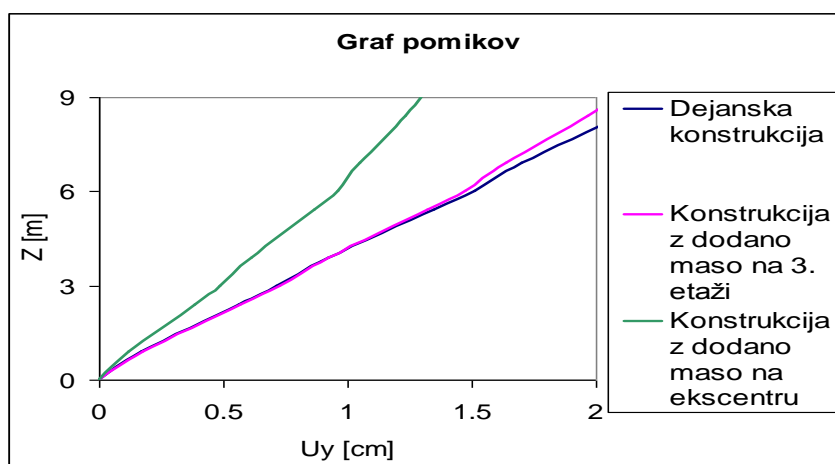
Slika 45: Primerjava prevrnitvenih momentov M_y

Zgornja tabela prikazuje, da bi s stališča potresnih sil lahko ločeno obravnavali primarno konstrukcijo ter nadzidek. To pomeni, da bi na osnovno konstrukcijo dodali maso nadzidka v njegovo težišče in tako dobili zadovoljive rezultate za potresne sile in prevrnitvene momente.

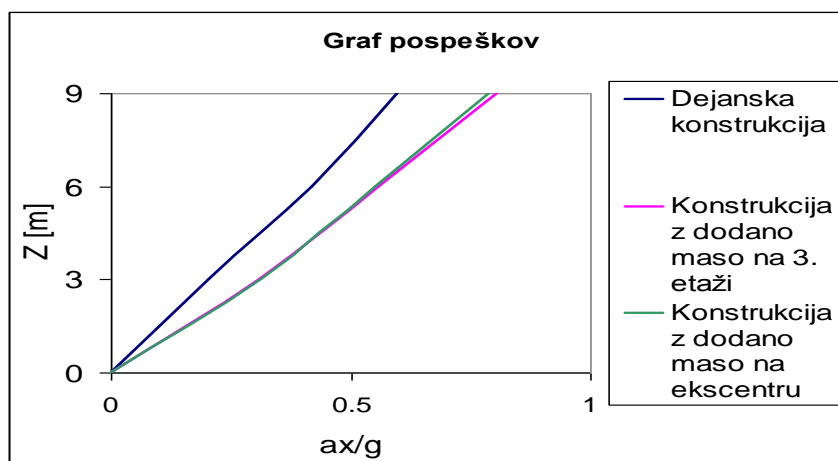
- **Primerjava pomikov in pospeškov računski modelov:**



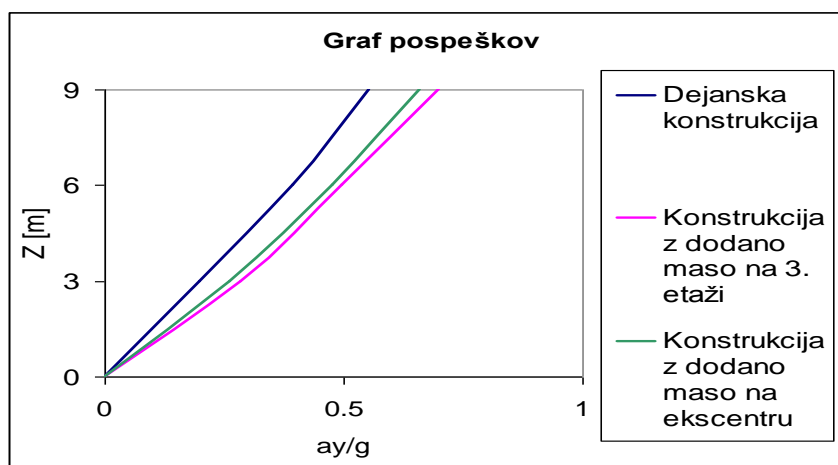
Slika 46: Pomiki osnovne nadgrajene konstrukcije v X smeri



Slika 47: Pomiki osnovne nadgrajene konstrukcije v Y smeri



Slika 48: Relativni pospeški osnovne nadgrajene konstrukcije v X smeri


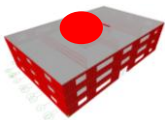
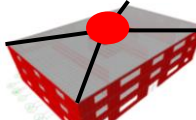
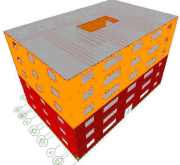


Slika 49: Relativni pospeški osnovne nadgrajene konstrukcije v Y smeri

Glede na zadovoljive rezultate izračuna potresnih sil in prevrnitvenih momentov, ki jih dobimo z modelom, kjer upoštevamo maso nadzidka na ekscentru, bi tudi pri računu pomikov in pospeškov pričakovali podobno ujemanje. Vendar pa se zaradi vpetja mase na višino masnega središča nadzidka spremeni tudi togost tega modela, zato se rezultati pomikov ter pospeškov ne ujemajo najbolje z dejanskim modelom. Za račun pomikov ter pospeškov primarne konstrukcije se kot primeren izkaže model, ki ima maso naloženo na strehi.

5.1.9 Komentar rezultatov

Preglednica 21: Primerjava rezultatov poenostavljenih računskih modelov

				
	Osnovna konstrukcija	Konstrukcija z dodano maso na 3. etaži	Konstrukcija z dodano maso na ekscentru	Dejanski model
$F_{b,x}$ [kN]	7260	10680	10616	9656
Povečanje	/	1,47	1,46	1,33
$F_{b,y}$ [kN]	6517	9390	9233	8873
Povečanje	/	1,44	1,42	1,36
M_x [kNm]	43601	70204	86030	90614
Povečanje	/	1,61	1,97	2,08
M_y [kNm]	48930	80296	97486	101193
Povečanje	/	1,64	1,99	2,07
3. etaža				
u_x [cm]	0,95	1,55	1,04	1,68
Povečanje	/	1,63	1,09	1,77
u_y [cm]	1,29	2,09	1,30	2,28
Povečanje	/	1,62	1,01	1,77
a_x/g	0,78	0,80	0,79	0,60
Povečanje	/	1,03	1,01	0,73
a_y/g	0,68	0,70	0,66	0,55
Povečanje	/	1,03	0,97	0,75

Če se pri projektiranju v praksi poslužujemo poenostavljenih računskih modelov, je za te najpomembneje, da le ti dajejo rezultate, ki so na varni strani, kar pomeni, da so konzervativnejši od bolj natančnih modelov. Iz dobljenih rezultatov v točkah 4 in 5.1 vidimo, da smo s poenostavljenim modelom, ki ima dodano maso nadzidka na ekscentru, dobili primerljive vrednosti potresnih sil ter prevrnilvenih momentov kot z dejanskim oz. bolj natančnim računskim modelom. Takšen poenostavljeni model pa ne daje dobrih rezultatov za računu pomikov, saj so zaradi večje togosti modela zaradi vpetja mase na ekscentru po višini

pomiki bistveno manjši, kot pa če jih izračunamo z dejanskim modelom, to je z modeliranjem celotne konstrukcije. Čeprav smo z modelom, ki ima maso nadzidka le dodano vrhnji etaži dobili za osnovno konstrukcijo primerljive rezultate za pomike, pa pri ločeni obravnavi nadzidka temu ni tako. Rezultati potresne analize samega nadzidka dajo vrednosti pomikov $u_x = 0,53$ cm in $u_y = 0,64$ cm, medtem ko pri potresni analizi celotnega objekta dobimo relativni pomik nadzidka kot razliko pomikov med 3. in 6. etažo dejanskega računskega modela velikosti $\Delta u_x = 2,12$ cm in $\Delta u_y = 2,66$ cm. Amplifikacija pomika je kar 400 % in več. Vzrok je verjetno ta, da je nadzidek v računu celotne konstrukcije obremenjen z bistveno večjimi silami, kar je posledica amplifikacije pospeškov na 3. etaži armiranobetonske konstrukcije. Ta rezultat bi lahko potrdili z računom etažnega sprekttra. Določen doprinos k večjim pomikom pa imajo zagotovo tudi zasuki vozlišč končnih elementov na mestih povezave z nadzidkom.

5.2 Konstrukcija z jeklenim nadzidkom

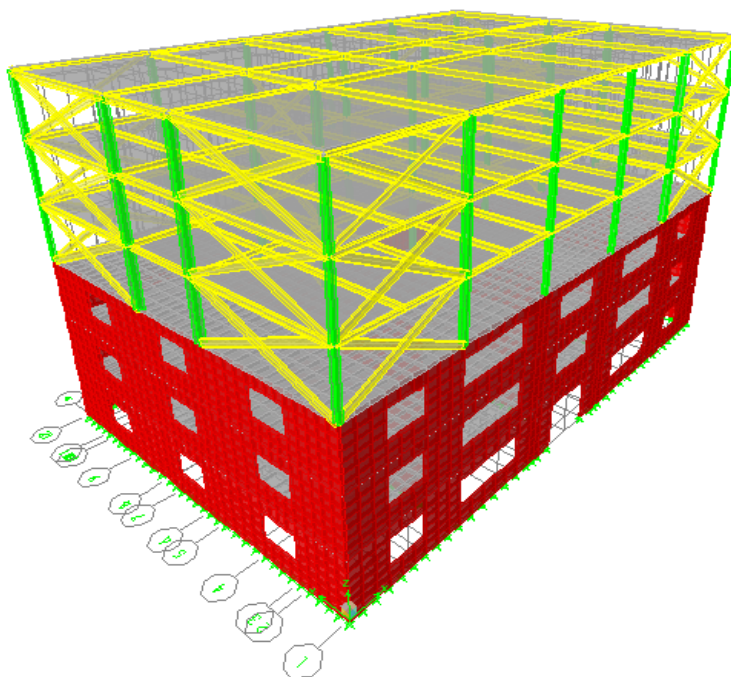
5.2.1 Prednosti jeklenega sistema nadgradnje

Jeklo odlikuje odlično razmerje med nosilnostjo in lastno težo, kar je pogosto izkoriščeno z uporabo velikih razponov in odprtih prostorov. Uporaba jeklenih konstrukcij omogoča izjemno ekonomično projektiranje, saj lahko izbiramo med velikim številom različnih tipov vročevaljanih profilov in poljubnih varjencev ter različnimi kvalitetami konstrukcijskega jekla. Fleksibilnost omenjenega sistema se kaže tudi pri spojih, saj lahko izbiramo med momentnimi in členkastimi spoji, ki so lahko bodisi varjeni ali pa vijacheni. Pri gradnji z jeklom gre v celoti za montažen sistem gradnje, kar pomeni, da so konstrukcijski elementi predhodno v celoti obdelani v delavnicah in se nato na gradbišču le vijachijo ali varijo. V primeru, da gre za jekleno konstrukcijo z vijachenimi spoji, tudi montaža ni vremensko pogojena in lahko poteka zelo hitro. Določeno časovno upočasnitev gradnje lahko prinese betoniranje medetažnih plošč, ki so v obravnavanem nadzidku izbrane kot sovprežne plošče s profilirano pločevino, ki se podpirajo s prav tako sovprežnimi prečkami. Hitrost gradnje se pri jeklenih sistemih kaže tudi v zmožnosti uporabe različnih tipov fasad in strešnih panelov, ki

so lahko priključljivi na jekleno konstrukcijo. Pri jeklenih konstrukcijah pa je potrebno omejiti negativne lastnosti jekla, ki se nanašajo na korozijsko občutljivost ter požarno ogroženostjo jeklenih profilov.

5.2.2 Geometrija in zgradba konstrukcije

Jeklen nadzidek je zasnovan kot okvir s povezji v obeh smereh. Okvirji so pozicionirani na mestih, kjer spodnja konstrukcija omogoča neposredno podpiranje. Tako je v smeri Y osi zasnovanih 6, v smeri X pa 4 okvirji s centričnimi povezji. Vsi stebri so členkasto priključeni na spodnjo nosilno konstrukcijo. Nadzidek je zasnovan kot 3 etažna konstrukcija z etažno višino 3 m. Sistem prevzema horizontalnih sil je v obeh smereh X povezje, ki s svojimi nateznimi diagonalami disipira energijo. Medetažna konstrukcija je izvedena kot sovprežna plošča s profilirano pločevino tipa Kingspan, ki ima razpon med 2,6 m in 3 m. Sovprežna plošča je podprta s sovprežnimi nosilci, ki so elementi okvirjev ter z vmesnimi sekundarnimi nosilci, ki so prav tako zasnovani kot sovprežni. Stebri so sestavljeni iz profilov HEB 200 do HEB 300 so kvalitete S 355, medtem ko so prečke sestavljene iz profilov IPE 200 do IPE 270 ter na strehi HEA 120 (zaradi stabilnosti) in so kvalitete S 235. Povezje je zaradi relativno velikih horizontalnih sil sestavljeno iz profilov U 200 do U 350 in je kvalitete S 235. Nadzidek ima ravno nepohodno streho, ki je izvedena s Trimo strešnimi paneli, ki potekajo v smeri prečno na objekt.



Slika 50: Osnovna konstrukcija z jeklenim nadzidkom

5.2.3 Obtežbe in mase

- **Lastna in stalna obtežba medetažne konstrukcije:**

- jeklena konstrukcija
- sovprežna plošča, 13 cm - lahki b. $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ $g_{st.} = 2,10 \text{ kN/m}^2$
- sovprežna pločevina Multideck 50-V2; $t = 1,2 \text{ mm}$
- TI izolacija, 5 cm $g_{st.} = 0,05 \text{ kN/m}^2$
- estrih $g_{st.} = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- predelne stene $g_{st.} = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- inštalacije $g_{st.} = 0,30 \text{ kN/m}^2$

$$g_{str} = 4,15 \text{ kN/m}^2$$

- **Lastna in stalna obtežba zunanjih sten:**

- jeklena konstrukcija
- mavčne plošče 2x $g_{st.} = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Al podkonstrukcija $g_{st.} = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- toplotna izolacija 20 cm $g_{st.} = 0,20 \text{ kN/m}^2$

$$g_{st} = 0,80 \text{ kN/m}^2$$

- **Lastna in stalna obtežba strešne konstrukcije:**

- jeklena konstrukcija
- Trimo strešni paneli $g_{st.} = 0,35 \text{ kN/m}^2$
- strešna podkonstrukcija $g_{st.} = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- spuščen strop $g_{st.} = 0,20 \text{ kN/m}^2$

$$g_{str} = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

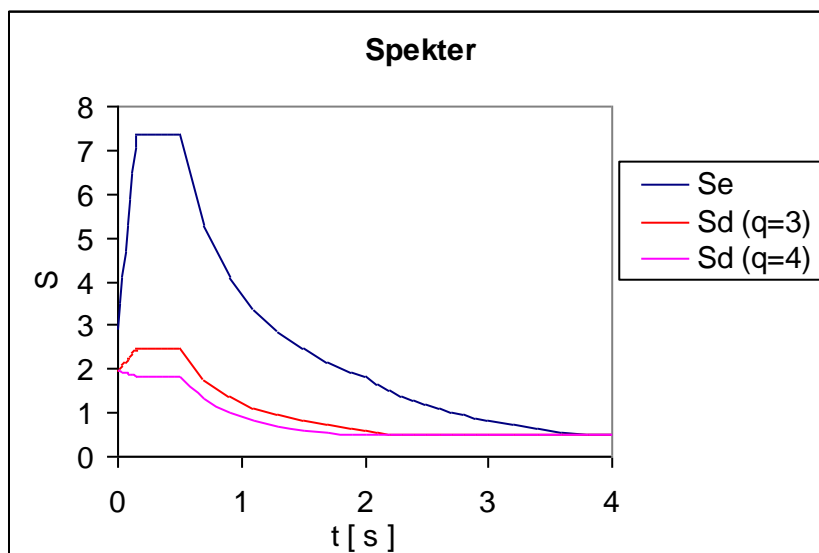
- **Spremenljiva obtežba:**

- koristna obtežba, poslovni prostori $q = 2,00 \text{ kN/m}^2$
- obtežba s snegom $q_s = 1,52 \text{ kN/m}^2$

5.2.4 Potresna obremenitev in metoda računa

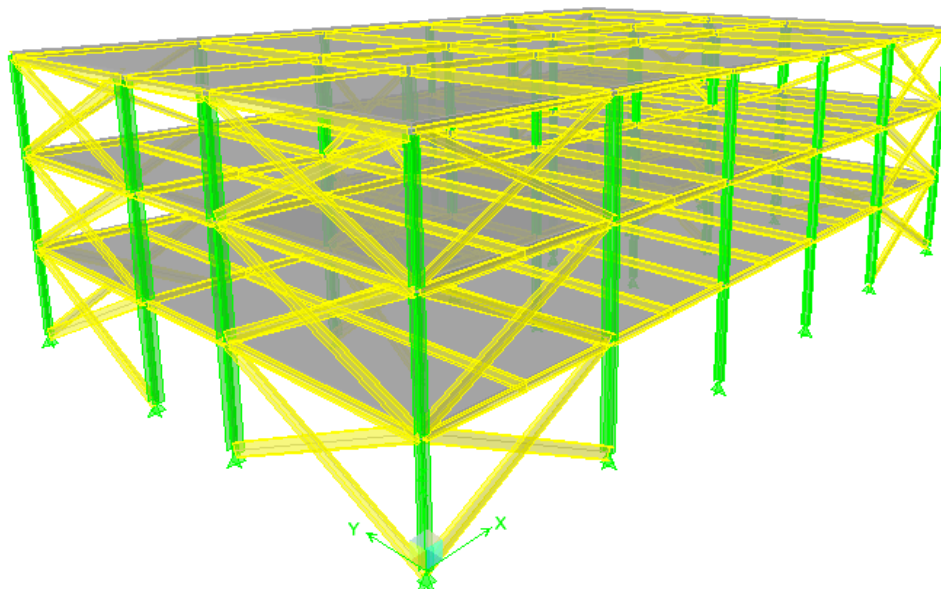
Konstrukcija je bila modelirana kot 3D model, ki ima vse mase zbrane na nivoju etaž, pri tem pa je upoštevana tudi slučajna 5% ekscentričnost mase. Za namene dimenzioniranja jeklene konstrukcije je bil izbran faktor $q = 3$, ki je manjši od faktorjev posameznih konstrukcij. Rezultati potresnih sil, prevrtnih momentov ter pomikov se nanašajo na elastični spekter. Zaradi možnosti pojava tako imenovanega efekta biča, je bila narejena tudi časovna analiza odziva konstrukcije na podlagi akcelerograma, ki je bil zabeležen pri potresu leta 1979 v Črni gori. Teorija drugega reda je bila pri dimenzioniranju elementov upoštevana preko faktorja k_8 .

- Spekter odziva
 - Tip temeljnih tal B; $S = 1,2; T_b = 0,15 \text{ s}; T_c = 0,5 \text{ s}; T_d = 2,0 \text{ s}$
 - Pospešek temeljnih tal: $a_g = 0,25g$
 - Faktor obnašanja osnovne konstrukcije: $q = 3$
 - Faktor obnašanja nadzidka: $q = 4$
 - Faktor obnašanja celotne konstrukcije: $q = 3$



Slika 51: Elastični in projektna spektra pospeškov za $q = 3$ in $q = 4$

5.2.5 Rezultati modalne analize jeklenega nadzidka



Slika 52: Jeklen nadzidek

- Nihajni časi in faktorji participacije efektivne mase

Preglednica 22: Nihajni časi, frekvence in faktorji participacije efektivne mase jeklenega nadzidka

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	ω [s^{-1}]	Γ_x [%]	Γ_y [%]
1	0,166	6,0	87	0
2	0,136	7,4	0	87
4	0,062	16,2	11	0
5	0,049	20,3	0	12

Iz nihajnih časov jeklenega nadzidka je razvidno, da je le ta bolj podajen, kot sama osnovna konstrukcija, saj sta prva nihajna časa skoraj dvakrat večja od obstoječe stavbe. Faktorji participacije efektivne mase pa prikazujejo, da imata prvi nihajni obliki v posameznih smereh prevladujoč vpliv na nihanje konstrukcije.

- Potresne sile

Preglednica 23: Potresne sile in prevrnitveni momenti jeklenega nadzidka

Fb,x [kN]	Fb,y [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
3513,7	3269,4	18292,8	19670,6

Zgornja tabela prikazuje potresne sile in prevrnitvene momente v posameznih smereh. Vrednosti potresnih sil in prevrnitvenih momentov so manjše predvsem na račun manjše mase jeklene konstrukcije v primerjavi z armiranobetonskim objektom.

- Pomiki in pospeški konstrukcije

Preglednica 24: Pomiki in relativni pospeški konstrukcije z jeklenim nadzidkom

Z [m]	u_x [cm]	u_y [cm]	a_x [m/s ²]	a_y [m/s ²]	a_x/g	a_y/g
9	3,14	4,04	11,41	10,67	1,16	1,09
6	2,49	3,34	8,10	7,61	0,83	0,78
3	1,26	1,70	4,25	3,99	0,43	0,41

Okvirne konstrukcije so že po svoji naravi bolj podajne od stenastih sistemov, kar potrjujejo tudi vrednosti pomikov samega jeklenega nadzidka v primerjavi s primarno konstrukcijo in lesenim nadzidkom.

5.2.6 Rezultati modalne analize celotnega objekta

- Nihajni časi in faktorji participacije efektivne mase

Preglednica 25: Nihajni časi, frekvence in faktorji participacije efektivne mase osnovne konstrukcije z jeklenim nadzidkom

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	ω [s ⁻¹]	Γ_x [%]	Γ_y [%]
1	0,216	4,6	46	0
2	0,167	6,0	0	44
4	0,092	10,9	41	0
5	0,072	13,8	0	44
6	0,059	17,1	4	0
8	0,047	21,5	0	4
11	0,032	31,3	8	0
13	0,025	39,4	0	7

Zgornja tabela prikazuje vrednosti nihajnih časov, ki so precej drugačni v primerjavi z samo osnovno konstrukcijo. Zelo zanimiv je tudi rezultat, da so vrednosti faktorjev participacije efektivne mase prvih in drugih nihajnih oblik praktično enakovredne. Efektivne mase nakazujejo, da zgornja konstrukcija v določeni meri ločeno niha glede na spodnjo.

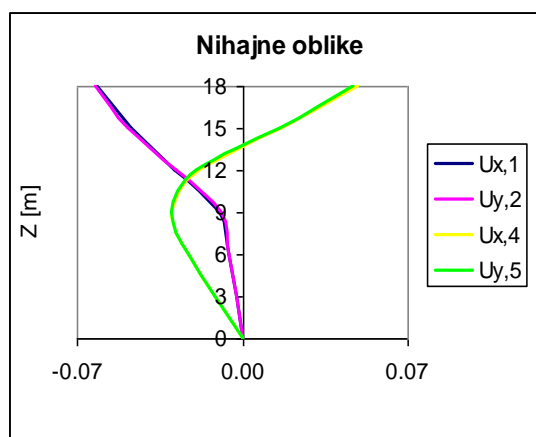
- **Potresne sile in prevrnitveni momenti**

Preglednica 26: Potresne sile in prevrnitveni momenti osnovne konstrukcije z jeklenim nadzidkom

$F_{b,x}$ [kN]	$F_{b,y}$ [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
8103,8	7662,3	84044,4	86998,1

Iz tabele potresnih sil ter prevrnitvenih momentov je razvidno, da se potresne sile ne povečajo bistveno glede na potresne sile same osnovne konstrukcije. Za prevrnitvene momente to ne velja, saj pri celotni konstrukciji masa deluje na večji višini, kar posledično pomeni večje prevrnitvene momente.

- **Nihajne oblike**



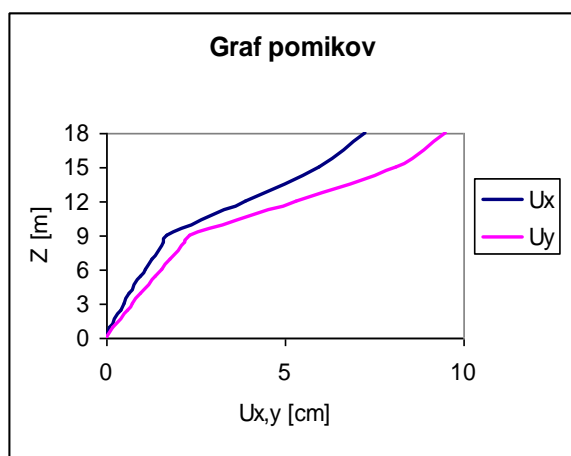
Slika 53: Graf nihalnih oblik osnovne konstrukcije z jeklenim nadzidkom

Iz grafa nihalnih oblik je razvidno, da imamo pri konstrukciji z jeklenim nadzidkom opravka z dvema sistemoma različnih togosti. Posledica tega je, da se pri nadzidku pojavijo bistveno večje amplitude nihanja, kot pri primarni konstrukciji. Razviden je tudi efekt biča, saj zgornja konstrukcija na nek način opleta na osnovni konstrukciji oziroma se pri njej pojavi amplifikacija deformacijske linije glede na spodnjo konstrukcijo.

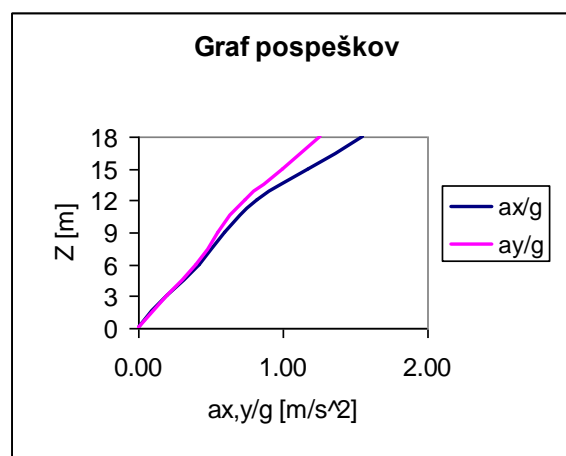
- **Pomiki in pospeški konstrukcije**

Preglednica 27: Pomiki in relativni pospeški osnovne konstrukcije z jeklenim nadzidkom

Z [m]	u_x [cm]	u_y [cm]	a_x [m/s ²]	a_y [m/s ²]	a_x/g	a_y/g
18	7,26	9,51	15,82	15,29	1,61	1,56
15	5,98	8,10	10,82	10,69	1,10	1,09
12	3,91	5,34	7,10	6,91	0,72	0,70
9	1,70	2,36	5,24	4,72	0,53	0,48
6	1,11	1,56	3,81	3,45	0,39	0,35
3	0,52	0,74	2,23	2,03	0,23	0,21



Slika 54: Graf pomikov konstrukcije z jeklenim nadzidkom

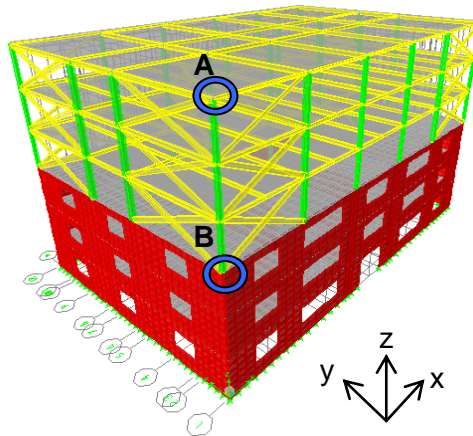


Slika 55: Graf relativnih, normiranih pospeškov konstrukcije z jeklenim nadzidkom

Iz grafa pomikov konstrukcije je vidno, da je jeklen nadzidek bistveno bolj podajen od osnovne konstrukcije, saj se na jekleni konstrukciji pojavi velika amplifikacija pomikov. Sprva je bil v smeri krajše stranice objekta zasnovan momentno-odporen okvir, a je bil zaradi prevelike podajnosti tudi v tej smeri kasneje zasnovan okvir s povezji. Načeloma bi bila varianta momentno-odpornega okvirja možna, vendar pa bi bilo potrebno elemente okvirja močno predimenzionirati. Poleg tega bi se ob vpetju stebra v osnovno konstrukcijo pojavili še veliki vpetostni momenti, za katere bi težko zagotovili ustrezno sidranje. Iz grafa pomikov (Slika 54) je možno opaziti, da se pomiki nadzidka povečajo kar za 2x v primerjavi s pomiki, ki smo jih dobili na podlagi modalne analize s spektrom odziva same jeklene konstrukcije.

5.2.7 Rezultati časovnega odziva konstrukcije

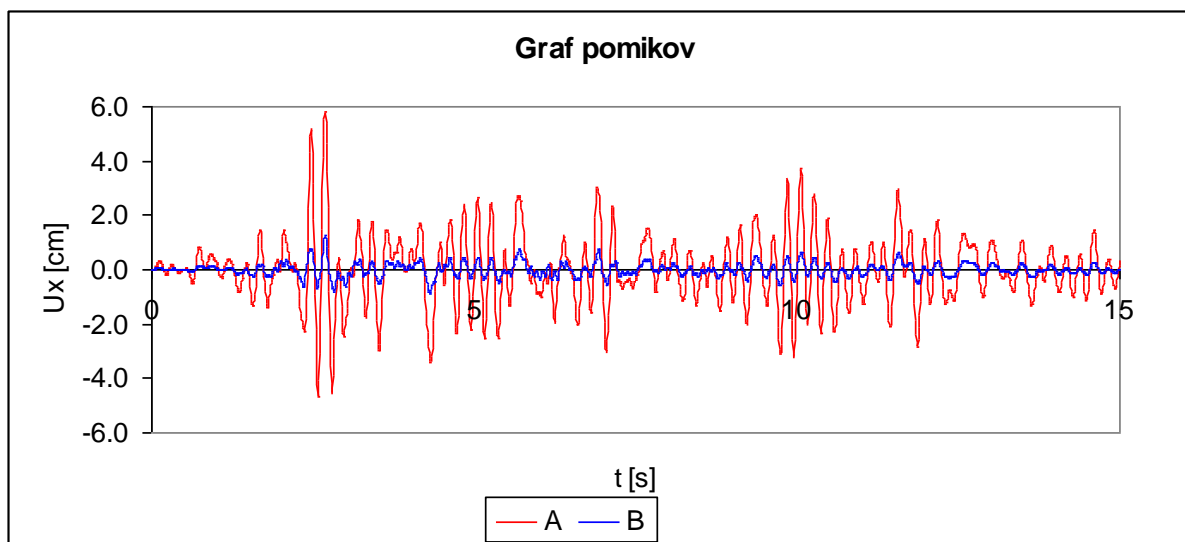
Spodnji rezultati prikazujejo časovni odziv konstrukcije, ki je bil izračunan v dveh točkah, ki sta s krogoma označeni na priloženi sliki. Pri računu časovnega odziva konstrukcije je bilo upoštevano 5% dušenje.



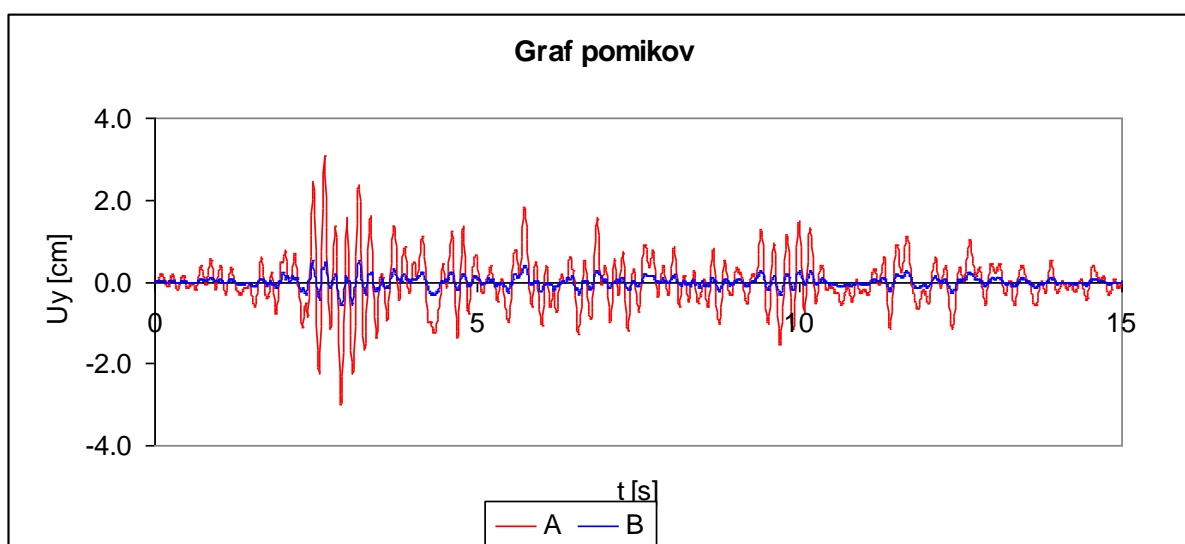
Slika 56: Osnovna konstrukcija z jeklenim nadzidkom in označenima točkama za kateri je prikazan izračunan časovni odziv

Preglednica 28: Pomiki osnovne konstrukcije z jeklenim nadzidkom na podlagi akceleroograma

Smer	X	Y
$u_{\max,sp}$ [cm]	1,2	0,5
$u_{\min,sp}$ [cm]	-0,9	-0,6
$u_{\max,zg}$ [cm]	5,8	3,1
$u_{\min,zg}$ [cm]	-4,6	-3,0



Slika 57: Časovna odvisnost pomikov osnovne konstrukcije z jeklenim nadzidkom v X smeri



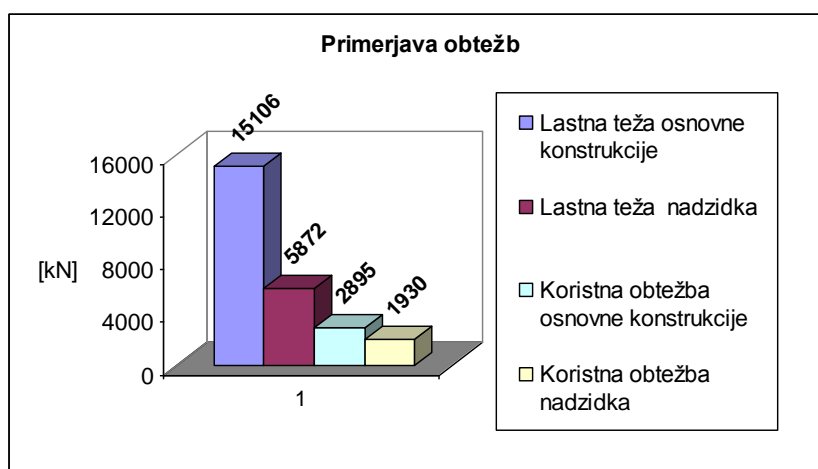
Slika 58: Časovna odvisnost pomikov osnovne konstrukcije z jeklenim nadzidkom v Y smeri

Časovni odziv nadgrajene konstrukcije prikazuje, da se točki na 3. etaži in na vrhu konstrukcije ves čas premikata v isto smer. Razvidna pa je velika amplifikacija pomikov nadzidka, kar označujemo kot efekt biča. Nadzidek praktično opleta na armiranobetonski konstrukciji, a brez faznega zamika nihanja glede na spodnjo konstrukcijo.

5.2.8 Vpliv nadzidka na obstoječo konstrukcijo

Z namenom ocene vpliva nadzidka na primarno konstrukcijo so v spodnjih alinejah prikazani rezultati, ki obravnavajo omenjeni vpliv. Pri jeklenem nadzidku moramo vedeti, da se celotna obtežba nadzidka na osnovno konstrukcijo prenaša točkovno preko jeklih stebrov, kar pomeni veliko povečanje lokalnih napetosti.

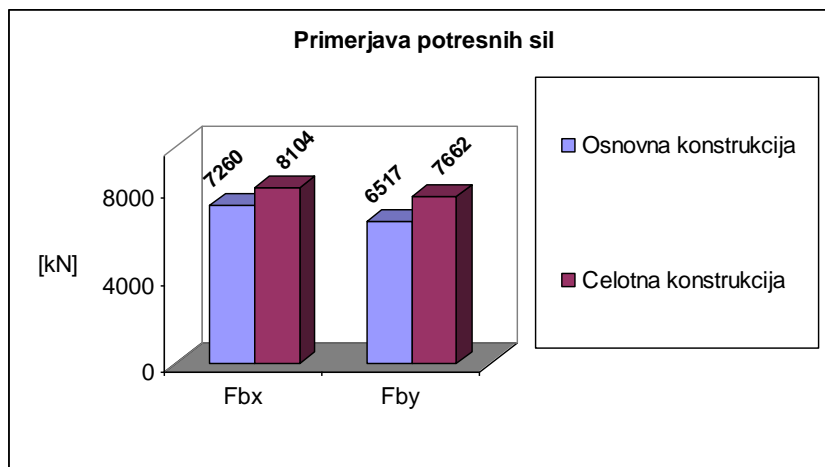
- Povečanje teže objekta:



Slika 59: Grafični prikaz velikosti obtežb osnovne konstrukcije z jeklenim nadzidkom

Lastna teža nadzidka v primerjavi z lastno težo primarne konstrukcije predstavlja 39 % delež mase. Če imamo opravka z dvema konstrukcijama enakih dimenzij, je jeklena konstrukcija približno 2,6x lažja od armiranobetske. Lastna teža nadzidka skupaj s koristno obtežbo pa predstavlja 46% delež v primerjavi z lastno težo in koristno obtežbo primarne konstrukcije.

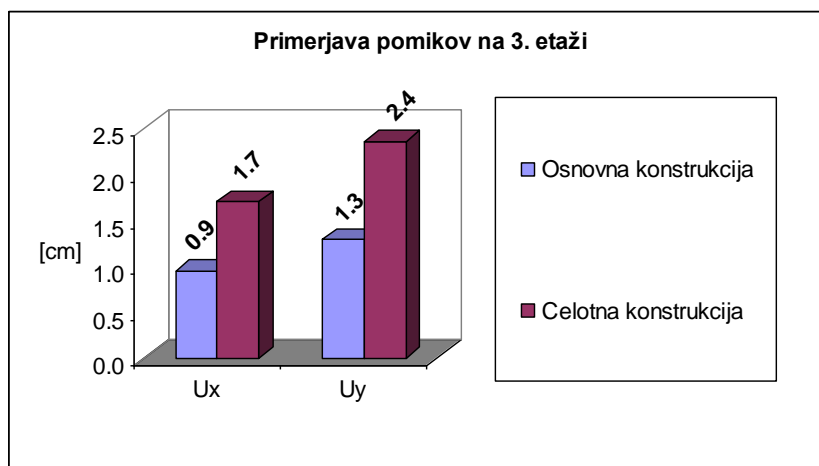
- Povečanje potresnih sil:



Slika 60: Grafični prikaz povečanja potresnih sil za konstrukcijo z jeklenim nadzidkom

Povečanje potresnih sil na račun povečanja mase in večje vrednosti v spektru pospeškov znaša v smeri X znaša 12%, v smeri Y pa 18%.

- Povečanje pomikov primarne konstrukcije:



Slika 61: Grafični prikaz povečanja pomikov za konstrukcijo z jeklenim nadzidkom

Zaradi dodanega nadzidka se povečajo potresne sile, kar povzroči, da se pomiki primarne konstrukcije v smeri X povečajo za 89%, v smeri Y pa za 85%.

5.3 Konstrukcija z jekleno-lesenim nadzidkom

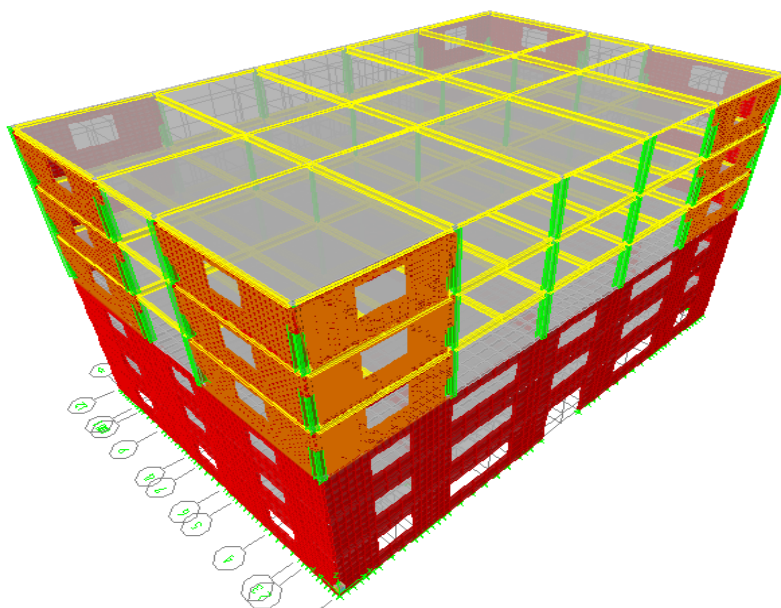
5.3.1 Prednosti jekleno-lesenega sistema nadgradnje

Glavna prednost jekleno-lesene konstrukcije je v tem, da je pri kombiniranem sistemu gradnje možno izkoristiti prednosti posameznih materialov in v največji možni meri izločiti njihove negativne lastnosti. Namen hibridnih konstrukcij je namreč ta, da določene konstrukcijske sisteme zaradi boljših rešitev nadgradimo oziroma kombiniramo z elementi drugih sistemov in materialov. V splošnem je sistem sovprežnih plošč in sovprežnih nosilcev dober, saj pri tem sistemu izkoristimo dobre lastnosti jekla in betona. Vendar pa v primeru, ko je potrebno dodatno obtežbo čimbolj zmanjšati, se kot dobra alternativa ponuja medetažna konstrukcija iz lesenih križno lpljenih KLH plošč, ki se podpirajo na jeklenih nosilcih. Na ta račun je možno kljub uporabi lahkega betona pri sovprežnih ploščah še dodatno zmanjšati lastno težo nadzidka. Ker se jeklen nadzidek izkaže kot zelo podajen, se kot smiseln sistem zavetrovanja ponuja uporaba lesenih strižnih panelov ravnotako iz križno lpljenih lesenih KLH plošč. Obravnavani sistem gradnje je lahko precej hitrejši od jeklene konstrukcije s sovprežnimi ploščami, saj se z uporabo lesenih medetažnih plošč izognemo času, ki je potreben za strjevanje betona.

5.3.2 Geometrija in zgradba konstrukcije

Geometrija kombiniranega nadzidka je enaka kot pri modelu z jeklenim nadzidkom, razlika je le v medetažnih ploščah, ki so sedaj lesene križnolepljene KLH plošče debeline 95 mm in so podprte z nosilci, ki so sestavni del okvirjev v prečni smeri ter z vmesnimi sekundarnimi nosilci. Stebri so locirani na enakih pozicija kot pri jeklenem modelu iz točke 5.2 in so prav tako členkasto priključeni na spodnjo konstrukcijo. Stebri so sestavljeni iz profilov od HEB 120 do HEB 400 kvalitete S 355, medtem ko so prečke sestavljene iz profilov od IPE 120 do IPE 330 kvalitete S 235. Bistvena razlika v primerjavi z modelom jeklenega nadzidka je v sistemu za prevzem horizontalnih sil, ki se v tem primeru prenašajo preko strižnih lesenih KLH panelov debeline 94 mm. Omenjeni leseni paneli so integrirani v polja

jeklenih okvirjev le v kotih objekta (Slika 62). S tem delno ustvarimo v konstrukciji tako imenovani efekt škatle («box efekt»).



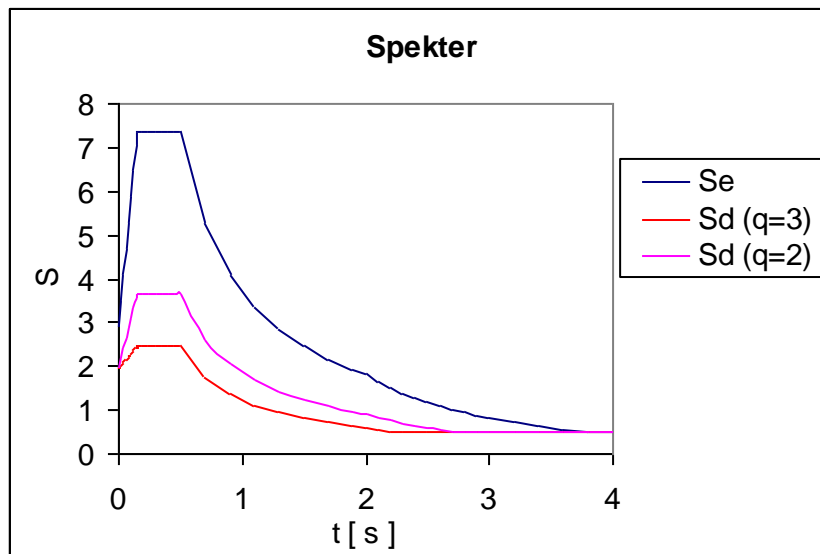
Slika 62: Osnovna konstrukcija z jekleno-lesnim nadzidkom

5.3.3 Potresna obremenitev in metode računa

Konstrukcija je bila modelirana kot 3D model, ki ima vse mase zbrane na nivoju etaž, pri tem pa je upoštevana tudi slučajna 5% ekscentričnost mase. Za namene dimenzioniranja jeklene konstrukcije je bil izbran faktor $q = 2$, ki je manjši od faktorjev posameznih konstrukcij. Rezultati potresnih sil, prevrtnitvenih momentov ter pomikov se nanašajo na elastični spekter. Zaradi možnosti pojava tako imenovanega efekta biča, je bila narejena tudi časovna analiza odziva konstrukcije na podlagi akceleroograma, ki je bil zabeležen pri ob potresu leta 1979 v Črni gori. Teorija drugega reda je bila pri dimenzioniranju elementov upoštevana preko faktorja k_{δ} .

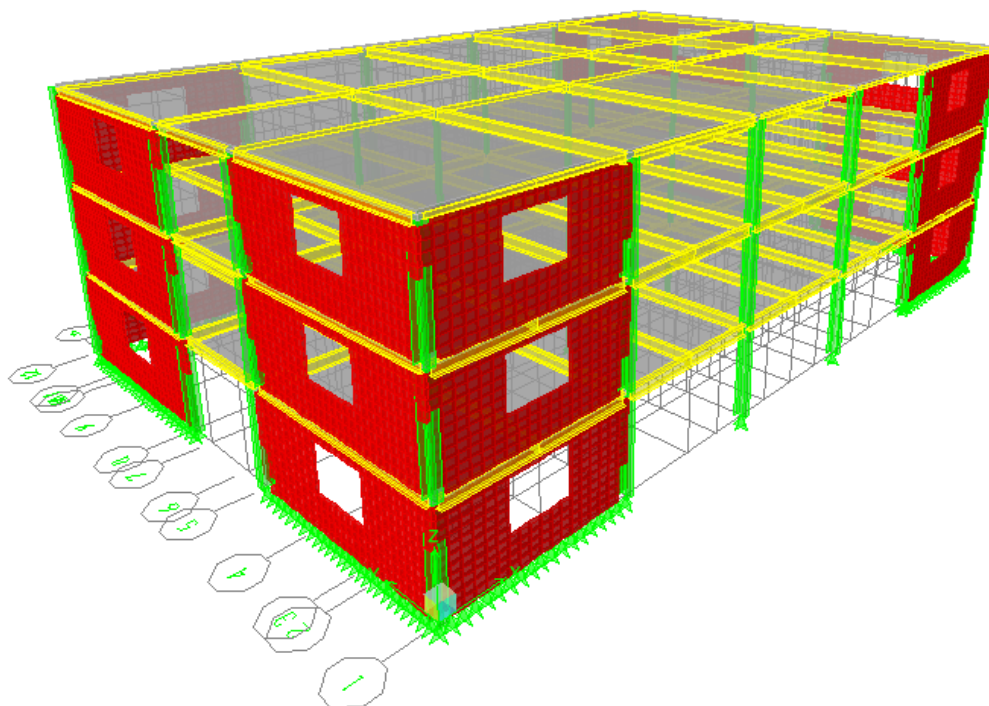
- Spekter odziva

- Tip temeljnih tal B; $S = 1,2; T_b = 0,15 \text{ s}; T_c = 0,5 \text{ s}; T_d = 2,0 \text{ s}$
- Pospešek temeljnih tal: $a_g = 0,25g$
- Faktor obnašanja osnovne konstrukcije: $q = 3$
- Faktor obnašanja nadzidka: $q = 2$
- Faktor obnašanja celotne konstrukcije: $q = 2$



Slika 63: Elastični in projektne spektra pospeškov za $q = 3$ in $q = 2$

5.3.4 Rezultati modalne analize jekleno-lesenega nadzidka



Slika 64: Računski 3D model jekleno-lesenega nadzidka

- Nihajni časi in faktorji participacije efektivne mase

Preglednica 29: Nihajni časi, frekvence in faktorji participacije efektivne mase konstrukcije z jekleno-lesenim nadzidkom

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	ω [s^{-1}]	Γ_x [%]	Γ_y [%]
1	0,102	9,8	85	0
2	0,085	11,8	0	84
4	0,034	29,4	13	0
5	0,027	37,0	0	13

Iz nihajnih časov jekleno-lesenega nadzidka je razvidno, da je le ta mnogo bolj tog od jeklenega nadzidka. Faktorji participacije efektivne mase pa prikazujejo, da imata prvi nihajni obliki v posameznih smereh prevladujoč vpliv na nihanje konstrukcije. Pri obravnavanem nadzidku je potrebno poudariti, da vezna sredstva med lesenimi paneli in jekleno konstrukcijo niso bila modelirana, zato je lahka realna konstrukcija tudi nekoliko bolj podajna.

- Potresne sile

Preglednica 30: Potresne sile in prevrnilni momenti konstrukcije z jekleno-lesenim nadzidkom

$F_{b,x}$ [kN]	$F_{b,y}$ [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
1902,9	1731,8	10267,6	11251,1

- Pomiki in pospeški konstrukcije

Preglednica 31: Pomiki in relativni pospeški jekleno-lesenega nadzidka

Z [m]	u_x [cm]	u_y [cm]	a_x [m/s ²]	a_y [m/s ²]	a_x/g	a_y/g
9	0,87	1,14	9,78	9,24	0,99	0,94
6	0,62	0,82	6,56	6,20	0,67	0,63
3	0,28	0,37	3,99	3,84	0,41	0,39

Zgornji rezultati pomikov potrjujejo, da smo z uporabo strižnih panelov uspeli doseči veliko večjo togost jeklenega nadzidka.

5.3.5 Rezultati modalne analize celotnega objekta

- Nihajni časi in faktorji participacije efektivne mase

Preglednica 32: Nihajni časi, frekvence in faktorji participacije efektivne mase osnovne konstrukcije z jekleno-lesenim nadzidkom

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	ω [s ⁻¹]	Γ_x [%]	Γ_y [%]
1	0,161	6,2	56	0
2	0,124	8,1	0	54
4	0,080	12,5	34	0
5	0,064	12,1	0	36
7	0,036	15,4	6	0
8	0,029	16,9	0	5

Konstrukcija jekleno-lesenega nadzidka je bolj toga od konstrukcije jeklenega nadzidka s centričnim povezjem. Nihajni časi so manjši in so primerljivi s tistimi, ki jih ima konstrukcija z lesenim nadzidkom. Vrednosti faktorjev participacije efektivne mase kažejo na to, da ima 2. nihajna oblika še vedno dokaj velik pomen.

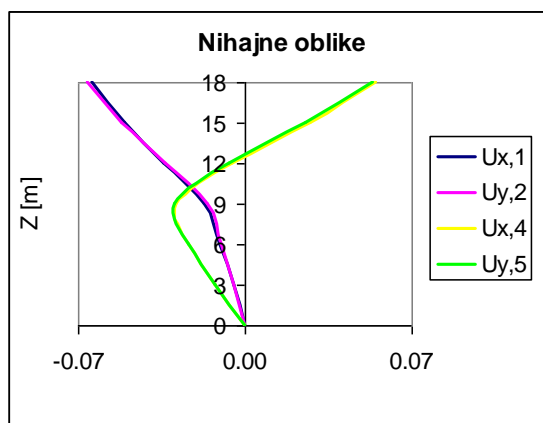
- **Potresne sile in prevrnitveni momenti**

Preglednica 33: Potresne sile in prevrnitveni momenti osnovne konstrukcije z jekleno-lesnim nadzidkom

$F_{b,x}$ [kN]	$F_{b,y}$ [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
8325,2	7331,9	74005,1	847621,7

Iz tabele potresnih sil ter prevrnitvenih momentov je razvidno, da se potresne sile ne povečajo bistveno glede na potresne sile same osnovne konstrukcije. Razlog je v tem, da je bila masa oziroma lastna teža nadzidka kar se da zmanjšana. Za prevrnitvene momente pa to ne velja, saj pri celotni konstrukciji masa deluje na večji višini, kar posledično pomeni večje prevrnitvene momente.

- **Nihajne oblike**



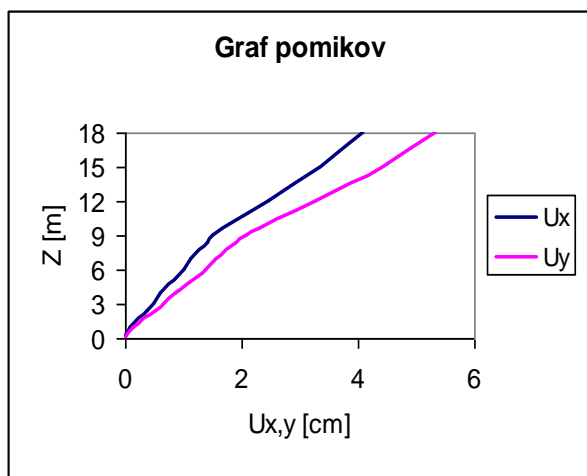
Slika 65: Graf nihalnih oblik osnovne konstrukcije z jekleno-lesnim nadzidkom

Iz grafa nihalnih oblik je razvidno, da je jekleno lesen nadzidek bolj podajen od primarne konstrukcije, saj je opaziti večje odmike od ravnotežne lege, ki se začnejo z lomom krivulje.

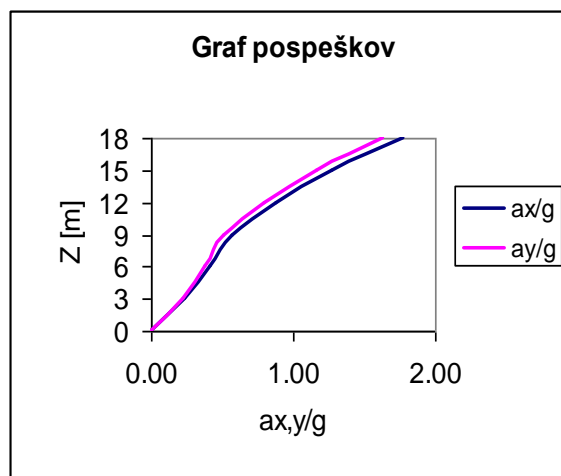
- **Pomiki in pospeški konstrukcije**

Preglednica 34: Pomiki in relativni pospeški osnovne konstrukcije z jekleno-lesnim nadzidkom

Z [m]	u_x [cm]	u_y [cm]	a_x [m/s ²]	a_y [m/s ²]	a_x/g	a_y/g
18	4,09	5,34	17,4	16,02	1,77	1,63
15	3,38	4,44	12,51	11,49	1,28	1,17
12	2,45	3,26	8,60	7,83	0,88	0,80
9	1,52	2,08	5,62	4,99	0,57	0,51
6	1,01	1,40	4,08	3,71	0,42	0,38
3	0,48	0,67	2,36	2,19	0,24	0,22



Slika 66: Graf pomikov osnovne konstrukcije z jekleno-lesenim nadzidkom

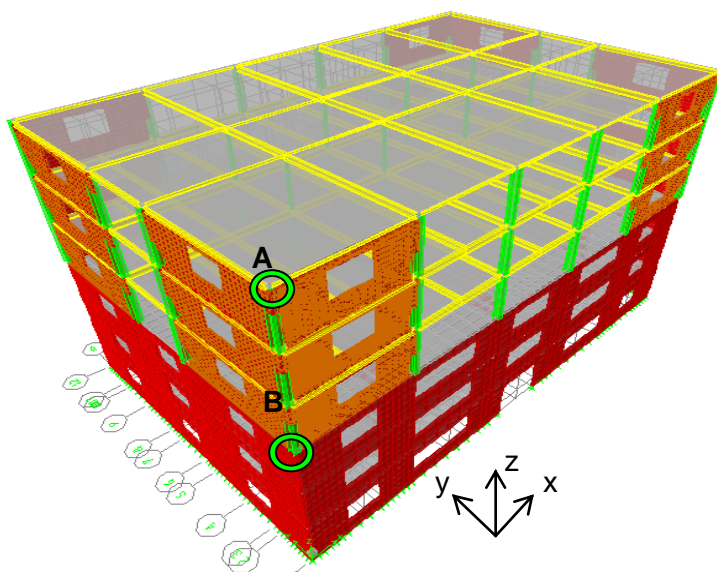


Slika 67: Graf relativnih, normiranih pospeškov osnovne konstrukcije z jekleno-lesenim nadzidkom

Iz grafa pomikov je razvidno, da strižni paneli v nadzidku zelo povečajo togost nadgrajene konstrukcije, saj so pomiki bistveno manjši kot pri jeklenem modelu s centričnimi povezji. Iz zgornjega grafa pomikov je tudi razvidno, da ni več tako velike razlike v pomikih med osnovno konstrukcijo ter jekleno-lesenim nadzidkom. Amplifikacija pospeška na vrhu armiranobetonske konstrukcije je okoli 220%, na vrhu nadzidka pa okoli 680%. Opazna je sicer določena amplifikacija pomikov nadzidka, kar pa pomeni, da je le ta obremenjen z veliko večjimi silami, kot pa v primeru, če ga obravnavamo ločeno.

5.3.6 Rezultati časovnega odziva konstrukcije

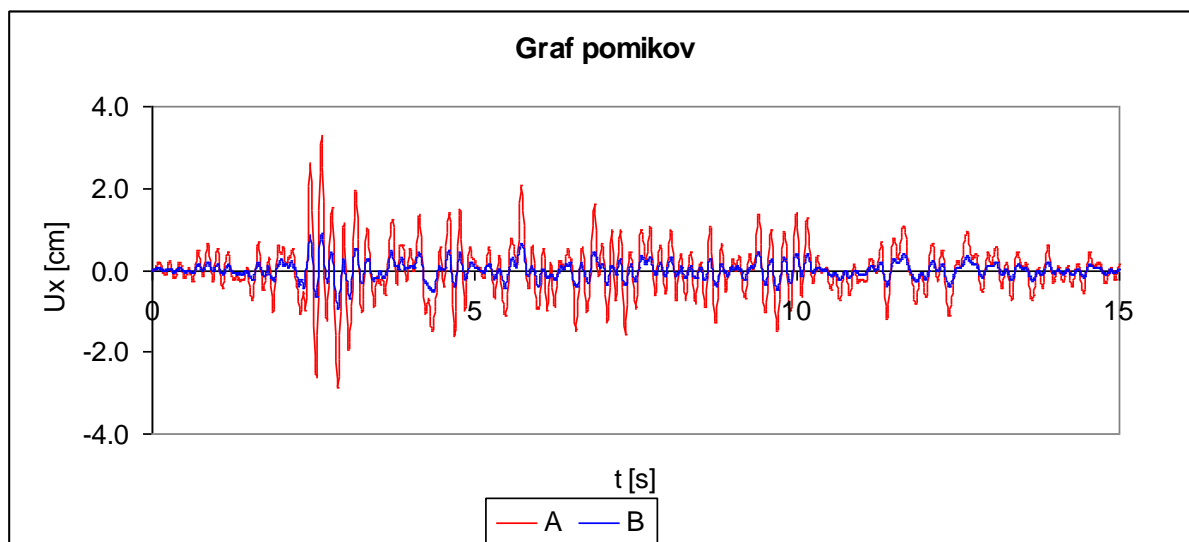
Spodnji rezultati (Slika 69 in 70) prikazujejo časovni odziv konstrukcije, ki je bil izračunan v točkah A in B računskega modela, ki sta na sliki 68 obkroženi.



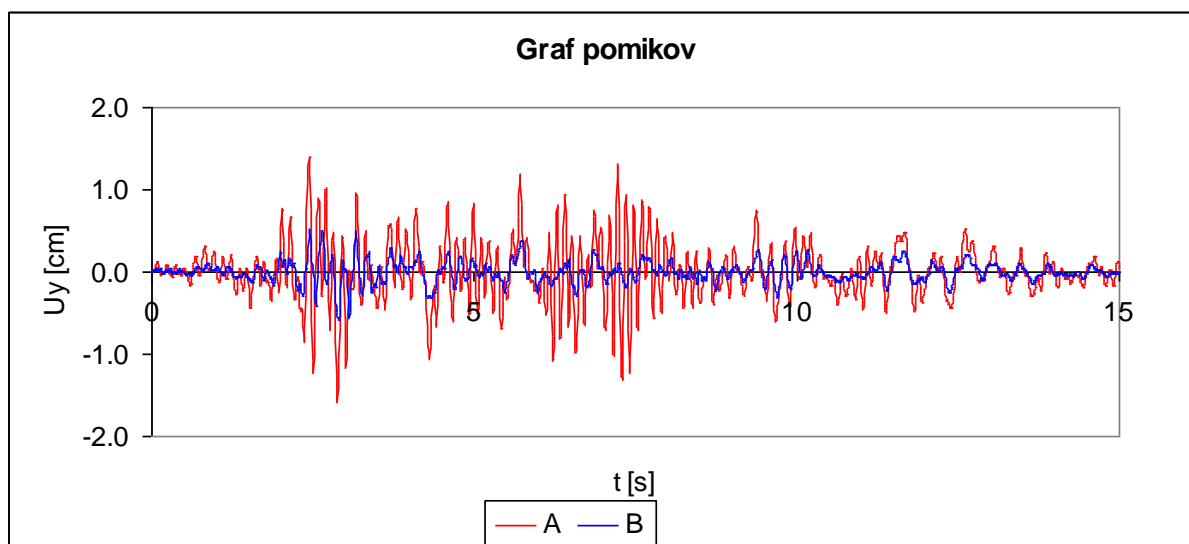
Slika 68: Osnovna konstrukcija z jekleno-lesnim nadzidkom ter označenima točkama za kateri je bil določen časovni odziv

Preglednica 35: Pomiki osnovne konstrukcije z jekleno-lesnim nadzidkom na podlagi akceleroograma

Smer	X	Y
$u_{\max,sp}$ [cm]	0,9	0,5
$u_{\min,sp}$ [cm]	-1,0	-0,5
$u_{\max,zg}$ [cm]	3,3	1,4
$u_{\min,zg}$ [cm]	-2,9	-1,6



Slika 69: Časovna odvisnost pomikov osnovne konstrukcije z jekleno-lesenim nadzidkom v X smeri



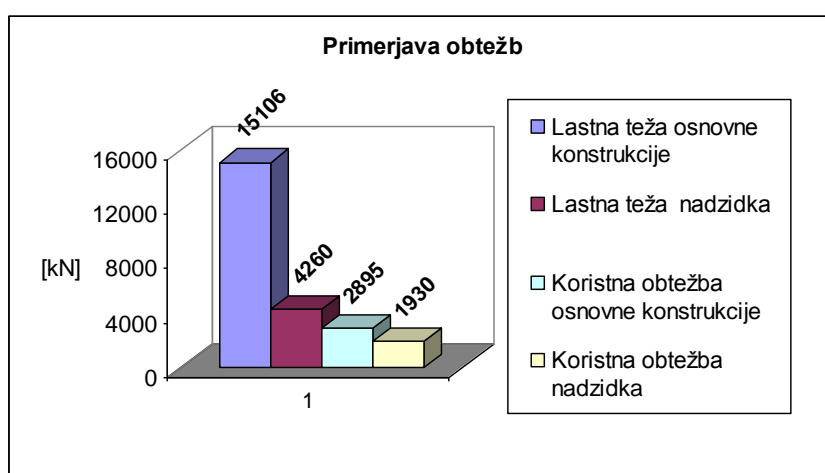
Slika 70: Časovna odvisnost pomikov osnovne konstrukcije z jekleno-lesenim nadzidkom v Y smeri

Tudi iz časovnega odziva konstrukcije je vidno, da strižni paneli v nadzidku bistveno povečajo togost samega nadzidka. Efekt biča je tem primeru zmanjšan, pomiki pa so podobni kot pri konstrukciji z lesenim nadzidkom iz KLH sistema.

5.3.7 Vpliv nadzidka na obstoječo konstrukcijo

Z namenom, da bi lahko ocenili vpliv nadzidka na primarno konstrukcijo, so v spodnjih alinejah prikazani rezultati, ki obravnavajo omenjeni vpliv. Pri jekleno-lesenem tipu nadzidka moramo vedeti, da se celotna obtežba nadzidka prenaša na osnovno konstrukcijo točkovno preko jeklenih stebrov, kar pa pomeni veliko povečanje lokalnih napetosti.

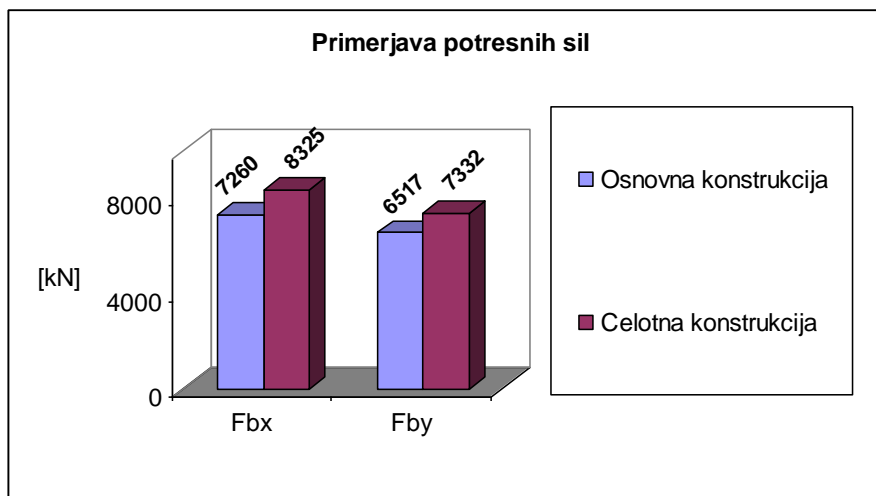
- Povečanje teže objekta:



Slika 71: Grafični prikaz velikosti obtežb osnovne konstrukcije z jekleno-lesenim nadzidkom

Lastna teža nadzidka v primerjavi z lastno težo primarne konstrukcije predstavlja 28% delež mase. To pomeni, da je jekleno-lesena konstrukcija več kot 3,5x lažja od armiranobetonske, če primerjamo konstrukciji enakih dimenzij. Lastna teža nadzidka skupaj s koristno obtežbo, pa glede na lastno težo in koristno obtežbo primarne konstrukcije predstavlja 34% delež.

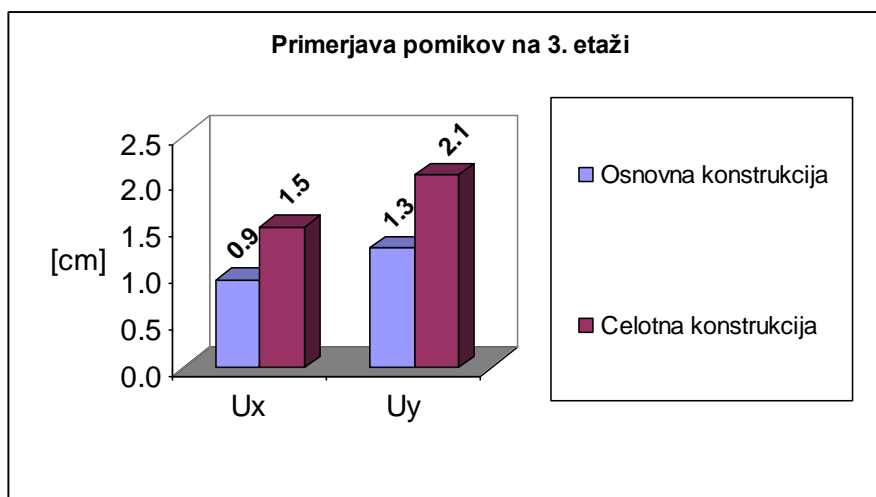
- Povečanje potresnih sil:



Slika 72: Grafični prikaz povečanja potresnih sil za konstrukcijo z jekleno-lesnim nadzidkom

Povečanje potresnih sil na račun povečanja mase in večje vrednosti v spektru pospeškov znaša v smeri X 15%, v smeri Y pa 13%.

- Povečanje pomikov primarne konstrukcije:


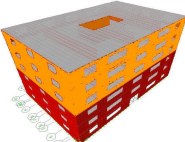
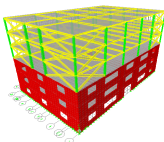
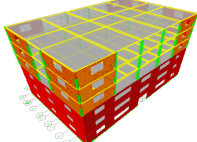


Slika 73: Grafični prikaz povečanja pomikov za konstrukcijo z jekleno-lesnim nadzidkom

Zaradi dodanega nadzidka se vztrajnostne sile na objekt povečajo, kar pomeni, da se spremenijo tudi pomiki primarne konstrukcije. Iz grafičnega prikaza na sliki 73 je razvidno povečanje v X smeri za 67%, v Y smeri 62%.

5.4 Primerjava vplivov na konstrukcijo glede na izbrani nadzidek

Preglednica 36: Primerjava vplivov na konstrukcijo ob izbranem nadzidku

				
	Osnovna konstrukcija	Konstrukcija z lesenim nadzidkom	Konstrukcija z jeklenim nadzidkom	Konstrukcija z jekleno-lesnim nadzidkom
G [kN]	15106	19733	20978	19366
Povečanje	/	1,31	1,39	1,28
Q [kN]	2895	4825	4825	4825
$G + Q$ [kN]	18001	24558	25803	24191
Faktor povečanja	/	1,36	1,43	1,34
3. etaža				
$F_{b,x,el}$ [kN]	7260	9656	8104	8325
Povečanje	/	1,33	1,12	1,15
$F_{b,x,d}$ [kN]	2862	4850	2974	4227
Povečanje	/	1,69	1,04	1,47
$F_{b,y,el}$ [kN]	6517	8873	7662	7332
Faktor povečanja	/	1,36	1,18	1,12
$F_{b,y,d}$ [kN]	2806	4623	2933	3834
Faktor povečanja	/	1,65	1,05	1,37
3. etaža				
u_x [cm]	0,95	1,68	1,70	1,52
Faktor povečanja	/	1,77	1,79	1,61
u_y [cm]	1,29	2,28	2,36	2,08
Faktor povečanja	/	1,77	1,83	1,61
a_x/g	0,78	0,60	0,53	0,57
Faktor povečanja	/	0,77	0,69	0,74
a_y/g	0,68	0,55	0,48	0,51
Faktor povečanja	/	0,81	0,70	0,74
6. etaža				
u_x [cm]	/	3,80	7,26	4,09
u_y [cm]	/	4,94	9,51	5,34
a_x/g	/	1,56	1,61	1,77
a_y/g	/	1,26	1,56	1,63

Na podlagi dobljenih rezultatov potresne analize različnih nadzidkov na isti primarni konstrukciji lahko povzamemo naslednje ugotovitve. S stališča povečanja lastne teže se kot najboljša konstrukcijska sistema nadzidave izkažeta lesen KLH nadzidek in jekleno-lesen nadzidek. Pri tem ima lesen KLH nadzidek še dodatno prednost, saj se v tem primeru obtežba prenaša zvezno preko vseh lesenih sten in je s tem nadzidana obstoječa konstrukcija bolj enakomerno obremenjena.

Ko primerjamo potresne sile, lahko ugotovimo, da najmanjše povečanje potresnih sil kljub največji dodatni obtežbi povzroči jeklen nadzidek. V smislu potresnih sil se tudi jekleno-lesen nadzidek izkaže kot dober, saj je povečanje horizontalnih sil še vedno obvladljivo. Če primerjamo lesen KLH nadzidek in jekleno-lesen nadzidek lahko vidimo, da oba približno enako povečata lastno težo objekta, vendar pa so potresne sile pri KLH nadzidku skoraj 2x večje. Iz tega je možno zaključiti, da nekoliko bolj tog nadzidek neugodno vpliva na povečanje potresnih sil. Dejansko je bila v modelu z lesenim nadzidkom narejena poenostavitev, saj so bile povezave armiranobetonske konstrukcije in nadzidka ter nadzidka samega definirane kot toge. Iz tega lahko zaključimo, da so realne potresne sile na konstrukcijo z lesenim nadzidkom lahko nekoliko manjše in se lahko približajo ostalima dvema nadzidkoma. Podobna poenostavitev pa je bila narejena tudi pri konstrukciji z jekleno-lesnim nadzidkom, saj so bile povezave med jeklenimi profili in lesenimi paneli obravnavane kot toge. V resnici temu ni tako, saj vemo, da so ti stiki podajni in da se disipacija energije vrši prav v veznih sredstvih. Dejansko je omenjena konstrukcija bolj podajna, kar pomeni povečanje pomikov nadzidka.

Ob ugotavljanju, ali je osnovni amiranobetonski objekt zmožen prevzeti nove potresne sile, je potrebno omeniti tudi to, da se nosilnost armirano-betonskega prereza na momentno in strižno obremenitev povečuje z večanjem tlačnih napetosti (intrakcijski diagram M-N). Pri tem pa moramo biti pozorni, da se nivo osne sile ne poveča do nivoja, kjer bi prešli v neduktilno rušno območje.

Obravnavani nadzidki imajo dokaj podoben vpliv na povečanje pomikov osnovne konstrukcije. V primeru velikega povečanja pomikov npr. od 60% do 80% je potrebno pregledati tudi vse spremembe napetosti v spodnji konstrukciji. Kar se tiče pomikov in

pospeškov na vrhu nadgrajene konstrukcije, je razvidno, da je jeklen nadzidek bistveno bolj podajen od ostalih dveh. Pri omenjenem nadzidku se je kot merodajen kriterij izkazala kontrola pomikov med delovanjem potresne obtežbe, medtem ko pri ostalih dveh nadzidkih pomiki niso predstavljali večjih težav.

6 DOLOČILA STANDARDA

6.1 Dovoljene analize

V prejšnjih točkah smo ugotavljali, ali je možna ločena potresna analiza osnovne konstrukcije in nadzidka. Ugotovili smo, da je ta račun lahko v določeni meri možen le za osnovno konstrukcijo, za računu nadzidka pa ločena obravnava ni dopustna. Z omenjenimi ugotovitvami mo prišli do zaključka, da je potrebno novonastalo konstrukcijo obravnavati kot celoto. Ker Evrokod 8 v nobenem od svojih delov ne obravnava posebej nadgrajenih obstoječih konstrukcij, je potrebno pri potresni analizi na novo nastali objekt upoštevati kot celoto. V Evrokodu 8 so podani kriterij o izbiri potresne analize, ki so odvisni od pravilnosti objektov po tlorisu in po višini.

Če upoštevamo, da je objekt pravilen po tlorisu in da se konstrukcijski sistem osnovne konstrukcije nadaljuje tudi v nadzidek, je možna tako uporaba metode z nadomestnimi horizontalnimi silami kakor tudi modalna analiza. V primeru, ko pa gre za konstrukcijo, ki je nepravilna po višini, je možna le modalna analiza. Določila o pravilnosti objektov po višini so podrobneje predstavljena v Evrokodu 8 in se nanašajo na:

- kontinuirnost elementov za prevzem horizontalnih sil od temeljev do vrha
- horizontalno togost objekta po višini
- spreminjanje mase po etažah
- spreminjanje površine tlorisa po višini

Z vse večjo sposobnostjo računalnikov in računalniških programov račun nadgrajenih konstrukcij ne bi smel predstavljati večjega problema. V splošnem je potrebno modelirati celotno konstrukcijo ter izvesti modalno analizo in pri tem pa upoštevati toliko nihajnih oblik, da pri nihanju sodeluje vsaj 90% celotne mase. Pri nadgrajenih konstrukcijah, ki so sestavljene iz različnih konstrukcijskih sistemov, pa se predvsem postavlja vprašanje o izbiri faktorja obnašanja konstrukcije.

6.2 Faktor obnašanja konstrukcije

Standard v splošnem podaja smernice o izbiri faktorja obnašanja konstrukcije na podlagi sposobnosti konstrukcije, da disipira energijo. Disipacija energije ob delovanju potresa se v gradbenih konstrukcijah nanaša predvsem na plastifikacijo prerezov. Evrokod 8 podaja vrednosti q faktorja za različne tipe konstrukcij, se pravi za armiranobetonske, jeklene, kompozitne, lesene in zidane konstrukcije, ne podaja pa smernic za kombinirane sisteme.

V primeru obstoječih stavb, ki se nadgradijo s konstrukcijo, ki ima drugačen konstrukcijski sistem od osnovne konstrukcije, se tekom potresne analize celotnega objekta pojavi vprašanje o izbiri faktorja obnašanja konstrukcije. Enako vprašanje se lahko pojavi tudi ob potresni analizi konstrukcije, ki ima v etaži vsaj dva različna konstrukcijska sistema, ki služita za prevzem horizontalnih potresnih sil in disipacijo energije. To naj bi pomenilo, da bi za neko konstrukcijo, ki vsebuje dva različna konstrukcijska sistema, lahko upoštevali dva različna faktorja obnašanja. Podrobnejši razmislek pripelje do odgovora, da je ta opcija sicer možna, saj bi lahko za vsak element upoštevali q faktor, ki odraža njegovo sposobnost plastifikacije oziroma disipacije s potresom vnešene energije. Ob tem pa bi bilo potrebno tudi preučiti kaj se dogaja s celotno konstrukcijo, ki ima v celoto povezane posamezne elemente z različnimi q faktorji. Načeloma je zgornja možnost dopustna, a je potrebno v vsakem primeru z natančno nelinearno študijo konstrukcije tudi zagotoviti, da na račun upoštevanja različnih faktorjev obnašanja ne pride do plastifikacije prerezov, ki za to niso predvideni. To pomeni, da je potrebno pravilno upoštevali vsa pravila, ki so podana v standardu in slediti določilom, ki jih zahteva metoda varovalke. Da pa bi zgornji razmislek lahko tudi dokazali bi bilo potrebno narediti tudi nelinearno analizo.

Pravilna izbira faktorja obnašanja konstrukcije glede na določila standarda in glede na trenutno nepoznavanje vpliva, če bi upoštevali različne faktorje pri kombinaciji različnih konstrukcijskih sistemov, je ta, da v primeru dveh različnih faktorjev za osnovno konstrukcijo in konstrukcijo nadzidka izberemo manjšega izmed obeh. Tako zagotovimo, da je potresna analiza na varni strani, imamo pa zato opravka z večjimi potresnimi silami. Tako na primer določimo nadzidku manjši faktor obnašanja, kar pomeni, da bo le ta nekoliko

predimenzioniran glede na možnost sipanja energije. Ob tem se postavlja tudi vprašanje, ali je možno, da bi nadzidek z manjšim q faktorjem disipiral več energije in s tem na nek način dušil nihanje spodnje konstrukcije.

7 ZAKLJUČEK

V diplomskem delu smo najprej navedli razloge, ki izražajo smiselnost nadgradnje obstoječe stavbe s primernim številom etaž. V tem delu smo obravnavali predvsem prostorska vprašanja povezana s pomanjkanjem novih zemljišč predvsem v mestnih jedrih, njihove visoke cene in na ta način obravnavali finančno smotrnost nadgradnje. Seveda pa ob tem nismo izpustili vplivov nadgradnje na obstoječo stavbo, zato smo opozorili tudi na možne posledice in navedli ukrepe, ki bi jih obstoječi objekt moral biti deležen, da zagotovimo varnost celotne konstrukcije.

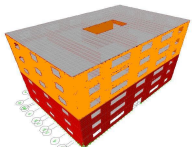
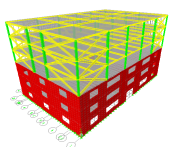
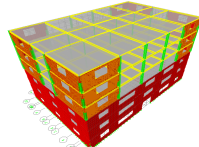
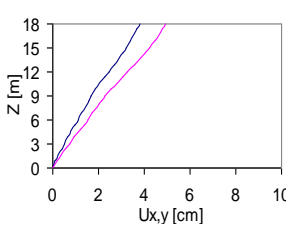
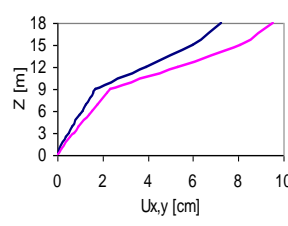
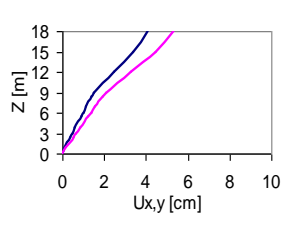
V naslednjem poglavju smo preverili možnost poenostavljenega računa potresne analize. Le ta se je nanašala na potresno analizo osnovne konstrukcije z upoštevanjem vpliva nadzidka po enostavni metodi z dodajanjem mase na konstrukcijo obstoječega objekta. S tem namenom smo izdelali dva modela osnovne konstrukcije. Pri prvem smo maso nadzidka enakomerno razporedili na streho obstoječe konstrukcije, pri drugem pa smo maso nadgrajene konstrukcije pritrdili preko togih povezav v izračunano masno težišče nadzidka. Dobljene rezultate smo kasneje primerjali z rezultati modalne analize v celoti modelirane konstrukcije z lesenim nadzidkom ter prišli do naslednjih zaključkov. Ugotovili smo, da se v obeh primerih rezultati potresnih sil relativno dobro ujemajo s tistimi, ki jih dobimo z modeliranjem dejanske konstrukcije in so na varni strani. Razlika nastopi pri računu prevrtnih momentov, saj je pri modelu, ki ima maso nadzidka na vrhu 3. etaže, vrednost podcenjena, pri modelu, ki pa ima maso pritrjeno v težišču nadzidka pa so vrednosti primerljive. Glede na dobro ujemanje tega modela tako pri potresnih silah kakor tudi pri prevrtnih momentih pa so v tem primeru podcenjeni pomiki osnovne konstrukcije, saj se zaradi načina vpetja dodatne mase na višini, nekoliko poveča tudi togost modela spodnje konstrukcije. Na vrhu poenostavljenih modelov je opazna tudi amplifikacija pospeškov, kar dokazuje, da je tako nadzidek obremenjen z večjimi potresnimi silami, kot pa če bi ga računali ločeno od osnovne konstrukcije.

V poglavju, ki govori o možnih sistemih nadgradnje, smo izvedli modalno analizo in izračunali časovni odziv osnovne konstrukcije s tremi različnimi nadzidki. Pri tem smo

sprojektirali konstrukcije z lesenim, jeklenim ter jekleno-lesnim nadzidkom. Prišli smo do ugotovitve, da je lahko prirastek lastne teže relativno majhen, saj smo pri nadzidkih skrbno izbirali lahke materiale in učinkovite sisteme prenosa obtežb. V takem primeru povečanju teže na spodnji konstrukciji ni problematično, še posebej če objekt nadzidamo le z eno ali dvema etažama. Opazili pa smo, da je povečanje potresnih sil na osnovni konstrukciji v območju, ki bi jih bili npr. ustrezno konstruirani obstoječi objekti zmožni prevzeti ob povečanju normalnih napetosti. V primerjavi z modalno analizo samih nadzidkov smo pri modeliranju dejanskih konstrukcij opazili veliko amplifikacijo pomikov na vrhu, pri jeklenem nadzidku pa tudi izrazit efekt biča, saj nadzidek dobesedno opleta na osnovni konstrukciji.

V sponji tabeli navajamo pregled sprememb in vplivov nadgradnje, hkrati pa opozarjamo na probleme, ki se lahko pri ob tem pojavijo.

Preglednica 37: Ovrednotenje različnih tipov nadgradnje

			
	Konstrukcija z lesenim nadzidkom	Konstrukcija z jeklenim nadzidkom	Konstrukcija z jekleno-lesnim nadzidkom
Dodatna teža	□	X	✓
Prenos obtežbe	✓	X	□
Sprememba togosti	✓	X	□
Povečanje potresnih sil	X	✓	□
Efekt biča	✓	X	□
Hitrost gradnje	✓	X	□
Graf pomikov			

Legenda: ✓ - dobro, oz. najmanjši problem, □ – srednje dobro, oz. srednje velik problem, X – slabo, oz. velik problem

Majhno povečanje potresnih sil bi solidno konstruirani in zgrajeni objekti načeloma lahko prevzeli, vendar pa se tu postavlja vprašanje, v kakšnem stanju so predvsem nekoliko starejši objekti, ki večinoma tvorijo mestna jedra. V teh primerih je lahko rešitev tudi ta, da z odstranitvijo zgornji etaži že toliko zmanjšamo lastno težo obstoječega objekta, da bi ekvivalent te mase predstavljajo celo tri do štiri etaže iz lahkih konstrukcij v diplomski obravnavanih nadzidkov. Ker so se z uveljavitvijo novih standardov zahteve za potresno varno gradnjo močno zaostrele, bi lahko v primeru odstranitve ene etaže obstoječega objekta in nadgradnje dveh etaž v lahki montažni konstrukciji zadosti zmanjšali težo celotne konstrukcije. Zmanjšala bi se tudi potresna obtežba, tako da bi obstoječe konstrukcije, ki trenutno ne morejo zadostiti novim predpisom, lahko le tem zadostile kljub nadzidavi in s tem povečanjem stanovanjskih površin.

V naslednjem poglavju smo podali še razmislek o faktorju obnašanja konstrukcije. Podali smo zaključek, da je glede na obstoječe standarde potrebno upoštevati minimalni q faktor, ki ga lahko predpišemo osnovni konstrukciji in konstrukciji nadzidka. Na tak način smo pri določitvi potresne odpornosti objekta na varni strani. Povzeli smo tudi določila standarda, da za konstrukcije, ki so nadgrajene in v večini primerov niso pravilne po višini, določevanje potresnih vplivov s poenostavljeno metodo s horizontalnimi silami ni dovoljeno. Uporabiti je potrebno modalno analizo!

VIRI

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

Beg, D., 1999. Projektiranje jeklenih konstrukcij po evropskem predstandardu ENV 1993-1-1. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 219 str.

Lopatič, J., 2006. Lesene konstrukcije 1. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 90 str.

Žarnić, R., 2008. Prenova in vzdrževanje objektov. Elektronska prezentacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 200 str.

Pravilnik o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov. UL RS št. 101/2005

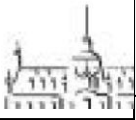
SIST EN 1990. 2004/A1:2006, Evrokod 0: Osnove projektiranja: 32 str.

SIST EN 1991-1-1:2004, Evrokod 1: Splošni vplivi. Del 1.1: Gostote, lastna teža, koristne obtežbe stavb: 44 str.

SIST EN 1991-1-3:2004, Evrokod 1: Splošni vplivi. Del 1.3: Obtežba snega: 56 str.

SIST EN 1998-1, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe: 229 str.

Štrus, K., 2008. Analiza dinamičnega odziva 7-etažne lesene masivne konstrukcije na potresni mizi. Diplomsko naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Univerzitetni študij, Konstrukcijska smer: 76 str.



Klobčar. S., 2005. Vpliv odprtih na strižno nosilnost lesenih sten. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Univerzitetni študij, Konstrukcijska smer: 96 str.

Tomažin, L., 2005. Hiša s kombinirano AB in leseno konstrukcijo – primer projektiranja, Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Univerzitetni študij, Konstrukcijska smer: 98 str.

KLH Massivholz GmbH, Construction guidelines

KLH Massivholz GmbH, Statika, slovenska verzija

Sofronie, R., A., 2004. Seismic strengthening of masonry in buildings and cultural heritage
http://www.civil.uminho.pt/masonry/Publications/Sismica_2004/081-100%20Ramiro%20Sofronie%20_20%20p_.pdf (29.10.2008)