

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Ratej, J., 2014. Potresna analiza dvoetažne lesene hiše. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M.): 42 str.

Datum arhiviranja: 30-09-2014

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Ratej, J., 2014. Potresna analiza dvoetažne lesene hiše. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M.): 42 pp.

Archiving Date: 30-09-2014

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

**UNIVERZITETNI ŠTUDIJ
PRVE STOPNJE
GRADBENIŠTVO**

Kandidat:

JAN RATEJ

POTRESNA ANALIZA DVOETAŽNE LESENE HIŠE

Diplomska naloga št.: 117/B-GR

SEISMIC ANALYSIS OF TWO-STORY TIMBER HOUSE

Graduation thesis No.: 117/B-GR

Mentor/-ica:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Ljubljana, 04. 09. 2014

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA**Stran z napako****Vrstica z napako****Namesto****Naj bo**

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani Jan Ratej izjavljam, da sem avtor dela z naslovom »Potresna analiza dvoetažne lesene hiše«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 11.8.2014

Jan Ratej

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN Z IZVLEČKOM

UDK:	624.042(497.4)(043.2)
Avtor:	Jan Ratej
Mentor:	izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
Naslov:	Potresna analiza dvoetažne lesene hiše
Tip Dokumenta:	Diplomska naloga
Obseg in oprema:	42 str., 20 slik, 17 pregl.,
Ključne besede:	lesene hiše, jekleni kotniki, togost stikov, potresna analiza, potresnoodporno projektiranje

Izvleček:

V diplomski nalogi je obravnavano področje potresne analize montažnih hiš. Analizirana je poenostavljena različica dvoetažne hiša z leseno nosilno konstrukcijo, ki ga je podjetje RIMA HIŠE d.o.o. izvedlo v letu 2013. Poenostavitev geometrije smo uvedli zaradi veljavnosti uporabe poenostavljene metode analize konstrukcije. Pri delu sem se osredotočil na problematiko določanja togosti stikov med leseno steno in betonskim temeljem, kjer je v statičnem poročilu predvidena uporaba kotnikov tipa KR285 in AE116 ter med leseno steno in leseno medetažno konstrukcijo, kjer so predvideni kotniki tipa KR285 in ABR70. V nalogi sem primerjal dobljene rezultate podajnih stikov z rezultati analize, kjer sem upošteval toge stike. Potresna analiza je bila izvedena z metodo s horizontalnimi silami v skladu s standardom Evrokod 8. Izkazalo se je, da modeliranje podajnosti stikov ne vpliva bistveno na obremenitve v stikih, vendar je podajnost stikov pomembna za pravilno oceno pomikov.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC:	624.042(497.4)(043.2)
Author:	Jan Ratej
Supervisor:	assoc. prof. Matjaž Dolšek, Ph.D.
Title:	Seismic analysis of two-story timber house
Document type:	Graduation thesis
Scope and tools:	42 p., 20 fig., 17 tab.
Keywords:	timber-framed houses, metal connectors, joint stiffness, seismic response analysis, earthquake-resistant design

Abstract:

In the thesis precast timber houses are addressed. Analyzed is a simplified version of two-story house, which is located in Ajdovščina and which was built in 2013 by RIMA HIŠE. An emphasis is given on modeling of the joints between the wooden structural components and concrete foundation, where project design document prescribed connectors of type KR285 and AE116, and joints between wooden wall and wooden floor panel, where project design document specifies the connectors of type KR285 and ABR70. The effective stiffness of the joints was assessed on the basis of experimental results for similar connectors. For comparison, a model with rigid joint was also analyzed. All analyses were performed on the basis of lateral force method in accordance with Eurocode 8. It had been shown that the consideration of the flexibility of joints between structural components did not have significant impact on the seismic demand of the connectors, while the consideration of the flexibility of connectors is important for the assessment of displacement.

ZAHVALA

Za pomoč in podporo pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku, ki je bil vedno pripravljen odgovarjati na vsa moja vprašanja in me usmerjati za nadaljnje delo. Lepa hvala tudi dr. Brunu Dujiču, ter njegovim kolegom Iztoku Šušteršiču in Igorju Gavriču za strokovne nasvete in komentarje iz prakse.

Jan Ratej

KAZALO VSEBINE

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA	I
IZJAVA O AVTORSTVU	II
BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN Z IZVLEČKOM	III
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	IV
ZAHVALA	V
1 UVOD	5
2 MONTAŽNE HIŠE	6
2.2. SPLOŠNO	6
2.3. SISTEMI MONTAŽNIH HIŠ	6
2.3.1. PANELNA GRADNJA	6
2.3.2. SKELETNA GRADNJA	7
2.4. KONSTRUKCIJSKI SISTEM	8
2.4.1. SPLOŠNO	8
2.4.2. SESTAVA STEN	8
2.4.3. SESTAVA STROPOV	10
2.4.4. SESTAVA STREH.....	11
2.5. POTRESNA ANALIZA PRI MONTAŽNIH HIŠAH	12
3 OPIS MODELA ZA ANALIZO	14
3.2. ZASNOVA KONSTRUKCIJE	14
3.2.1. GEOMETRIJA	14
3.2.2. MREŽA KONČNIH ELEMENTOV	15
3.2.3. STENE.....	15
3.2.4. STROP.....	16
3.3. PODPORE	17
3.3.1. KOTNIK KR 285	18
3.3.2. KOTNIK AE 116.....	19
3.3.3. KOTNIK ABR 70.....	20
3.4. OBTEŽBA	21
3.4.1. LASTNA TEŽA	21
3.4.2. KORISTNA OBTEŽBA.....	23
3.4.3. POTRESNA OBTEŽBA	23
4 REZULTATI ANALIZE S KOMENTARJEM	31
4.2. TOGOST KONSTRUKCIJE	31
4.3. REAKCIJE V STIKIH	33
4.3.3. PRIMERJAVA REAKCIJ PRI TOGIH IN PODAJNIH STIKIH.....	37
4.4. KONTROLA MEJNEGA STANJA UPORABNOSTI (MSU)	37
5 ZAKLJUČEK	39
VIRI	40

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1:	Togost stika s kotnikom KR285	18
Preglednica 2:	Togost stika s kotnikom AE116	19
Preglednica 3:	Togost stika s kotnikom ABR70	20
Preglednica 4:	Račun lastne teže konstrukcije in lastne obtežbe vozlišč	22
Preglednica 5:	Račun spremenljive obtežbe vozlišč	23
Preglednica 6:	Podatki za račun potresne obtežbe	23
Preglednica 7:	Približni račun nihajnega časa v smeri X	24
Preglednica 8:	Postopek računa potresne sile, smer X, podajne podpore	26
Preglednica 9:	Postopek računa potresne sile, smer Y, podajne podpore	27
Preglednica 10:	Postopek računa potresne sile, smer X, toge podpore	29
Preglednica 11:	Postopek računa potresne sile, smer Y, togi stiki	30
Preglednica 12:	Togost konstrukcije z upoštevanjem podajnih stikov	32
Preglednica 13:	Togost konstrukcije z upoštevanjem togih stikov	32
Preglednica 14:	Razmerje togosti v smeri X	33
Preglednica 15:	Razmerje togosti v smeri Y	33
Preglednica 16:	Primerjalna preglednica reakcij togih in podajnih stikov	37
Preglednica 17:	Kontrola mejnega stanja uporabnosti	38

KAZALO SLIK

Slika 1:	Montaža hiše - panelni sistem	7
Slika 2:	Montaža hiše - skeletni sistem	7
Slika 3:	Osnovna konstrukcija stene z izolacijo	8
Slika 4:	Primer sponke za spajanje osnovne konstrukcije – Haubold WN 25	8
Slika 5:	Pnevmatska pištola za vgrajevanje sponk in sponke – Haubold KG700	9
Slika 6:	Prerez montažne stene	10
Slika 7:	Prerez medetažne konstrukcije	11
Slika 8:	Prerez strešne konstrukcije	12
Slika 9:	Geometrija modela za analizo	14
Slika 10:	Konstruktivski sklop Rima BIO	16
Slika 11:	Sestava medetažne konstrukcije Rima BIO	17
Slika 12:	Kotnik KR 285	18
Slika 13:	Model za račun nihajnega časa s pomiki središč mas, smer X, podajni stiki	25
Slika 14:	Model za račun nihajnega časa s pomiki središč mas, smer Y, podajni stiki	27
Slika 15:	Model za račun nihajnega časa s pomiki središč mas, smer X, togi stiki	28
Slika 16:	Model za račun nihajnega časa s pomiki središč mas, smer Y, togi stiki	29
Slika 17:	Rezultati analize, smer X, podajni stiki	31
Slika 18:	Rezultati analize, smer Y, podajni stiki	32
Slika 19:	Lokacija točke, kjer se pojavi največja reakcija v smeri X	34
Slika 20:	Vozlišče z največjo reakcijo v smeri X	34

»Ta stran je namenoma prazna.«

1 UVOD

Slovenija leži na potresno precej aktivnem področju, hkrati pa je precej bogata tudi z lesom. To bi lahko bil tudi eden izmed razlogov, da se poveča gradnja lesenih objektov, ki so lahko potresno odporni, če so pravilno zasnovani in izdelani. Lesene konstrukcije so namreč odlične za prevzem potresne obtežbe, saj so zaradi majhne lastne teže tudi potresne sile manjše v primerjavi s stavbami, kjer je za material nosilne konstrukcije uporabljen armirani beton ali jeklo. V Skandinaviji, Nemčiji in Avstriji ima lesena gradnja že dolgoletno tradicijo, medtem ko je pri nas do izraza prišla šele v zadnjih desetletjih. Delni razlog v počasnem uvajanju gradnje lesenih objektov v Sloveniji je tudi v tem, da odziv lesenih konstrukcij na potresno obtežbo ni dobro poznan, ter da postopki projektiranja niso dovolj dobro razviti. Sistemi montažnih hiš so v Srednjo Evropo večinoma prišli iz Severne Amerike in Skandinavije, so se pa v zadnjih 20-ih letih precej razvili tudi pri nas, v smeri prilagajanja seizmološkim pogojem. V začetkih 90-ih let, ko so se v Sloveniji začeli širše ukvarjati z lesenimi hišami, je na splošno veljalo zmotno mišljenje, da je lesena hiša kot sama potresno varna že zaradi lahke nosilne konstrukcije, kar se je pokazalo za napačno. Les je po naravi sicer res približno 5-krat lažji od armiranega betona, vendar je po svojih tehničnih lastnostih tudi veliko bolj deformabilen, kar pri večjih obtežbah pripelje do velikih deformacij tako na nosilnih, kot tudi na nenosilnih delih objekta. V Sloveniji je kar nekaj podjetij, ki se ukvarjajo z izdelavo montažnih hiš, a kljub temu da na našem območju vsak dan sestavljajo nove objekte, za te ni natančnih računskih dokazov za potresno varnost. Vse kontrole so izvedene na podlagi določenih predpostavk, ki so se v praksi pokazale kot sprejemljive, vendar običajno nimamo natančnih analiz. S trenutno razvitimi sistemi montažne gradnje je sicer izvedljivo graditi tudi večnadstropne objekte, vendar se za vsakodnevne tovrstne potrebe običajno raje uporablja kakšen bolj nosilen material, les pa se največ uporablja za običajne dvonadstropne stanovanjske hiše, kakršno sem tudi sam v svoji diplomski nalogi analiziral na potresno obtežbo. Tudi v najenostavnejših primerih pa se zaplete pri analizi, saj za računski dokaz montažne hiše potrebujemo natančno vedeti, kako se bo ob določenem potresu ta konstrukcija odzivala, za kar z dosedanjimi eksperimenti še ni bilo zbranih dovolj podatkov. Največji problem pri potresni analizi montažnih hiš je ta, da so stenski in medetažni elementi med seboj in v temelj navadno povezani z različnimi jeklenimi kotniki. Jekleni kotnik je preko vijakov ali žeblice povezan z lesenim, betonskim ali jeklenim elementom, vendar je vsak ta leseni element običajno sestavljen iz različnih slojev, kar zaplete račun togosti takšnih sistemov, s čimer se ukvarjam v moji diplomski nalogi. Togost stika med leseno steno in temeljem oziroma stika med leseno steno in medetažno konstrukcijo je tako rekoč ugibanje, če ni na voljo eksperimentalnih rezultatov. Na podlagi določenih eksperimentov se v svetu pojavljajo računске vrednosti za posamezne tipe kotnikov, vendar splošne rešitve za enkrat še ni in prav to je bil povod za pisanje te diplomske naloge, kjer je bila na podlagi že izvedenih eksperimentov analizirana dvoetažna montažna hiša, obremenjena s potresno obtežbo, da bi se ugotovila razlika med rezultati z upoštevanjem in brez upoštevanja podajnosti stikov [1, 2, 3, 4].

2 MONTAŽNE HIŠE

2.2. SPLOŠNO

Pojem montažne hiše se v Sloveniji uporablja za objekte, katerih nosilna konstrukcija je narejena iz lesa in sestavljena bodisi v proizvodnji, bodisi na gradbišču iz lesenih elementov, ki so glede na zahteve sestavljeni v celoto. Tudi montažne hiše imajo enako kot ostale na dnu temelj, na katerega se najpogosteje preko jeklenih kotnikov pritrdijo lesene stene. Stiki med stenami se nekoliko razlikujejo glede na tehnologijo posameznega proizvajalca, vendar so v osnovi podobni. Gre za neke vrste veznih sredstev, ki stene povezujejo v konstrukcijo. To so največkrat jekleni vijaki, kotniki ali kombinacija obeh, ki se pritrdijo na obe sosednji steni in ju s tem povežejo. Na stenah pritličnih objektov leži strešna konstrukcija, ki je osnovana na špirovcih, kateri obtežbo prenašajo v eni od smeri na stene. Pri objektih z več etažami se na stene prve etaže pritrdjuje medetažna konstrukcija ali strop. Stropna nosilna konstrukcija so stropniki, katerih dimenzije se spreminjajo glede na razpon in predvideno obtežbo in so prav tako usmerjeni v eni smeri s čimer prenašajo obtežbo stropa na nasprotni si steni. Podobno kot stene med seboj, se tudi stropi in stene povezujejo preko jeklenih povezovalnih sider ali kotnikov. Na medetažno ploščo se nato glede na potrebe opisani postopek ponavlja do želenega števila etaž. Nad strop se podobno kot nad temelj sidra stene, le da se pri tem nekoliko spremenijo vrste sider, saj imamo stik les-les in ne les-beton kot pri betonskem temelju. Na vrhu se po navadi ponovno izvede strešna konstrukcija, enako kot pri pritličnih objektih [5].

2.3. SISTEMI MONTAŽNIH HIŠ

Montažne hiše se v splošnem razlikujejo glede na različne načine izdelave in uporabljene vrste lesenih elementov.

V grobem sta se v svetu razvila dva tipa montažnih hiš, ki se ločita glede na način izvedbe posameznih sestavnih delov [6]:

- Panelna gradnja
- Skeletna gradnja

2.3.1. PANELNA GRADNJA

Pri panelni gradnji se posamezni elementi montažne hiše sestavijo v delavnici, nato se jih naloži na prevozno sredstvo in odpelje na gradbišče. Na gradbišču se vse elemente poveže skupaj v celoto in hiša je postavljena (Slika 1). Nad najvišjo etažo se ponavadi naredi streha, ki pa je tako pri panelni kot pri skeletni gradnji ponavadi narejena po sistemu skeletne gradnje, kar pomeni na gradbišču samem. Predvsem to velja za strehe dvokapnice ali bolj razgibane strehe, medtem ko se pri enokapnicah ali ravnih strehah včasih proizvajalci vseeno odločijo za pripravo elementa v proizvodnji. Prednosti takšne gradnje pred skeletno gradnjo so v tem, da imamo v proizvodnji lažje pogoje dela, več časa za načrtovanje končnega izdelka in možnost popravkov pred odpremo na gradbišče.



Slika 1 - Montaža hiše - panelni sistem [1]

2.3.2. SKELETNA GRADNJA

Skeletna gradnja je gradnja, ki je bolj razvita v Združenih državah Amerike in ima na koncu praktično enak rezultat kot panelna. Razlika je v tem, da se pri skeletni gradnja na gradbišče pripelje zgolj posamezne sestavne dele in se objekt sestavi na gradbišču samem (Slika 2). Prednost takšnega načina je v tem, da podjetje ne potrebuje proizvodnega obrata, kjer sestavlja elemente objekta, ampak se vse sestavi na gradbišču. V primeru želje po manjših spremembah se le te na gradbišču lažje izvedejo, saj nimamo elementov že izdelanih.



Slika 2 - Montaža hiše - skeletni sistem [6]

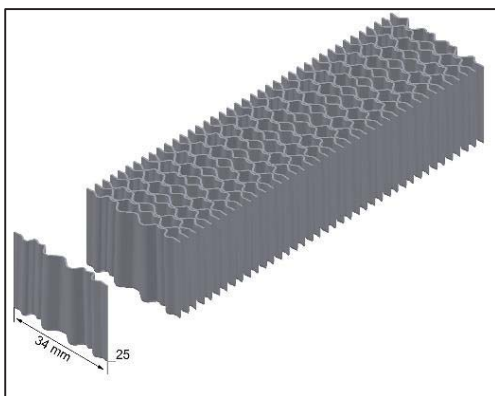
2.4. KONSTRUKCIJSKI SISTEM

2.4.1. SPLOŠNO

V tem podglavju je obravnavana sestava najpogosteje uporabljenih konstrukcijskih sistemov in vpliv le teh na končno togost celotnega elementa. Vsi elementi, ki so vgrajeni v stavbah morajo imeti določeno togost in nosilnost v različnih smereh s čimer zagotovimo ustrezno varnost proti porušitvi. Sestave sten in stropov se sicer med proizvajalci montažnih hiš delno razlikujejo, vendar ne toliko v sami sestavi, ki zagotavlja stabilnost, ampak zgoj v zaporedju slojev in materiala, ki je uporabljen kot posamezni sloj. S tem so mišljeni predvsem izolacijski materiali, ki so sicer za samo nosilnost konstrukcije nepomembni, imajo pa velik vpliv na znesek za plačilo porabljene energije konec meseca. Kadar gradimo potresno odporne hiše, pa je sestava konstrukcijskih elementov zelo pomembna, predvsem v smislu ustrezne togosti in nosilnosti. Montažna hiša, ki je obravnavana v tej diplomski nalogi je narejena po panelnem sistemu [7, 8].

2.4.2. SESTAVA STEN

Stene montažnih hiš, so ne glede na proizvajalca izvedene izredno podobno. Vse stene morajo imeti nosilno konstrukcijo, ki jo navadno predstavljajo leseni prečniki in pokončniki, med seboj povezani z različnimi sponkami (Slika 4). Za ta namen se navadno uporablja lepljen lameliran les, ki je vzdolžno spojen, dimenzije pa se spreminjajo glede na predvideno obtežbo objekta. Pri običajnih dvonadstropnih hišah so približne dimenzije prečnikov 100x140 mm, pokončnikov pa 60x140 mm na 500 mm vzdolž prečnika, med seboj pa so povezani s sponkami. Tip sponk se med posameznimi proizvajalci lahko razlikuje.



Slika 3 – Primer sponke za spajanje osnovne konstrukcije – Haupbold WN 25 [9]



Slika 4 – Osnovna konstrukcija stene z izolacijo [1]

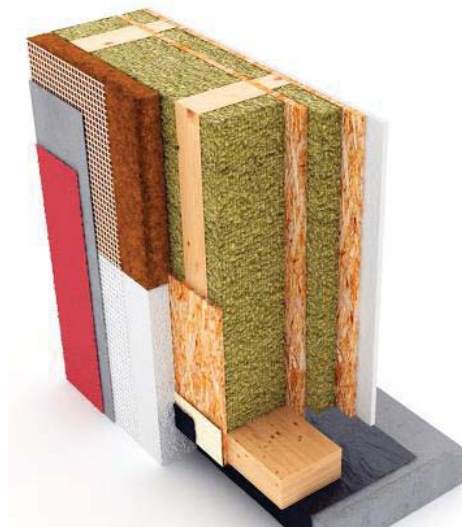
Ker so pokončniki nameščeni na določeni razdalji, vmes nastane prazen prostor, ki se zapolni z izolacijskim materialom kot izolacijo, ki je izbran glede na želje stranke in tip stene, ki se sestavlja (Slika 3). Nabor je dandanes ogromen, še vedno pa se največkrat uporabljajo volne s kamenimi ali lesenimi vlakni, redkeje pa tudi s steklenimi. V nekoliko naprednejših primerih tudi volne z vlakni iz kokosovega oreha, konoplje, bombaža, ipd. Kot alternativa volnam se uporablja tudi vpihana celuloza, a zaradi

problema posedanja še ni tako pogosta in je bolj primerna za izolacijo stropov ali ravnih streh. Naslednji korak pri sestavi sten je zapiranje okvirja in izolacije, ki se izvede s ploščami, katerih tip variira glede na tip stene in proizvajalca. Po navadi so to plošče debeline med 10 in 20 mm tipa mavčno-vlaknene, mavčno-kartonaste, cementno-iverne, plošče iz večslojno lepljenih iveri (angl. *Oriented Strand Board*, v nadaljevanju OSB) in druge [10]. Namen teh plošče je zagotavljanje togosti celotne stene, saj sponke, ki povezujejo prečnike in pokončnike zagotavljajo praktično zanemarljivo togost samega okvirja v vzdolžni smeri prečnikov. Te plošče so v osnovni okvir pritrjene preko različnih veznih sredstev, glede na sestavo plošče, pogosto pa se namesti kar dve plošči na vsako stran. Največkrat se za pritrjevanje uporabljajo sponke, podobne tistim, s katerimi spenjamo papir, le da so močnejše in daljše. Dolžina sponk se za običajni objekt giblje okrog 60 mm in se jih vgrajuje s pomočjo visokotlačnih pištol ([Slika 5](#)).



Slika 5 – Pnevmatika pištola za vgrajevanje sponk in sponke – Haubold KG700 [11]

Stena ima po zgornjih korakih pripravljeno osnovno obliko, vendar še ni končana. Na zunanjo stran stene se namesti izolacija, ki je ponovno odvisna od sistema proizvajalca vendar se po navadi uporablja nekaj od naštetega: običajni ali grafitni polistiren, komprimirana lesena volna v ploščah ali fasadne lamele iz kamene volne. Na izolacijo se nato namesti še fasadna mrežica z lepilom in fasadni omet. Vse naštetu ne vpliva na končno togost stene, zato na tem delu ni posebnega poudarka. Bolj pomembna je notranja stran, kjer se na prej omenjeno ploščo namesti najprej parna ovira in nato inštalacijski kanal. Osnovna funkcija tega je ta, da se vanj vgradi potrebno inštalacijsko opremo in pripravi element do te mere, da se na gradbišču vgradi le še žice, vtičnice in ostali manjši material. Inštalacijski kanal pa nima zanemarljivega prispevka tudi pri končni togosti stene, saj je po navadi narejen iz moralov dimenzij 50x50 mm, ki so nameščeni podobno kot osnovni okvir. Dva prečnika zgoraj in spodaj, vmes pa pokončniki. Ob odprtinah se ponovno pojavijo prečniki, da preprečijo zdrs izolacije kanala. Ti leseni morali se v osnovno konstrukcijo žeblijo s pnevmatskimi pištolami ([Slika 5](#)), pri čemer se najpogosteje uporabljajo žebliji z navojem. Ti žebliji imajo precej veliko izvlečno togost, kar celotni konstrukciji poveča tudi strižno togost. Inštalacijski kanal se enako kot osnovni okvir izolira v vmesnih prostorih in se ga na koncu še enkrat zapre s ploščo, ki je po navadi mavčno-vlaknena ali mavčno-kartonasta. Primer končne sestavljene stene je prikazan na spodnji sliki ([Slika 6](#)).

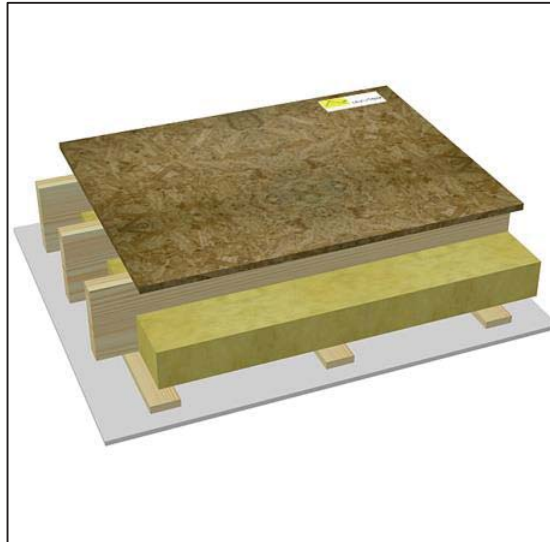


Slika 6 – Prerez montažne stene [12]

2.4.3. SESTAVA STROPOV

Stropi ali medetažne konstrukcije, kot jih pogosto poimenujemo, so v montažnih hišah eden od enostavnejših elementov kar zadeva proizvodnje. Najbolj pomemben je statični izračun, ki v svojem poročilu predpiše višino stropnikov in razdaljo med njimi, lahko pa kot oceno pri običajnem objektu podamo velikost stropnika 80x220 mm na 300 mm. Za kratko predstavitev izdelave teh medetažnih konstrukcij (Slika 7), si lahko pomagamo z že opisanim postopkom zgoraj, saj gre praktično za zelo podoben redosled. Na začetku se stropnike razporedi glede na predpisano razdaljo v predvideni smeri in se jih z vmesnimi lesenimi vložki poveže s sponkami, ki so navadno podobne tistim pri stenah – WN 25 (Slika 4). Stropniki so že narezani na končno dolžino, zato ponovna obdelava ni potrebna. Na zgornjo stran stopa se z enakimi sponkami kot pri stenah pritrdi OSB plošča, katere debelina se določi v statičnem izračunu in se pri običajnih objektih giblje okoli 22 mm. Nato se strop obrne in z druge strani med stropniki namesti izolacija. Ta izolacija je nekoliko mehkejša, saj ni obremenjena in posledično ogrožena za posedanje. Kadar imamo strop med dvema toplima prostoroma, kar pomeni da je ogrevan tako spodnji kot zgornji prostor se izolira le polovica stropa, kar pomeni debelino izolacije okoli 100 mm. Posebno se izvede robni prekat med stropniki, ki meji na zunanjo steno, kjer se izolira polna višina stropnika, saj se s tem dodatno prepreči vpliv zunanjih klimatskih pogoje na notranje. Z iste strani, kjer je sedaj naložena izolacija se namesti še ena plošča, ki je prav tako pogosto OSB ali podobna z enako debelo kot na zgornji strani. S tem se stropu vnese neko togost in poveže stropnike v stropni element, prepreči prevrnitev posameznih stropnikov in omogoči prenašanje obtežbe stropa na stene. Osnovna konstrukcija stropa je s tem končana, vendar se največkrat strop pripravi še za inštalacije in v primeru stropa, ki loči mrzel in topel prostor, namesti še parno oviro. Parna ovira se namesti na strop preden se ga zapre z druge strani in s tem prepreči kondenzacijo v izolaciji. Na spodnjo stran se namestijo deske debelina okoli 25 mm na razdalji približno 50 cm, nato pa se na deskah izvede spuščeni strop iz mavčno-kartonastih ali podobnih plošč. Vmesni prostor se zapolni za vodenje inštalacij, deske pa predstavljajo sidrno »meso« za spuščeni strop. Na zgornjo stran stropa, ki je za enkrat samo gola OSB plošča, se

največkrat izvede estrih, ki je lahko cementi ali suhi in nima bistvenega vpliva na končno togost stopa. Potrebno je le pravilno upoštevati obremenitev, ki jo le ta predstavlja. Ker so stropniki vedno usmerjeni le v eni smeri, je pri statiki potrebno upoštevati, da sta steni, na katere se stropniki opirajo bolj obremenjeni od tistih, ki potekajo vzdolž stropnikov.

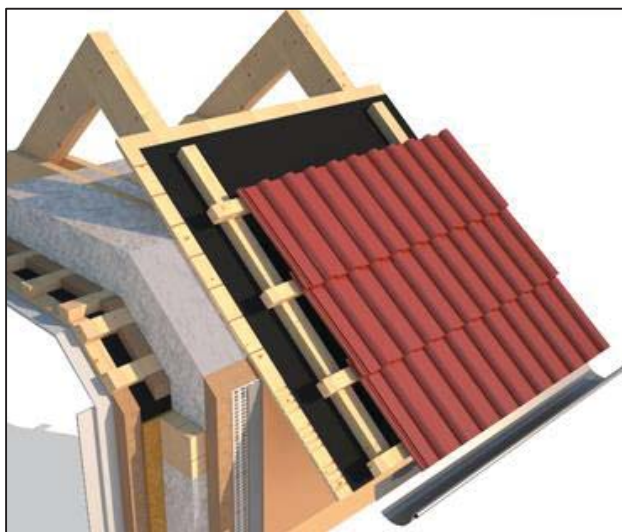


Slika 7 – Prerez medetažne konstrukcije [13]

2.4.4. SESTAVA STREH

Strehe so element v objektu, ki se najbolj razlikujejo med proizvajalci montažnih hiš, saj je oblika in konstrukcija strehe odvisna od veliko faktorjev, ki jih pred predstavitvijo s strani investitorja ne moremo vedeti. Gre namreč za omejitve s strani lokacijske informacije, omejitve glede na klimatske pogoje, ceno, ki jo je investitor pripravljen plačati, in še mnogo drugih. Vsekakor pa obstaja tudi neka standardna oblika strehe (Slika 8), ki je kot splošen, najpogosteje uporabljen primer, opisana v nadaljevanju. Na stene zadnje etaže se namesti lego, to je lesen element, navadno večjih dimenzij, ki prenaša obtežbo iz špirovcev na steno. Špirovci so na lego pritrjeni na različne načine, vendar vsi razmeroma toga, saj morajo biti preprečeni tako pomik kot zasuki. Enako kot na steno se lega namesti na sleme, to je najvišja linija dvokapne strehe, ki ima enako vlogo kot lega na spodnjem koncu. Nad špirovce, katerih dimenzije se pri običajnem objektu gibljejo okoli 80x250 mm, se po navadi izvede deskanje, ki predstavlja vmesni sloj med izolacijo, ki se namesti med špirovci in sekundarno kritino. Sekundarna kritina se razgrne po deskah in služi kot pomoč primarni kritini. Pri običajnih strehah se na sekundarno kritino pritrdijo letve vzporedno špirovcem in na njih še letve pravokotno na njih. Na pravokotne letve nato pritrujemo opečne strešnike, če izberemo tovrstno kritino. Pod izolirane špirovce na toplo stran pride slepi opaž, ki služi kot ločilni sloj in hkrati drži izolacijo med špirovci. Na to se običajno izvede mavčno-kartonasti strop ali druga zaključna oblika stropa. Sistemi streh se kot rečeno izredno razlikujejo, saj vsaka vrsta kritine zahteva drugačno nosilno konstrukcijo. Zgoraj je opisan postopek za običajne opečne kritine, kar je najenostavnejša in najpogosteje uporabljena kritina. Če gradimo na izredno vetrovnih področjih se v strešni konstrukciji pogosto pojavljajo ojačitve, saj zaradi obtežbe vetra običajna streh nebi bila

zadovoljiva. Prav tako se kot strešna izolacija uporabljajo zelo različni materiali, vendar je to dandanes najpogosteje volna, bodisi kamena ali lesena.



Slika 8 - Prerez strešne konstrukcije [14]

2.5. POTRESNA ANALIZA PRI MONTAŽNIH HIŠAH

Enako kot pri običajnih objektih, se tudi pri montažnih objektih pojavijo posebnosti pri projektiranju, kadar želimo objekt projektirati na potresno obtežbo. Potresna obtežba je obtežba, ki jo objekt čuti ob potresu. Obtežba je dinamična in deluje v več smereh hkrati. Zaradi svojih specifičnih lastnosti, le ta zahteva tudi nekoliko kompleksnejše projektiranje predvsem zaradi globalne analize objekta.

Montažne hiše imajo v primerjavi z objekti, ki so narejeni iz armiranega betona ali jekla, manjšo lastno težo konstrukcije. Potresna sila na objekt pa je deloma odvisna od mase objekta, kar pomeni, da manjša kot je masa objekta, manjša potresna sila deluje nanj, kar je prva posebnost montažnih hiš. Običajen manjši montažni objekt, ki obsega dve etaži po 70 m² tehta okoli 35 t, medtem ko enak objekt iz armiranega betona tehta približno 150 t. Če vemo, da je potresna sila linearno povezana z maso objekta je ta pri armiranobetonskem objektu približno 5-krat večja od sile, ki se pojavi pri montažnem objektu. Sicer teža ni edini faktor, ki vpliva na potresno silo, saj je potresna sila močno odvisna tudi od nihajnega časa konstrukcije, vendar je za grobo predstavbo razmerja obtežbe primerjana teža [15].

Kritični elementi za prenos obremenitve zaradi potresa so pri montažnih hišah običajno vezna sredstva kot so jekleni kotniki, ki so vgrajeni na stikih med stenami, stikih med steno in temeljem in na stikih med steno in stropom. Ti kotniki imajo določeno togost v posamezni smeri, vendar ta togost ni enaka kot togost celotnega stika, v katerem je kotnik le povezovalni element dveh elementov montažnega objekta. Pojavi se prvi problem pri dokazovanju potresne varnosti montažnih objektov, saj te togosti ne znamo določiti. Za primer lahko vzamemo zgoraj opisano steno, ki ima na okvir pritrjeno OSB ploščo. Sedaj se na to OSB ploščo z žebliji pribije kotnik skozi ploščo v prečnik ali v primeru višjega kotnika še v pokončnik, spodnji del kotnika pa z jeklenim vijakom M12 privijači v betonski temelj. Tako se naredi

po celotni dolžini stene na obeh straneh in nato steno v najenostavnejšem primeru samo točkovno obremeni s stalno silo na vrhu stene v horizontalni smeri vzdolž daljše stranice, pa že ne znamo določiti togosti takšnega sistema. To je ključni problem pri projektiranju potresno varnih lesenih stavb, saj so stiki pri teh stavbah tako kompleksni, da je praktično nemogoče računsko izpeljati formulo, ki bi vključevala vse faktorje takšnega sistema in nas hkrati pripeljala do zadovoljivo točnega rezultata. Pri vodoravni obtežbi se je potrebno ponovno spomniti, da so plošče in okvir stene med seboj povezani s sponkami in da se tak sistem pri tej obtežbi ne obnaša kot popolnoma tog. Potresna obtežba je posledica naravnega pojava, ki deluje v poljubni smeri, zato bi za računski dokaz potrebovali togosti v vseh treh smereh: X, Y in Z, kar še dodatno zaplete celoten postopek [3, 16, 17].

V svetu se vsak dan izvajajo eksperimenti, kjer merijo največji pomik pri maksimalni obremenitvi. Vsi ti preizkusi pa so zelo omejeni, saj modele obremenjujejo zgolj v eni določeni smeri, izbran je točno določen kotnik, s točno določenim žebljem ali vijakom. Poleg tega pa je stena narejena iz lesa, ki je naravni material in zato ni rečeno, da se bo ista vrsta lesa obnašala vedno enako. Če še nadaljujemo in se poglobimo se pojavi problem še pri lepljenem lesu, ki se prav tako uporablja vsakodnevno pri gradnji lesenih hiš. Križno lepljen les (ang. *Cross Laminated Timber* - CLT), lameliran lepljen les in masivni les se vsak zase obnašajo drugače, saj se elementi nekoliko razlikujejo že v svoji zasnovi [18].

Z vsemi zgoraj naštetimi problemi, se bi projektanti vsakodnevno morali srečevati pri projektiranju potresno odpornih montažnih objektov, pa vendar temu ni tako. Projektanti pri preračunavanju objekta na potresno obtežbo upoštevajo določene predpostavke in poenostavitve, kar jih pripelje do končnega rezultata. Iz praktičnih primerov, v katerih se pokaže dobra praksa, se lahko učimo o pravilnosti upoštevanih poenostavitev pri računu. Teoretične osnove poenostavljene potresne analize z metodo s horizontalnimi silami pa so predstavljene v poglavju »[3.4.3 POTRESNA OBTEŽBA](#)« [19].

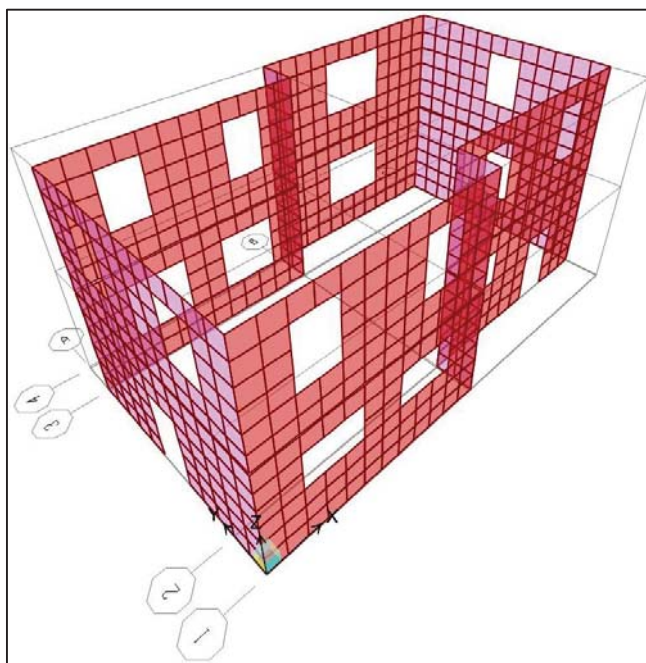
3 OPIS MODELA ZA ANALIZO

Za analizo modela je izhodišče predstavljal objekt, ki je bil tudi sicer izveden na območju Ajdovščine v Sloveniji leta 2013 s strani podjetja RIMA HIŠE d.o.o. [1]. Objekt je zgrajen na vetrovno aktivnem območju, zato v primeru ni bila merodajna obtežba potres, ampak obtežba vetra, a je vseeno v statičnem izračunu tudi račun potresne sile. Zaradi razmeroma zapletene geometrije konstrukcije, ki je bila dejansko postavljena, le ta nekoliko poenostavljena. Potresna analiza je namreč izvedena z metodo s horizontalnimi silami, katera pogojuje omejeno geometrijo konstrukcije. V standardu SIST EN 1998-1:2004 so v poglavju 4 »PROJEKTIRANJE STAVB« za omenjeno metodo podani kriteriji, ki se jih je pri sestavi model moralo upoštevati [20]. Sestave konstrukcijskih sklopov, kotniki in ostale obtežbe razen vetra so vzete iz statičnega poročila objekta in so prikazane v poglavju »3.4. OBTEŽBA«. Za analizo modela je bil uporabljen program SAP2000, ki je omogočil analizo z metodo s končnimi elementi (MKE) in obenem analizo s t.i. veznimi (angl. *link*) elementi, s katerimi so modelirani stiki [21].

3.2. ZASNOVA KONSTRUKCIJE

3.2.1. GEOMETRIJA

Analizirani objekt s poenostavljeno geometrijo ima dve etaži, ki sta si različni zgolj v odprtinah. Višina posamezne etaže je 3,00 m, tloris pa je sestavljen iz dveh kvadratov dimenzij 6,00x6,00 m, ki sta med seboj zamaknjena za 1,00 m v smeri Y (os Y je orientirana v vodoravni smeri krajše dimenzije objekta – [Slika 9](#)). V pritlični etaži sta dve odprtini, ki simbolizirata vrata v velikosti 1,00x2,00 m ter odprtine kot okna v različnih velikosti od 1,00x1,00 m do 2,00x1,50 m. Zgornja etaža nima odprtin za vrata, ima pa okna, ki so podobnih velikosti kot pritlična.



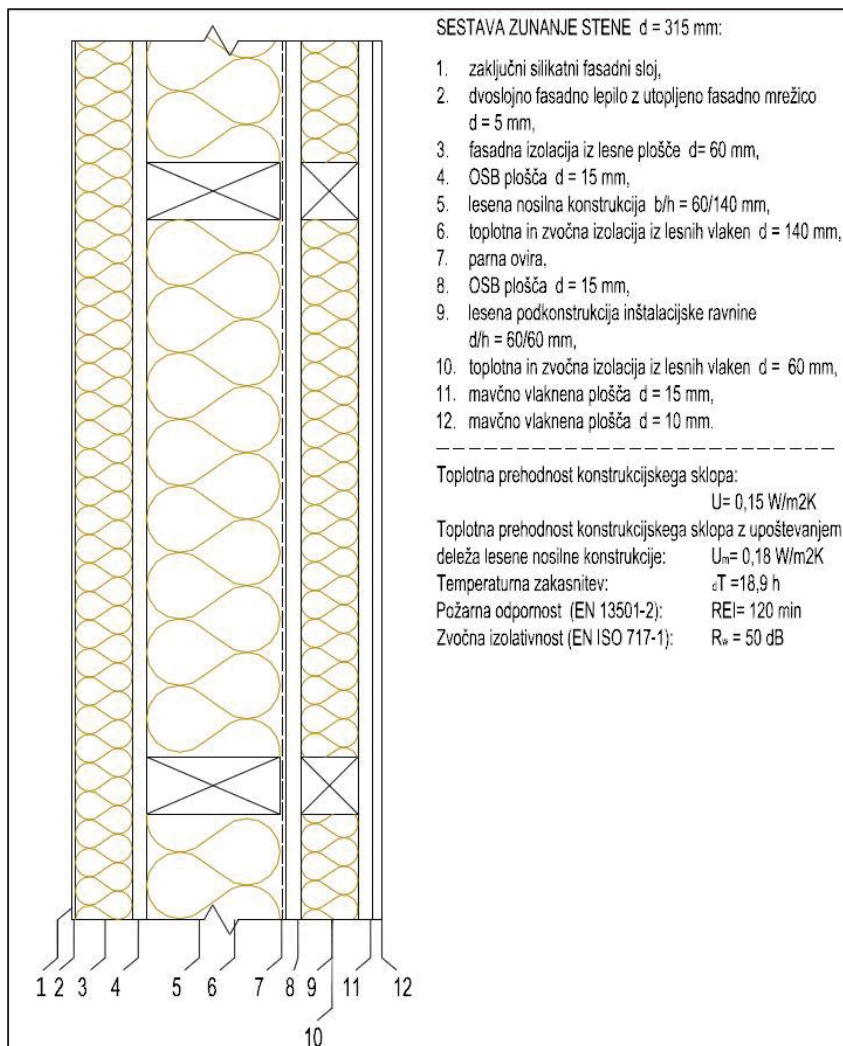
Slika 9 - Geometrija modela za analizo

3.2.2. MREŽA KONČNIH ELEMENTOV

Model temelji na metodi končnih elementov, katerih velikost je konstantna po celotnem modelu. Posamezni element je velikosti 0,5x0,5 m, tip končnega elementa pa je izbran kot *Shell/Plate-Thick*, ker so stene obravnavane kot plošče, ki imajo po šest prostostnih stopenj na vozlišče – 3 pomike in 3 zasuke.

3.2.3. STENE

Konstruktivski sklopi sten so enaki na vseh stenah modela in so narejeni po sistemu »Rima BIO« ([Slika 10](#)), ki je bil razvit v podjetju RIMA HIŠE d.o.o. [1]. Sklop je sestavljen iz lesenega okvirja debelina 140 mm, kar zajema prečnike in pokončnike. Zgornji in spodnji prečnik poteka vzdolž celotne stene, pokončniki pa so nameščeni na koncih, vmes pa na približno 50 cm, odvisno od končne dimenzije stene in obremenjenosti. Prečnika imata prerez visok 10 cm, pokončniki 6 cm, med seboj pa so spojeni s sponkami WN 25 ([Slika 4](#)). Vmesni prazni prostori so zapolnjeni z izolacijo STEICO FLEX 80+60 mm, pri čemer se stiki plošč prekrivajo zaradi boljše izolativnosti. Na zunanjo in notranjo stran sta s sponkami v okvir pritrjeni OSB plošči debeline 15 mm, ki povezujeta okvir v steno in ji ob tem dajeta togost. Na zunanji strani je nato s sponkami pritrjena fasadna izolacija – komprimirana lesena volna debeline 60 mm, ki je na zunanjem delu še obdelana s fasadnim sistemom, kateri zajema armirno mrežico, dva sloja lepila in zaključni fasadni omet. Na notranjo OSB ploščo je z žebli z navojem pritrjen inštalacijski kanal, ki je narejen iz moralov 60x60 mm. Kanal je podobno kot okvir sestavljen iz zgornjega in spodnjega morala, ki potekata po celotni dolžini stene, vmes pa so pokončni morali razporejeni na okoli 50 cm, odvisno glede na potrebe inštalacijskih vodov. Tudi kanal je izoliran z enako izolacijo kot okvir - STEICO FLEX 60 mm ter na notranji strani zaprt z mavčno-vlakneno ploščo Fermacell 15 mm, pritrjeno s sponkami. Kot končni element stene je na notranji strani montirana mavčno-vlaknena plošča Fermacell 10 mm.

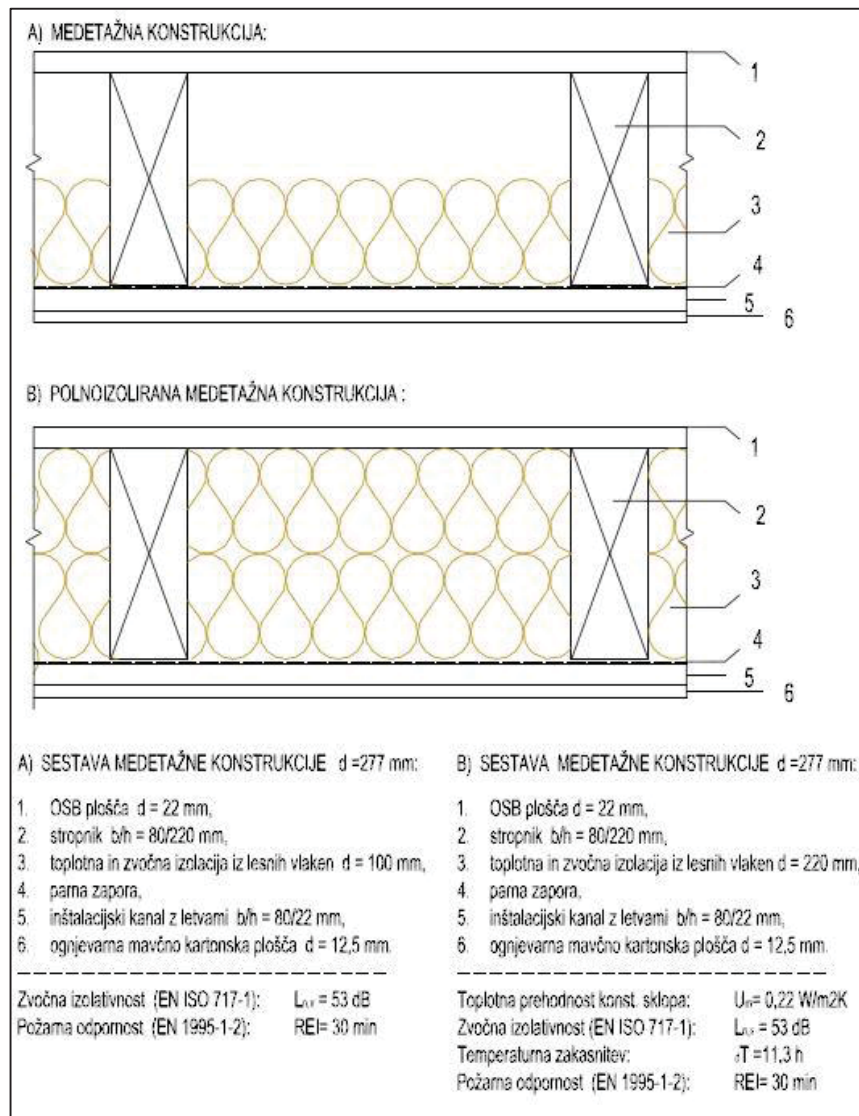


Slika 10 - Konstrukcijski sklop Rima BIO [1]

3.2.4. STROP

Stropa nad pritličjem in nad nadstropjem sta po sestavi enaka, le da je pri računu teže konstrukcije upoštevana manjša teža stropa nad pritličjem zaradi predvidene odprtine za vertikalno komunikacijo v objektu v tlorisni površini 2,00x3,00 m. Strop se prenaša po krajših stranicah (v smeri Y) in so v tej smeri usmerjeni tudi stropniki. Strop ali medetažna konstrukcija je sestavljena tako, da so na razdalji 50 cm razporejeni stropniki iz lepljenih lesenih elementov višine 220 mm in širine 80 mm. Na zgornjo stran stropnikov je s sponkami pritrjena OSB plošča debeline 22 mm, ki preprečuje zvrnitev stropnikov in hkrati predstavlja nosilno konstrukcijo estriha. Med stropniki je v notranjosti (1m od zunanje stene) nameščena izolacija STEICO FLEX 120 mm, medtem ko je po robnih območjih strop polno izoliran z izolacijo istega tipa v višini 120 mm + 100 mm. Na spodnji strani so prečno na stropnike s vijaki pritrjene deske debeline 22 mm, nato pa še ognjevarna mavčno-kartonasta plošča Knauf 12,5 mm. Stropovi v modelu niso modelirani, ampak so v višini etaže točke povezane v diafragma. S tem je predpostavljena popolno togost stropa v vodoravni smeri. Če pogledamo spodaj opisani sestav stropa (Slika 11), lahko z zadostno natančnostjo predpostavimo, da bodo deformacije stropa v horizontalni smeri zanemarljive

in jih lahko predpostavimo kot nične. Pri tem se spomnimo, da je potresna analiza objekta izvedena z metodo s horizontalnimi silami in da je sila aplicirana v višini medetažne konstrukcije.



Slika 11 - Sestava medetažne konstrukcije Rima BIO [1]

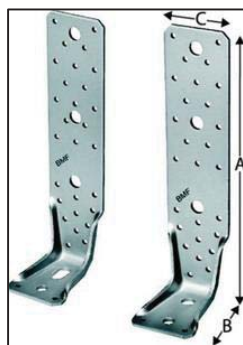
3.3. PODPORE

Mreža modela ima končne elemente velikosti 0,5x0,5 m, med seboj pa se stikajo v vozliščih. Na spodnjem delu pritličnih sten bi sicer morale priti podpore, ki bi bile toge, drsne ali drugačne, vendar to ni upoštevano. Cilj je namreč vključiti tudi togost stikov med temeljem in steno, ki ga z običajno podporo ne bi bilo mogoče. Pod vsakim vozliščem končnih elementov je v model dodano še eno vozlišče, ki je 5 cm pod dejanskim vozliščem dveh končnih elementov. Spodnje vozlišče, ki je bilo sedaj samo zase in ni bilo povezano v model je podprto s togo podporo, ki ima preprečene vse tri pomike in vse tri zasuke. Med vozliščema so vgrajeni vezni elemente, katerim je bilo mogoče določiti togosti v posamezni smeri. Vsak vezni element v modelu predstavlja določen stik z določenim kotnikom in ima zato vsak drugačno togost v vsaki od treh smereh. V statičnem poročilu objekta, ki je bilo vzeto kot

osnova, so bili predpisani trije tipi kotnikov. Za vse pa se predvideva, da so z lesenim elementom povezani z žebli 4,0 x 60 mm, katerih število se spreminja glede na kotnik, v betonski temelj pa z vijakom M12. Podobno, kot so vezni elemente dodani med temelj in pritlično steno, je narejeno tudi med prvo in drugo etažo, kjer so vozlišča razmaknjena za 5 cm, vmes pa med vozlišča nameščeni link elementi [21].

3.3.1. KOTNIK KR 285

Kotnik KR 285 (Slika 12) je bil predpisan na krajnih točkah stene tako na stiku med steno in temeljem kot v nadstropju pri stiku med steno in medetažno konstrukcijo.



Slika 12 - Kotnik KR 285 [22]

Togost kotnika je izračunana glede na podatke za kotnika WHT 440 in WHT 540, za katera so bili na razpolago rezultati eksperimenta. Strižna in natezna togost stika med leseno steno in medetažno konstrukcijo je računana na podlagi eksperimenta s kotnikom WHT 440, ki je bil sicer preverjen za stik križno lepljenih plošč (CLT-CLT). Iste togosti so izračunane še za stik med betonskim temeljem in leseno steno, pri čemer so uporabljeni podatki kotnika WHT 540, ki pa je bil preverjen za stik med steno iz križno lepljene plošče in jeklenim temeljem (CLT-temelj).

Preglednica 1 - Togost stika s kotnikom KR285 [19, Slika: 23]

KR 285		[mm]
z		285
y		85
x		65
t		4

Togost k_{el} [kN/mm]		
Smer	Les-les	les-beton
x	2,0	3,5
y	0,0	0,0
z	3,5	4,5

predvideno število žebeljev
12

Togost v X smeri med steno in medetažo (les-les) je izračunana tako, da je eksperimentalno določena elastična togost k_{el} za kotnik WHT 440 korigirana glede na število žebelj [19], ki povezujejo steno s kotnikom. Sidranje kotnika KR285 je predvideno z 12 žebli, medtem ko je WHT440 v eksperimentu sidran z 9 žebli.

$$k_{el,x,KR285}^{les-les} = \frac{12}{9} * k_{el,x,WHT440}^{les-les} = \frac{12}{9} * 1,56 = 2,08 \approx 2,0 \frac{kN}{mm} = 2000 \frac{kN}{m}$$

Togost stika z istim kotnikom je na enak način izračunan tudi za smer Z.

$$k_{el,z,KR285}^{les-les} = \frac{12}{9} * k_{el,z,WHT440}^{les-les} = \frac{12}{9} * 2,65 = 3,53 \approx 3,5 \frac{kN}{mm} = 3500 \frac{kN}{m}$$

Togost stika med steno in betonom, ki se pojavi pri sidranju stene v temelj je računana na podlagi eksperimentalnih rezultatov za kotnik WHT 540, ki je bil v steno povezan z 12 žebli, enako kot v mojem primeru kotnika KR285, zato so uporabljene kar te togosti [19].

Za smer X je tako privzeta togost.

$$k_{el,x,KR285}^{les-beton} = k_{el,x,WHT540}^{les-beton} = 3,40 \approx 3,5 \frac{kN}{mm} = 3500 \frac{kN}{m}$$

Podobno kot v X smeri je privzeta togost tudi v smeri Z.

$$k_{el,z,KR285}^{les-beton} = k_{el,z,WHT540}^{les-beton} = 4,51 \approx 4,5 \frac{kN}{mm} = 4500 \frac{kN}{m}$$

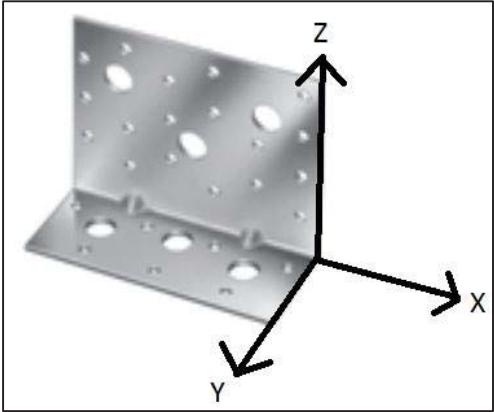
3.3.2. KOTNIK AE 116

Drugi kotnik, ki je uporabljen v modelu je AE 116. Ta kotnik je bil uporabljen tudi v eksperimentu, iz katerega so korigirane togosti mojih kotnikov. V mojem modelu so kotniki nameščeni na stike med steno in temeljem, kot je to predpisano v statičnem poročilu objekta.

Preglednica 2 - Togost stika s kotnikom AE116 [19, Slika: 24]

AE 116		[mm]
	z	90
	y	48
	x	116
	t	3
Togost k_{el} [kN/mm]		
Smer	Les-les	les-beton
x	ZA TO KOTNIK NI PREDPISAN	2,0
y		0,0
z		2,5

predvideno število žebelj
11



Za togost med leseno steno in betonskim temeljem je privzeta sledeča vrednost [19].

$$k_{el,x,AE116}^{les-beton} = k_{el,x,AE116,eksperiment}^{les-beton} = 2,09 \approx 2,0 \frac{kN}{mm} = 2000 \frac{kN}{m}$$

Enako je narejeno tudi s smerjo Z [19].

$$k_{el,z,AE116}^{les-beton} = k_{el,z,AE116,eksperiment}^{les-beton} = 2,53 \approx 2,5 \frac{kN}{mm} = 2500 \frac{kN}{m}$$

3.3.3. KOTNIK ABR 70

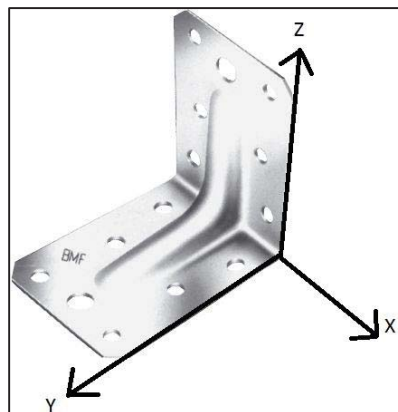
Še tretji in ob enem zadnji tip kotnika, ki je uporabljen modelu je kotnik ABR70. Ta kotnik je prav tako kot KR285 ojačan na pregibu, zato ima nekoliko večjo dvižno togost (smer Z) kot AE116, ki ojačitve nima. V eksperimentu ta tip kotnika sicer ni bil testiran, je bil pa testiran kotnik ABR100, ki se od ABR70 razlikuje zgolj po višini. Kot osnova so vzeti rezultati za testirani kotnik, nato pa togosti korigirane, glede na višino kotnika. Zaradi manjše višine se predpostavi nekoliko večjo togost kotnika, ker je najbolj oddaljeno vezno sredstvo bližje pregibu, kar na pregib povzroča nekoliko manjše momente. Na podlagi takšnega premisleka se predpostavi večja togost tako v X kot tudi v Z smeri [19].

Preglednica 3 - Togost stika s kotnikom ABR70 [19, Slika: 25]

ABR 70		[mm]
a		70
b		70
c		55
t		2

Smer	Togost k_{el} [kN/mm]	
	les-les	les-beton
x	2,0	ZA TO KOTNIK NI PREDPISAN
y	0,0	
z	6,0	

predvideno število žebeljv
8



Togost v smeri X je predpostavljena kot je prikazano spodaj [19].

$$k_{el,x,ABR70}^{les-les} \approx 2 * k_{el,x,ABR100}^{les-les} = 2 * 1,10 = 2,2 \approx 2,0 \frac{kN}{mm} = 2000 \frac{kN}{m}$$

Višina kotnika ABR70 je manjša za 30% od višine ABR100, zato je ocenjena togost 2x večja. Kakšna točno je razlika ni znano, zato je predpostavljena togost inženirska predpostavka, ki ni bila eksperimentalno preverjena, vendar zaradi pomanjkanja podatkov o eksperimentalno določenih togostih za posamezne kotnike, ni bilo mogoče natančne togosti preveriti.

Podobno je predpostavljena tudi togost v smeri Z [19].

$$k_{el,z,ABR70}^{les-les} \approx 2 * k_{el,z,ABR100}^{les-les} = 2 * 2,98 \approx 6,0 \frac{kN}{mm} = 6000 \frac{kN}{m}$$

Rezultati analize so v celoti odvisni od zgoraj podanih togosti, zato napake v rezultatih nikakor ne moremo zanemariti, saj natančnost togosti zaenkrat še ni moč izračunati, tudi v svetovnem merilu. Na podlagi eksperimentov so preverjene togosti stikov z določenimi kotniki, ki pa niso popolnoma realne, saj se eksperiment ponavadi izvaja na omejenem izseku stene, ki je enosmerno obremenjen. Kot izhodišče za račun je vzet eksperiment [18], kjer so bili stiki z zgoraj opisanimi kotniki preverjeni s križno lepljenimi ploščami. Te plošče so sicer nekoliko bolj trdne od običajnega masivnega ali lepljenega lesa, vendar za oceno elastične togosti, ki je uporabljena v modelu, lahko sklepamo o ustreznosti predpostavk. Vse togosti v smeri Y, ki je pravokotna na kotnik, so podane kot nične, saj zaradi tanke pločevine, iz katere je kotnik narejen, v omenjeni smeri praktično nima nosilnosti. Poleg tega je to predpostavka, s katero ostanemo na varni strani [19].

Za natančno določitev togosti uporabljenih kotnikov, bi bilo potrebno na potresni mizi preveriti objekt v merilu 1:1 in opazovati pomike pri različnih potresnih obtežbah. Takšne raziskave pa so na žalost precej drage in se zato izvajajo le redko. Poleg tega bi prišli do nelinearnega obnašanja stikov in elementov v objektu, kar bi zahtevalo nelinearno in modalno analizo, ki pa presega znanje, dobljeno na dodiplomskem študiju [19].

3.4. OBTEŽBA

3.4.1. LASTNA TEŽA

Lastna teža konstrukcije je izračunana za zgoraj opisane konstrukcijske elemente, pri čemer se upošteva še maso pritrdilnega materiala. Lastna teža medetaže in sten je dodeljena posebej, saj je obtežba nanešena kot točkovne sile na vozlišča končnih elementov. Strop se prenaša v smeri Y in so zato stene, ki imajo daljšo stranico vzporedno osi X, bolj obremenjene kot tiste, ki so na os X pravokotne. Odprtine se nekoliko razlikujejo med etažama, zato je razvita površina sten različna v etažah, kar nam prinese različno obtežbo vozlišč na vrhu sten. Prav tako nista enaki lastni teži stropa v prvi in drugi etaži, saj je med pritličjem in nadstropjem strop z odprtino za vertikalno komunikacijo, kar maso stropa nekoliko zmanjša. Vse sile, ki so nanešene na model so dobljene tako, da je glede na sestavo določena teža 1m^2 in nato dobljena teža pomnožena s skupno površino sten v etaži. Dobljena teža je razdeljena na vsa vozlišča, ki jih je pri lastni teži sten $n = 76$ na etažo, enakomerno. Pri upoštevanju lastne teže stropa je postopek izveden podobno kot pri stenah, le da se obtežba razdeli zgolj na $n = 52$ vozlišč, saj steni v smeri Y ne prenašata teže stropov, ker se le ti prenašajo po krajši stranici stropa.

Preglednica 4 - Račun lastne teže konstrukcije in lastne obtežbe vozlišč

LASTNA TEŽA				
STENE	Debelina [m]	Volumen [m ³]	Specifična teža [kg/m ³]	Teža [kg]
Fermacell 10mm	0,010	0,010	1150	11,50
Fermacell 15mm	0,015	0,015	1150	17,25
Les inštalacijskega kanala	0,060	0,017	420	7,02
Izolacija inštalacijskega kanala (Steico Flex)	0,060	0,043	50	2,16
OSB 15mm	0,015	0,015	650	9,75
Lesena konstrukcija	0,140	0,039	420	16,37
Izolacija lesene konstrukcije	0,140	0,101	50	5,05
OSB 15mm	0,015	0,015	650	9,75
Fasadna izolacija (Steico Protect)	0,060	0,060	265	15,90
Fasada	0,005	0,005	2000	10,00
Pritrdilni material				1,00
SKUPAJ DEBELINA	0,320			
SKUPAJ TEŽA STENE ZA 1m² [kg/m²]				105,75
Razvita površina sten v 1. etaži [m ²]				95,50
Razvita površina sten v 2. etaži [m ²]				97,50
MEDETAŽE	Debelina [m]	Volumen [m ³]	Specifična teža [kg/m ³]	Teža [kg]
Suhi estrih	0,020	0,020	1000	20
Izolacija estriha (Steico floor 60mm)	0,060	0,060	160	9,6
OSB 22m	0,022	0,022	650	14,3
Stropniki 220mm	0,220	0,035	420	14,784
Izolacija med stropniki 120mm (Steico flex)	0,120	0,101	50	5,04
Parna ovira	0,000	0,000	467	0,0934
Inštalacijski kanal z letvami 22mm	0,022	0,022	450	9,9
Ognjevarna mavčno-kartonasta plošča 12,5mm	0,013	0,013	800	10
SKUPAJ DEBELINA	0,357			
SKUPAJ TEŽA STROPA ZA 1m² [kg/m²]				83,72
Skupna površina stropa v 1. etaži [m ²]				66,00
Skupna površina stropa v 2. etaži [m ²]				72,00
Teža sten 1. etaže [kg]	10099,28		Teža stropov 1. etaže [kg]	5525,35
Teža sten 1. etaže [kN]	99,04		Teža stropov 1. etaže [kN]	54,19
Teža sten 2. etaže [kg]	10310,78		Teža stropov 2. etaže [kg]	6027,65
Teža sten 2. etaže [kN]	101,11		Teža stropov 2. etaže [kN]	59,11
Obtežba vozlišča zaradi teže sten (n=76) - 1. etaža [kN]				1,3
Obtežba vozlišča zaradi teže sten (n=76) - 2. etaža [kN]				1,3
Obtežba vozlišča, če se strop prenaša samo v eni smeri (n=52) - 1.etaža [kN]				1,9
Obtežba vozlišča, če se strop prenaša samo v eni smeri (n=52) - 2.etaža [kN]				1,9

3.4.2. KORISTNA OBTEŽBA

Koristna obtežba objekta je v skladu z Evrokod standardi enaka 2 kN/m^2 , ker gre za stanovanjske površine. Obtežba deluje zgolj na stropa, ki pa se prenašata samo v eni smeri in je zato obtežba ponovno razporejena na $n=52$ vozlišč, ki prenašajo spremenljivo obtežbo.

Preglednica 5 – Račun spremenljive obtežbe vozlišč

KORISTNA OBTEŽBA	
q [kN/m ²]	2,00
Površina stropa 1. etaže [m ²]	66,00
Površina stropa 2. etaže [m ²]	72,00
Obtežba 1. etaže [kN]	132
Obtežba 2. etaže [kN]	144
Obtežba vozlišča v 1. etaži (n=52) [kN]	2,5
Obtežba vozlišča v 2. etaži (n=52) [kN]	2,8

3.4.3. POTRESNA OBTEŽBA

Potresna obtežba obravnavanega objekta je bila določena z metodo s horizontalnimi silami za vsako smer posebej. Pri računu potresnih sil so za primerjavo te sile najprej izračune za primer, kjer so upoštevane togosti stikov, kot so podane v poglavju »[3.3 – PODPORE](#)«. Dobljene potresne sile so nato primerjane še s tistimi, ki so bile določene na osnovi popolnoma togih stikov. Določevanje togosti stikov z jeklenimi kotniki je sicer precej nenatančna metoda, saj s tem predpostavimo linearno obnašanje stika, kar v resnici ni. Pri projektiranju objekta bi sicer bilo potrebno predpostaviti mesto porušitve na stiku med obložno ploščo in okvirjem. Z določeno togostjo stikov pa mesto porušitve predpostavimo v stiku z jeklenim kotnikom [19].

Potresna obtežba, ki je računana z metodo s horizontalnimi silami je bila izvedena za območje Ajdovščine, kjer je določen tip tal B. Glede na podatek o tipu tal sledijo ostali vhodni podatki ([Preglednica 6](#)), ki so osnova za račun potresne sile. Račun potresnih sil in enačbe, kjer so podatki uporabljeni, so po vrsti z razlagami opisane v nadaljevanju poglavja.

Preglednica 6 - Podatki za račun potresne obtežbe

POTRESNA OBTEŽBA			
PODATKI			
m [t]	32,0	S	1,2
TIP TAL	B	T _B [s]	0,15
a _{g,max} [g]	0,225	T _C [s]	0,5
q	3	T _D [s]	2
λ	1		

Pri čemer velja:

$m[t]$ – masa konstrukcije v tonah

$a_{g,max}$ [g] – maksimalni pospešek tal izražen z vrednostjo težnostnega pospeška g

q – faktor redukcije potresnih sil

λ – korekcijski faktor, s katerim bi upoštevali efektivno modalno maso

T – nihajni čas

S – faktor tal

Masa konstrukcije je izračunana kot seštevek mas sten in stropov prve in druge etaže ([Preglednica 4](#)).

Poleg tipa tal B je na karti potresne nevarnosti v Sloveniji za območje Ajdovščine predpisan tudi maksimalne pospešek tal $a_{g,max} = 0,225$ g.

Za faktor redukcije potresnih sil »q« je izbrana vrednost 3 na podlagi priporočil standarda EC8. Ta namreč kot primer konstrukcije s faktorjem $q = 3$ opisuje objekt, ki ima visoko kapaciteto disipacije energije, vključuje žebljane stenske panele, z lepljeno diafragmo, povezane z sidri in žebli. Glede na obravnavan objekt sta si opisa precej podobna [\[20\]](#).

Prvi nihajni čas za smer X je najprej izračunan s približno enačbo, podano v standardu EC8, ki se jo lahko uporabi pri stavbah višine do 40m [\[20\]](#).

$$T_1 = C_t * H^{\frac{3}{4}}$$

C_t - faktor, ki upošteva odziv konstrukcije in je enak 0,05 razen za določene betonske in jeklene okvirje

H – celotna višina objekta od temeljev do vrha = 6 m

Preglednica 7 - Približni račun nihajnega časa v smeri X

Približek, smer X	
T [s]	0,192

Po izračunanem približku je nihajni čas poračunan še po metodi s horizontalnimi silami. Z nihajnim časom pa potresna sila na objekt z upoštevanjem podajnih podpor, ki simulirajo nekoliko podajne stike med temeljem, steno in medetažno konstrukcijo. Glede na izračun nihajnega časa z metodo s horizontalnimi silami, ki je prikazan v [preglednici 8](#), se približek razlikuje zgolj za 0,01s, kar je tako majhna vrednost, da za račun projektnega spektra $S_d(T)$ ostanemo v istem območju in ga še vedno računamo po isti enačbi. Posledično dobimo za enako maso konstrukcije tudi enako potresno silo, kar pove, da je tudi ocenjeni nihajni čas zadovoljivo natančen za analizo objekta z metodo s horizontalnimi silami.

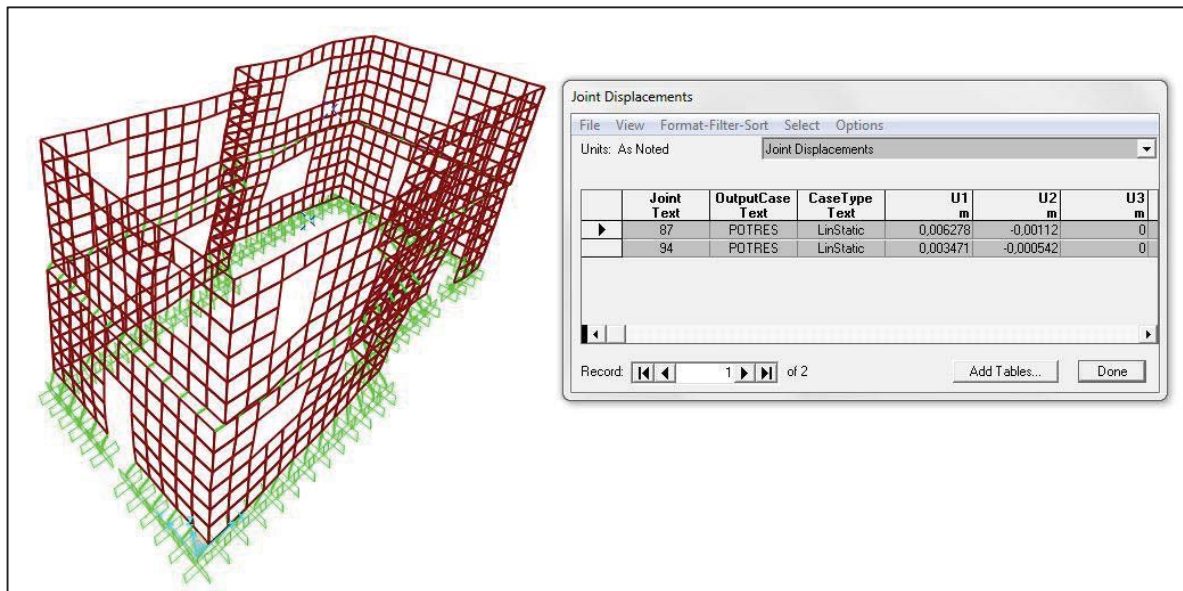
Za določitev potresne sile z upoštevanjem podajnih stikov se v skladu z metodo najprej model obremeni s silama f_1 in f_2 , ki sta delovali v smeri X. Sile so nanesene v težišče mas, kar je v mojem primeru središče etaže, in nato odčitani pomiki v prijemališčih sil v smeri delovanja. Sili sta izračunani tako, da je za vrednost f_2 predpostavljena sila v velikosti 100kN, nato pa glede na razmerje višine etaž poračunana še sila f_1 po sledeči enačbi.

$$f_2 = 100kN \rightarrow f_1 = \frac{z_1 * f_1}{z_2} = \frac{3m * 100kN}{6m} = 50kN$$

f_1 – sila, ki deluje v višini objekta nad pritlično etažo ($z = 3$ m)

f_2 – sila, ki deluje nad nadstropjem ($z = 6$ m)

z_i – razdalja od temelja do vrha i-te etaže ($i = 1, 2$)



Slika 13 - Model za račun nihajnega časa s pomiki središč mas, smer X, podajni stiki

Pomiki s_i predstavljajo pomik konstrukcije v i-ti etaži, v prijemališču sile f_i ter v smeri delovanja te iste sile in so odčitani iz programa (Slika 13, točka 94 ($U1$) = s_1 , točka 87 ($U2$) = s_2). Z njimi sta izvedena računa nadomestne togosti in nadomestne mase, s pomočjo katerih je nato poračunan nihajni čas.

$$m^* = \sum_{i=1}^2 m_i * s_i^2 = m_1 * s_1^2 + m_2 * s_2^2$$

$$k^* = \sum_{i=1}^2 f_i * s_i = f_1 * s_1 + f_2 * s_2$$

m^* - nadomestna masa

k^* - nadomestna togost

$$T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

T – nihajni čas konstrukcije

Z zgornjimi enačbami je sedaj določen nihajni čas, ki je osnovni podatek za določitev potresne sile, saj je od njega odvisna izbira enačb za projektni spekter. Glede na nihajni čas, je objekt spadal v območje med nihajnim časom T_B in T_C , zato standard predpisuje račun spektra po spodnji enačbi.

$$S_d(T) = a_{g,max} * S * \frac{2,5}{q}$$

S spektrom pomika se lahko poračuna potresna sila F_b , ki odpade na konstrukcijo. Sila je odvisna od mase konstrukcije m , projektnega spektra $S_d(T)$, ter od faktorja λ .

$$F_b = m * S_d(T) * \lambda$$

Potresno silo se nato v razmerju višin etaž razdeli še na obe etaži, podobno kot pri predpostavljenih obtežbah f_1 in f_2 .

$$F_1 = F_b * \frac{m_1 * z_1}{\sum_{i=1}^2 m_i * z_i} = F_b * \frac{m_1 * z_1}{m_1 * z_1 + m_2 * z_2}$$

Preglednica 8 - Postopek računa potresne sile, smer X, podajne podpore

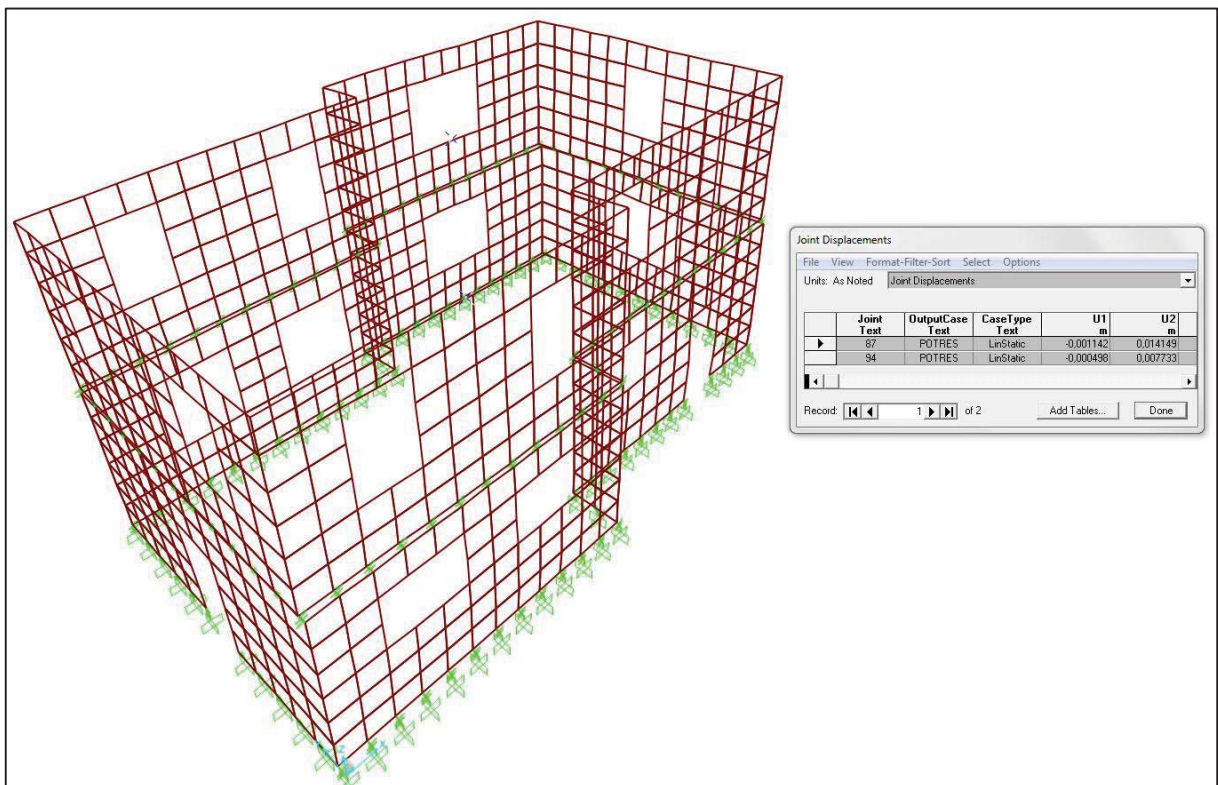
SMER X, PODAJNI STIKI	
f_1 [kN]	50
f_2 [kN]	100
s_1 [m]	0,003
s_2 [m]	0,006
m_1 [t]	15,625
m_2 [t]	16,338
m^* [tm ²]	0,001
k^* [kNm]	0,801
T [s]	0,202
$S_d(T)$	2,207
Fb [kN]	70,550
F₁	22,8
F₂	47,7

Podobno kot za smer X, je analiza izvedena tudi za smer Y ([Preglednica 9](#)), kjer ima konstrukcija krajše stranice in posledično pomiki pri enaki obtežbi nekoliko večje. Zaradi večje podajnosti pa je posledično višji tudi nihajni čas, ki pa še ne presega T_C , da bi projektni spekter računali po drugačni enačbi. Posledično dobimo tudi enako potresno silo kot v smeri X, vendar so pomiki večji.

Preglednica 9 – Postopek računa potresne sile, smer Y, podajne podpore

SMER Y, PODAJNI STIKI	
f_1 [kN]	50
f_2 [kN]	100
s_1 [m]	0,008
s_2 [m]	0,014
m_1 [t]	15,625
m_2 [t]	16,338
m^* [tm ²]	0,004
k^* [kNm]	1,801
T [s]	0,304
Sd(T)	2,207
Fb [kN]	70,550
F₁	22,8
F₂	47,7

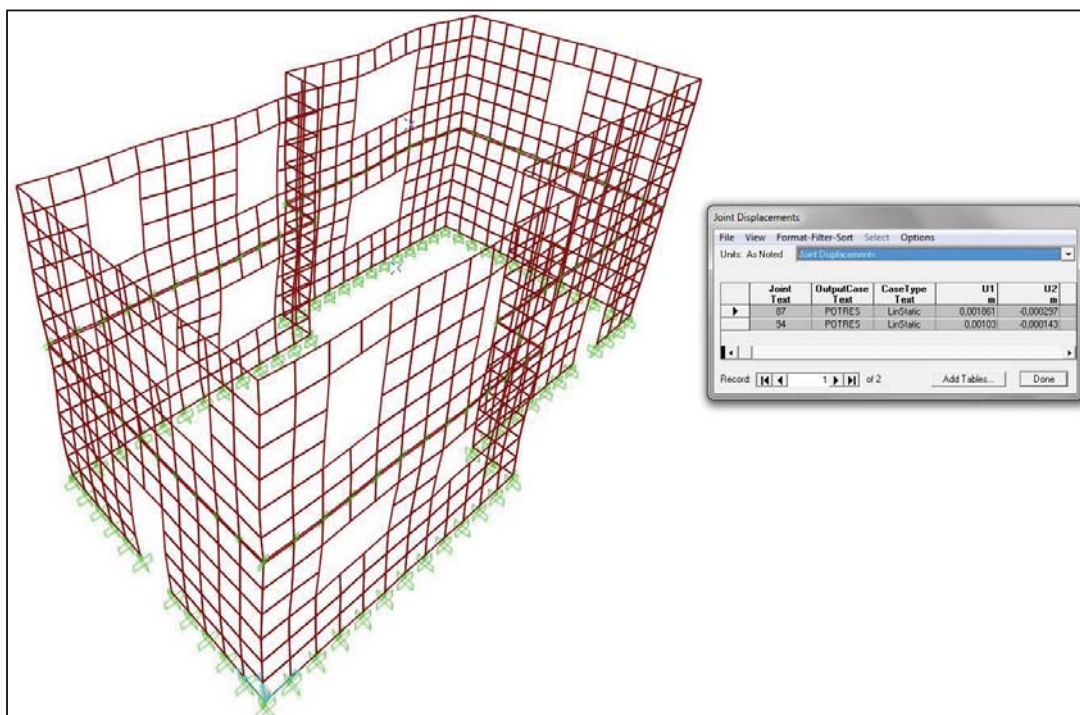
Iz zgornjih preglednic ([Preglednica 8](#) in [9](#)) opazimo, da nam togost konstrukcije vpliva na nihajni čas. Objekt ima v smeri Y, kar je vzporedno z obravnavano smerjo, manj sten in višji nihajni čas. Nihajni čas se spremeni celo za 0,1 s kar pomeni, da je nihajni čas v bolj podajni smeri za okoli 50% višji, od tistega v togi smeri. To pove, da je potrebno biti pazljiv pri preverjanju objekta z vidika uporabnosti, saj deformacije konstrukcijskih delov lahko vplivajo na opremo in ostale nekonstrukcijske dele, kar povzroči prenašanje obtežbe na dele, ki za to niso predvideni.



Slika 14 - Model za račun nihajnega časa s pomiki središč mas, smer Y, podajni stiki

Kot je že večkrat omenjeno, se togost stikov pri lesenih konstrukcijah izredno težko določi. V nadaljevanju je zato prikazana primerjava analize s togimi stiki, da bi prišli do zaključka, kakšen vpliv ima pravzaprav upoštevanje podajnosti pri montažnih objektih. Vsi vezni elementi, ki v modelu povezujejo dve vozlišči, so uporabljeni kot togi, kar pomeni, da je neodvisno od obtežbe v vseh smereh pomik podprtega vozlišča vedno enak nič. Pričakovano so se spremenili nihajni časi, saj je celotna togost konstrukcije dosti višja, kar nam pričakovano zmanjša pomike. Ti so namreč tesno povezani z nihajnim časom konstrukcije. Takšni stiki v resnici sicer niso realni, saj se je potrebno zavedati, da je vsak stik, izveden na gradbišču, nekoliko podajen [26, 27, 28].

Na model je najprej nanešena enaka obtežba kot prej f_1 in f_2 in po enakem postopku izračunana potresna sila, ki odpade na objekt. Na spodnji sliki je lepo razvidno, da so pomiki pri podporah enaki nič in prav tako so pomiki nič tudi med prvo in drugo etažo, kjer so vozlišča povezana z veznimi elementi.



Slika 15 - Model za račun nihajnega časa s pomiki središč mas, smer X, togi stiki

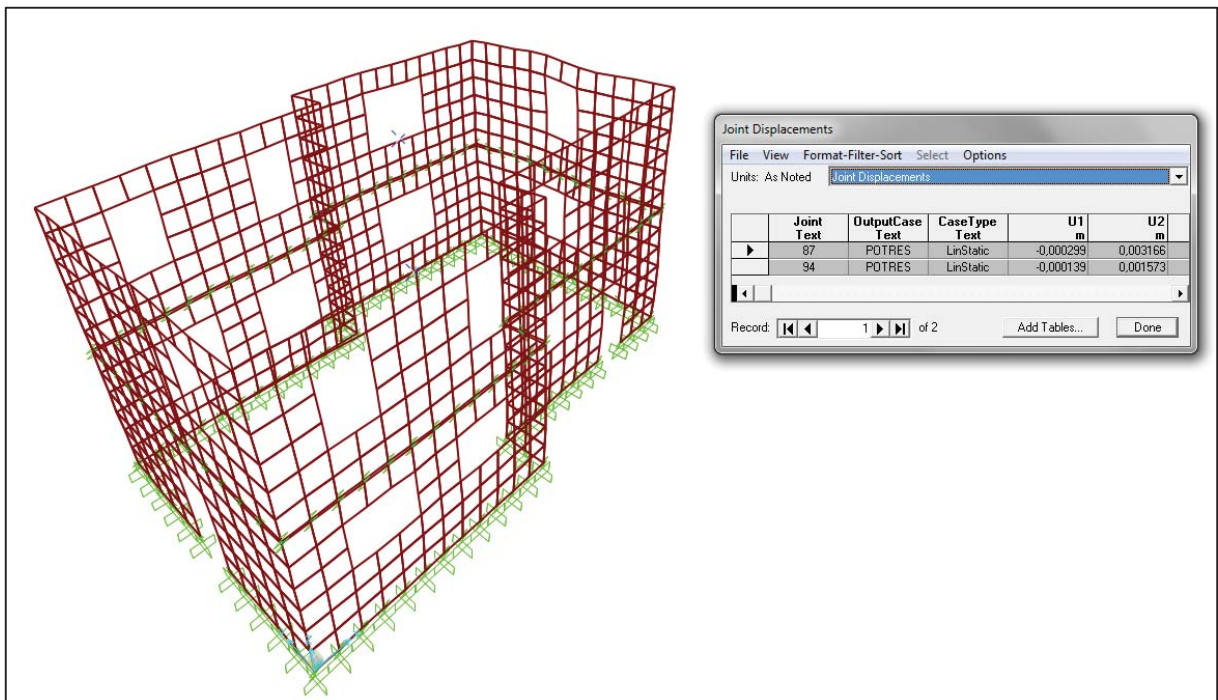
Preglednica 10 - Postopek računa potresne sile, smer X, toge podpore

SMER X, TOGI STIKI	
f_1 [kN]	50
f_2 [kN]	100
s_1 [m]	0,001
s_2 [m]	0,002
m_1 [t]	15,625
m_2 [t]	16,338
m^* [tm ²]	0,0001
k^* [kNm]	0,238
T [s]	0,110
$S_d(T)$	2,090
Fb [kN]	66,812
F₁	21,6
F₂	45,2

Če primerjamo preglednico 8 in 10, lahko opazimo le minimalno razliko v potresni sili, ki se na objektu pojavi ob istem potresu. Končna razlika je zgolj slaba 2 kN od polnih 70 kN, kar je tako rekoč zanemarljiva razlika. Če pa primerjamo nihajne čase, pa je razlika precejšnja. Konstrukcija, kjer so upoštevani togi stiki ima za približno polovico krajši nihajni čas in za približno polovico manjše pomike središč mas v smeri delovanja potresne sile. Ta podatek pa ni zanemarljiv, saj lahko bistveno vpliva na uporabnost takšne konstrukcije. Poleg tega, se nam za izračunani podajni čas $T_l = 0,110$ s spremeni enačba za račun projektnega spektra $S_d(T)$.

$$S_d(T) = a_{g,max} * S * \left[\frac{2}{3} + \frac{T_B}{T_C} * \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

Enako je primerjava narejena tudi za smer Y, kor je prikazano v nadaljevanju.



Slika 16 - Model za račun nihajnega časa s pomiki središč mas, smer Y, togi stiki

Preglednica 11 – Postopek računa potresne sile, smer Y, togi stiki

SMER Y, TOGI STIKI	
f_1 [kN]	50
f_2 [kN]	100
s_1 [m]	0,002
s_2 [m]	0,003
m_1 [t]	15,625
m_2 [t]	16,338
m^* [tm ²]	0,0002
k^* [kNm]	0,395
T [s]	0,142
$S_d(T)$	2,184
Fb [kN]	69,816
F₁	22,6
F₂	47,2

Za primerjavo lahko zopet vzamemo preglednici za obe potresni sili, to sta preglednica 9 in 11. Tokrat je pri potresni sili F_b razlika še manjša, saj ne dosega niti vrednosti 1kN. Nihajni čas tudi v tej smeri dosega zgolj vrednost okoli polovice nihajnega časa kot pri podajnih stikih. Enačba za projektni spekter je bila enaka kot v smeri X, saj nihajni čas ne presega vrednosti $T_B = 0,15$ s.

Lahko zaključimo, da je modeliranje objekta z upoštevanjem podajnih stikov praktično nujno zaradi predvidevanja pomikov ter praktično nepomembno zaradi velikosti potresne sile, ki bi na obravnavani objekt delovala. Potresna sila je namreč odvisna od spektra pospeškov, mase konstrukcije ter od korekcijskega faktorja. Ker je obeh primerih obravnavan isti objekt, se logično masa konstrukcije ne spreminja. Korekcijski faktor λ prav tako ostaja 1, saj ima objekt še vedno le 2 etaži in nihajni čas T_I ni manjši ali enak dvakratniku nihajnega časa T_C , kar sta pogoja za različno vrednost tega faktorja. Pridemo do ugotovitve, da je potresna sila v tem primeru odvisna le od projektne spektra, kateri pa je odvisen od nihajnega časa $S_d = S_d(T)$. Ta je konstanten, ne glede na nihajni čas konstrukcije s togimi ali podajnimi stiki in dosega maksimalne vrednosti za nihajne čase med T_B in T_C . To pomeni, da bo za ta območja posledično na objekt delovala največja potresna sila pri isti masi in korekcijskem faktorju. Če pa nihajni čas pade pod vrednost T_B , se bo v skladu z enačbo za račun spektra le ta zmanjševal z manjšanjem nihajnega časa. Pri tem je potrebno vedeti, da je graf spektra v odvisnosti od nihajnega časa zvezen, zato nam nihajni čas med T_B in T_C in nihajni čas tik pod T_B ne prineseta bistveno različnih vrednosti spektra. Kljub temu da nam podajni stiki povzročijo večji nihajni čas, kateri v nobenem primeru ne presega vrednosti T_C , zato smo vedno na platoju grafa spektra. Na drugi strani sta nihajna časa pri togih stikih v obeh primerih precej blizu vrednosti $T_B = 0,15$ s, kar nam spekter ohranja blizu maksimalne vrednosti. Vse naštetu zgoraj so razlogi, da pri isti masi in korekcijskem faktorju dobimo kljub različnim nihajnim časom izredno podobno potresno silo [29, 30].

4 REZULTATI ANALIZE S KOMENTARJEM

4.2. TOGOST KONSTRUKCIJE

Deformacije stavbe ob delovanju potresne sile so tesno povezane z togostjo njene konstrukcije, zato je v nadaljevanju izračunana togost konstrukcije, tako za primer podajnih kot tudi togih stikov. Predvsem nas zanima, za koliko se togost spremeni, če namesto togih upoštevamo podajne stike.

Račun togosti je bil izveden tako, da so izračunane potresne sile iz poglavja »[3.4.3 Potresna obtežba](#)« aplicirane na model ter nato v prijemališčih sil odčitani pomiki. Količnik med silo in pomikom nam predstavlja togost.

$$k_{i,j} = \frac{F_{i,j}}{s_{i,j}}$$

i – mesto delovanja sile (nad pritličjem -1 ali nad nadstropjem – 2)

j – smer delovanja sile

Za primer s podajnimi stiki sta sili v smereh X in Y enaki tako nad pritličjem kot tudi nad 1. nadstropjem, medtem ko se potresni sili pri modelu s togimi stiki razlikujeta v posamezni smeri.

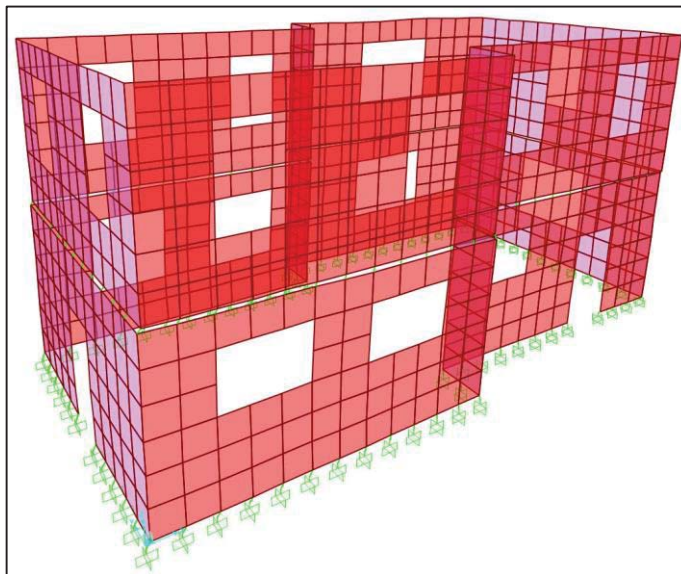
Potresna obtežba objekta z upoštevanjem podajnih podpor je sledeča:

$F_{1,x=y} = 22,8$ kN – potresna sila na prvo etažo ([Preglednica 8, 9](#))

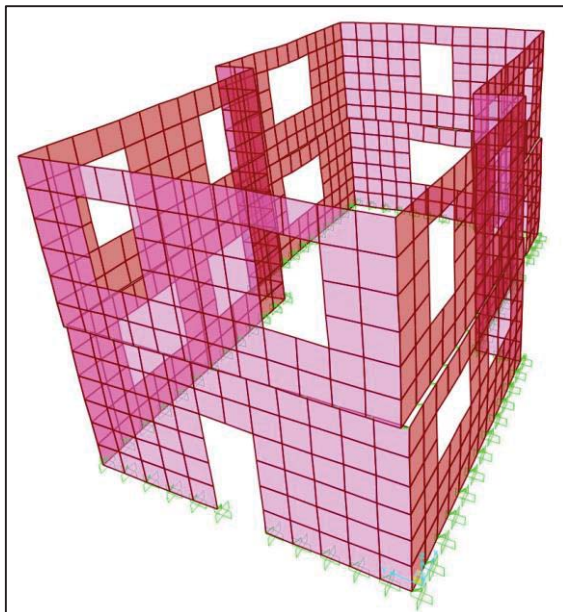
$F_{2,x=y} = 47,7$ kN – potresna sila na drugo etažo ([Preglednica 8, 9](#))

$F_{1,i}$ – potresna sila, ki deluje nad pritličjem v smeri i

$F_{2,i}$ – potresna sila, ki deluje nad 1. nadstropjem v smeri i



Slika 17 - Rezultati analize, smer X, podajni stiki



Slika 18 - Rezultati analize, smer Y, podajni stiki

Najprej je odčitana pomik točk, kamor je aplicirana potresna obtežba, s pomočjo katerega se lahko izračun togost celotne konstrukcije. Pomik konstrukcije sicer ni največji v tej točki, je pa relevanten, ker je v tej točki delovala obtežba, saj je to središče mas. Enako je narejeno za obe smeri (X in Y) saj sta potresni sili v obeh smereh enaki. Rezultati so zbrani s spodnji preglednici ([Preglednica 12](#)).

Preglednica 12 - Togost konstrukcije z upoštevanjem podajnih stikov

TOGOST KONSTRUKCIJE			
SMER X, PODAJNI STIKI		SMER Y, PODAJNI STIKI	
$F_{1,x}$ [kN]	22,822	$F_{1,y}$ [kN]	22,822
$F_{2,x}$ [kN]	47,729	$F_{2,y}$ [kN]	47,729
$u_{1,x}$ [m]	0,001635	$u_{1,y}$ [m]	0,003644
$u_{2,x}$ [m]	0,002971	$u_{2,y}$ [m]	0,006696
$k_{x,p}$ [kN/m]	15011,6	$k_{y,p}$ [kN/m]	6695,4

Pri konstrukciji s togimi stiki pa sili v smeri X in Y sicer nista enaki, je pa togost izračunana na enak način. S pomočjo potresnih sil in odčitanih pomikov je izračunana togost kot je prikazano v spodnji preglednici ([Preglednica 13](#)).

Preglednica 13 - Togost konstrukcije z upoštevanjem togih stikov

TOGOST KONSTRUKCIJE			
SMER X, TOGI STIKI		SMER Y, TOGI STIKI	
$F_{1,x}$ [kN]	21,612	$F_{1,y}$ [kN]	22,584
$F_{2,x}$ [kN]	45,199	$F_{2,y}$ [kN]	47,232
$u_{1,x}$ [m]	0,000459	$u_{1,y}$ [m]	0,000733
$u_{2,x}$ [m]	0,000834	$u_{2,y}$ [m]	0,001484
$k_{x,t}$ [kN/m]	50640,8	$k_{y,t}$ [kN/m]	31319,1

Iz zgornjih preglednic se lepo vidi, da na celotno togost konstrukcije bistveno vpliva upoštevanje podajnosti stikov z jeklenimi kotniki. Togost v smeri X se tako v primeru togih stikov ($k_{x,t}$) poveča na

330% togosti s podajnimi podporami ($k_{x,p}$), medtem ko se v smeri Y togost poveča na slabih 470%, kar je ogromna razlika.

$$\text{Razmerje X smer} \rightarrow \frac{k_{x,t}}{k_{x,p}}; \text{Razmerje Y smer} \frac{k_{y,t}}{k_{y,p}}$$

Preglednica 14 - Razmerje togosti v smeri X

RAZMERJE TOGOSTI, X	
$k_{x,t}$ [kN/m]	50640,821
$k_{x,p}$ [kN/m]	15011,561
Razmerje	337%

Preglednica 15 - Razmerje togosti v smeri Y

RAZMERJE TOGOSTI, Y	
$k_{y,t}$ [kN/m]	31319,063
$k_{y,p}$ [kN/m]	6695,3868
Razmerje	468%

Lahko ugotovimo, da pri analizi lesenih stavb nikakor ne smemo objekta analizirati z upoštevanjem togih povezav med tlemi in steno ter med steno in medetažno konstrukcijo. Potresna sila, ki na objekt deluje, se sicer ne spremeni veliko, se pa zaradi tega spremeni celotna togost konstrukcije, kar vpliva na deformacije takšnega objekta in posledično je ogrožena kontrola mejnega stanja uporabnosti.

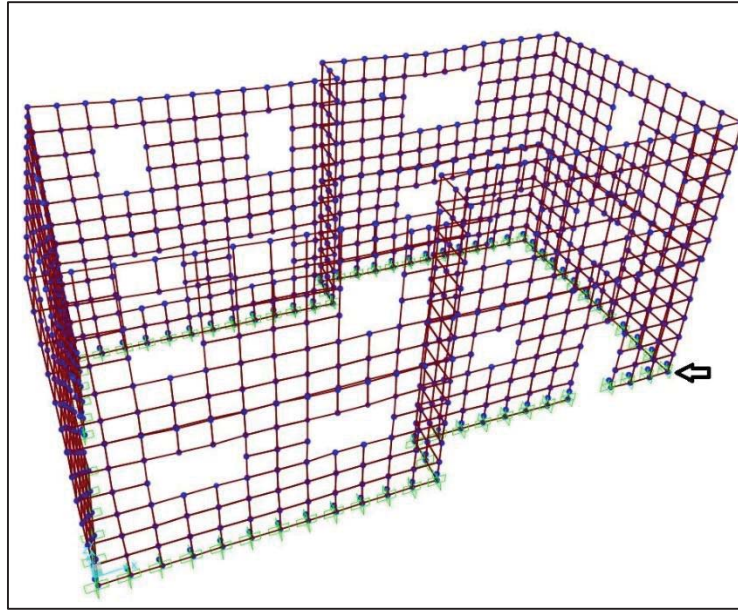
Pri zgornjih rezultatih se je poleg vsega potrebno zavedati še, da v programu SAP2000, s katerim je narejena analiza, z linearno analizo ni mogoče določiti togosti le v pozitivni smeri posamezne osi. To pomeni, da se ob nanosu horizontalne obtežbe na nasprotni strani stena pomakne navzdol z upoštevanjem enake togosti, kot bi se ob enakih pogojih pomaknila navzgor. Togost stika v Z smeri, ki je v obravnavanem primeru merodajna za pomike v vertikalni smeri, je podana za vsak kotnik posebej. Iz realnosti pa vemo, da se stena navzdol nebi pomaknila, saj bi to preprečil temelj, za katerega predvidevamo popolno togost. Tej težavi bi se sicer lahko izognili z nelinearno analizo, ki presega okvire te diplomske naloge.

4.3. REAKCIJE V STIKIH

Za analizirani objekt je za konec preverjeno še, kakšne reakcije se v stiki pojavijo, da lahko preverimo ustreznost izbranih kotnikov in njihova vezna sredstva. Kljub temu da reakcije pri analizi s togimi stiki niso realne je kot zaključek vseeno narejena primerjava reakcij med tistimi, ki so se pojavile pri analizi z upoštevanjem togih stikov in tistimi, ki so se pojavile pri analizi z upoštevanjem podajnih.

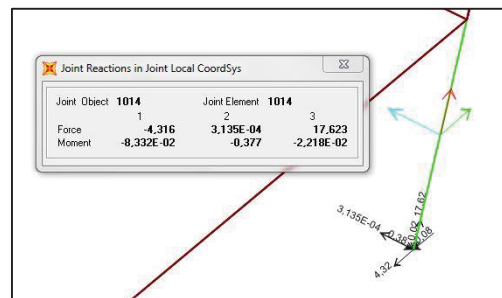
4.3.1. POTRESNA OBTEŽBA V X SMERI

Največja reakcija pri potresni obtežbi v X smeri se v smeri X pojavi v skrajni desni spodnji točki s koordinatami ($x = 12\text{m}$, $Y = 1\text{m}$). V tej točki je stena v beton vpeta s kotnikom KR285.



Slika 19 - Lokacija točke, kjer se pojavi največja reakcija v smeri X

Odpornost omenjenega kotnika je v smeri potresne sile enaka $F_x = 7,9 \text{ kN}$ [31]. Obtežba oziroma reakcija v tej točki pa se pojavi v velikosti $R_x = -4,3 \text{ kN}$, kar je manj od odpornosti, zato lahko rečemo, da je ta kriterij izpolnjen.



Slika 20 - Vozlišče z največjo reakcijo v smeri X

Potrebno pa je preveriti še, ali bodo sile na žebelje s katerim je kotnik pritrjen v steno, lahko prenesle reakcijo. Kotnik je v steno sidran z 11 žebelji dimenzij 4,0 x 60 mm, kar pomeni, da mora en žebelj prenesti približni enajstino reakcije. Projektna odpornost žebelja pa je:

$$F_{v,Rd} = \frac{F_{v,Rk} * k_{mod}}{\gamma_m} = \frac{2,6 \text{ kN} * 1,1}{1,3} = 2,2 \text{ kN}$$

Celotna reakcija je 4,3 kN, kar pomeni, da posamezen žebelj prevzame približno 0,4 kN, zato so tudi žebelji dovolj varni. Sedaj vidimo, da bi na začetku lahko izbrali tudi manjše število žebeljev.

Še tretja stvar v stiku je vijak, ki kotnik povezuje z betonskim temeljem. Ta je tipa M12, kvalitete 8.8 z navojem po celotni dolžini, katerega strižna odpornost je enaka:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 * 80 \frac{kN}{cm^2} * 0,843 cm^2}{1,25} = 32,4 kN$$

Tudi vijak v tem primeru ne bo problematičen, zato lahko trdimo, da smo za smer X naredili vse kontrole za kotnik KR285.

Za ostala dva tipa kotnikov lahko varnost preverim zelo hitro na način kot za KR285. Strižna odpornost kotnika AE116 = 26,5 kN [24], zato lahko trdimo da je varen. Pri kotniku ABR70, pa je ta odpornost 5 kN [32], kar je glede na naše reakcije še vedno dovolj.

Kot je opisano na začetku, je kotnik AE116 sidran z 11 žebli, kar pomeni, da vsak žebelj prenaša enako kot pri KR285. Kotnik ABR70 pa je sidran z 8 žebli, kar pomeni obremenitev na žebelj 0,54 kN in s tem še vedno potrdimo zadostno varnost.

Pri stiku med betonom in steno smo uporabili še kotnik AE116, ki je v temelj prav tako kot KR285 sidran z jeklenim vijakom M12 8.8, katerega je že preverjen pri KR285.

S tem so zaključene kontrole v smeri X in se lahko lotimo smeri Y, vendar še vedno pri potresu v smeri X. Ker je predpostavljeno, da kotniki v lokalni smeri Y ([»3.3. podpore«](#)) ne nosijo nič, se je potrebno zavedati, da bodo obtežbo v smeri Y prenašali le kotniki, ki so nameščeni na stenah, vzporednimi z osjo Y. S to predpostavko lahko nadaljujemo kontrolo v Y smeri tako, da bomo kontrolirali odpornost kotnikov v lokalni smeri X.

Največja reakcija v smeri Y se pri potresu v smeri X pojavi v točki s koordinatami (x = 6 m, y = 0,5 m) in sicer v velikosti $R_y = -2,05$ kN. Ker je največja reakcija v smeri Y manjša od tiste v smeri X, ni potrebno preverjati vseh kotnikov še enkrat in lahko potrdimo zadostno odpornost.

Še zadnja smer, ki jo je potrebno preveriti je smer Z, ki nam bo povedala kakšne dvižne sile se pojavijo v stikih. Maksimalna reakcija v smeri Z se pojavi v točki s koordinatama (x = 6 m, y = 0 m) in sicer v velikosti $R_z = 17,62$ kN. Ker je predznak reakcije pozitiven, ta deluje v pozitivni smeri osi Z. Ta reakcija zato ni relevantna za preverjanje kotnikov, saj bi to silo prevzela podlaga, ki je v našem primeru betonski temelj. Reakcija se pojavi zaradi napake v postopku modeliranja, kot je že omenjeno zgoraj. Najmanjša reakcija, ki se pojavi v modelu je še vedno večja od nič, kar pomeni, da kontrola na nateg sidra ni potrebna, saj nobeno od kotnikov ne bo natezno obremenjen v Z smeri. Pri tem seveda predpostavimo, da so stiki izvedeni tako, da kotnik absolutno nalega na temeljno ploščo in zdrsov ob nanosu obtežbe ne bo. To je sicer nekoliko nevarna predpostavka, zato je vseeno preverjen kotnik na tlačno silo.

Na mestu največje reakcije je predpisan kotni KR285, ki ima odpornost v tej smeri enako $F_z = 11,30$ kN [31], kar bi pomenilo, da je kotnik neustrezen. Med betonom in leseno steno pa je v pritličju uporabljen še kotnik AE116, ki ima dvižno odpornost $F_z = 9,8$ kN [24], zaradi česar prav tako ne bi bil ustrezen.

Kar zadeva prestrig žeblice, pa smo že naredili kontrolo v smeri X. Odpornost žeblice je v vseh smereh enaka, medtem ko je sila, ki jo morajo v smeri Z prenesti žeblice večja od tiste v smeri X, zaradi česar bi morali ponovno preveriti nosilnost. Ker imamo v stiku 8 žeblice pri kotniku AE116, pri KR285 pa 11 bi kotnik AE116 lahko bil problematičen, saj skupna nosilnost 8 žeblice znaša 17,6 kN, medtem ko je obremenitev 17,63 kN. Pri kotniku KR285 teh težav nebi bilo zaradi več žeblice.

Dimenzioniranje stikov na te reakcije je nesmiselno, saj se večino obtežbe vsekakor prenese direktno preko kotnika na temeljno ploščo. Zaradi človeškega faktorja, ki je pri izdelavi stikov prisoten, pa se lahko zgodi, da mora kotnik in vezna sredstva prevzeti določen del obtežbe. Tega se je potrebno zavedati in pri izdelavi stremeti k tem, da so stiki narejeni čim bolj natančno, saj s tem zmanjšamo obremenitve stika.

Z zgornjimi kontrolami je potrjena varnost konstrukcije za potresno obtežbo v smeri X, spodaj pa je kontrola še za smer obtežbe Y. Za kontrole smeri Z pri potresu v smeri X lahko z inženirskim premislekom vseeno predvidevamo zadostno varnost konstrukcije, saj se je kljub neizpolnjenim kontrolam potrebno zavedati, da se obremenitve, ki so v njih uporabljene, na realni konstrukciji pri potresu nebi pojavile.

4.3.2. POTRESNA OBTEŽBA V Y SMERI

Potresna sila v Y smeri je enaka v obeh etažah kot je bila pri potresu v X smeri, je pa zaradi zasnove konstrukcije pričakovati nekoliko drugačne vrednosti.

V smeri X se tako največja reakcija pojavi v točki s koordinatami ($x = 12$ m, $y = 1$ m), kjer doseže vrednost $R_x = -3,6$ kN. Ker je na tem mestu nameščen kotnik KR285, ki je že preverjen pri potresu v smeri X na večjo obremenitev, ga zato ni potrebno kontrolirati še enkrat. V smeri Y se največja reakcija pojavi v točki ($x = 0$ m, $y = 0,5$ m), kjer doseže vrednost $R_y = -3,67$ kN. Ponovno je strižna sila manjša od tiste, ki se pojavi pri potresu v X smeri, zato ponovna kontrola ni potrebna. Pri smeri Z imamo enak pojav kot prej, saj se nam tudi tokrat ne pojavijo negativne reakcije, ki bi nakazovale, da bi se posamezna vozlišča konstrukcije želela dvigniti. Minimalna reakcija je še vedno večja od nič, je pa maksimalna reakcija enaka $R_z = 19,87$ kN, kar je več kot prej. Če ponovno predpostavimo, da bi celotno silo morala prevzeti vezna sredstva in kotnik, bi lahko nastal problem, vendar bi ta predpostavka ne bila realna, kot je zapisano že zgoraj.

S tem lahko zaključimo kontrolo stikov, saj so glede na zgornje kontrole stiki v konstrukciji varni. V nekaterih primerih so celo predimenzionirani, vendar se je potrebno zavedati, da so te reakcije rezultati horizontalne točkovne obtežbe po metodi s horizontalnimi silami, v resnici pa je potres ciklična obtežba, ki bi stike še razrahljala in posledično zmanjšala njihovo nosilnost.

4.3.3. PRIMERJAVA REAKCIJ PRI TOGIH IN PODAJNIH STIKIH

Kot je omenjeno že v uvodu [poglavja 4.3.](#) je za konec narejena še primerjava reakcij togih in podajnih stikov. Glede na rezultate ([Preglednica 16](#)) lahko ugotovimo, da so reakcije zelo podobne. Pri analizi z togimi stiki so reakcije v smeri X in Y nekoliko manjše, medtem ko so v smeri Z za malenkost večje, vendar je odstopanje vseeno zelo majhno. Do razlik med reakcijami podajnih in togih stikov pride zaradi različne razporeditve togosti posameznih elementov konstrukcije, kar pomeni da ima celoten element konstrukcije drugačno togost pri drugačnem podpiranju.. Na podlagi te primerjave ugotavljam, da za kontrolo reakcij pri obravnavanem dvoetažnem lesenem objektu analiza s podajnimi stiki ne prinese bistveno natančnejših rezultatov.

Preglednica 16 - Primerjalna preglednica reakcij togih in podajnih stikov

PRIMERJAVA REAKCIJ						
PODAJNI STIKI		TOGI STIKI		RAZLIKA		
SMER OBTEŽBE	MAX. REAKCIJA [kN]	SMER OBTEŽBE	MAX. REAKCIJA [kN]	TOGI – PODAJNI	$\frac{\text{TOGI} - \text{PODAJNI}}{\text{TOGI}} * 100\%$	
X	x	-3,88	x	-3,98	-0,10	2,5%
	y	-2,05	y	-2,01	0,04	-2,2%
	z	17,62	z	18,99	1,37	7,2%
Y	x	-3,59	x	-3,26	0,33	-10,2%
	y	-3,67	y	-4,00	-0,33	8,3%
	z	19,87	z	22,13	2,26	10,2%

4.4. KONTROLA MEJNEGA STANJA UPORABNOSTI (MSU)

Še zadnja kontrola analizirane dvoetažne lesene hiše je kontrola mejnega stanja uporabnosti, ki je izvedena v skladu z metodo s horizontalnimi silami. Pri omenjeni kontroli so pomembni dejanski pomiki konstrukcije u_{dej} , ki so za faktor q večji od računskih. Ker se računsko največji pomiki pojavijo pri potresni obtežbi v smeri Y in to z upoštevanjem podajnih stikov, so za kontrolo mejnega stanja uporabnosti uporabljeni le omenjene pomike.

Kontrola je izvedena po naslednji neenačbi, ki nam z neenačajem pogojuje ustreznost objekta [\[20\]](#).

$$v * dr_i \leq \alpha * h_i$$

Pri kontroli je za faktor v upoštevana vrednost 0,5, saj se obravnava običajen objekt, ki ne spada med pomembne objekte.

dr_i , ki je dejanski pomik posamezne etaže, je vzet iz računskih pomikov analize, pri čemer je i oznaka etaže.

$$dr_1 = u_{dej,1} = u_1 * q = 0,36 \text{ cm} * 3 = 1,09$$

$$dr_2 = u_{dej,2} - u_{dej,1} = u_2 * q - u_1 * q = 0,67 \text{ cm} * 3 - 0,36 \text{ cm} * 3 = 0,92$$

Faktor α , ki nam pogojuje duktilnost konstrukcije je izbran kot 0,005, ker je analiziran objekt predpostavljen kot neduktilen. Duktilnosti svojega objekta natančno ne poznam, zato je za faktor α predpostavljena najbolj konservativna vrednost, s tem pa ostanemo na varni strani.

Višina posamezne etaže h_i se zaradi enostavne geometrije ne spreminja in je pri obeh etažah enaka 300 cm.

Z znanimi vsemi vhodnimi podatki je narejena kontrola mejnega stanja uporabnosti, iz katere lahko trdimo, da objekt ustreza zahtevam mejnega stanja. ([Preglednica 17](#))

Preglednica 17 - Kontrola mejnega stanja uporabnosti

KONTROLA MSU				
PODATKI			KONTROLA	
v	0,5	cm	$v \cdot dr_1$	$\alpha \cdot h_1$
dr₁	1,0932		0,5466	1,5
dr₂	0,9156		$v \cdot dr_2$	$\alpha \cdot h_2$
α	0,005		0,4578	1,5
h₁	300			
h₂	300		cm	

5 ZAKLJUČEK

Montažna gradnja iz lesa je res nekaj posebnega, kar sem si mislil že pred izdelavo te diplomske naloge, sedaj pa sem hipotezo le še potrdil. Vsak dan se gradijo montažni objekti, pa jih na potresno obtežbo niti ne znamo natančno preveriti. Slovenija, kot potresno aktivna in z lesom bogata država, je v zadnjih letih v tej smeri naredi sicer velik korak naprej, še vedno pa nimamo razvitih dovolj univerzalnih postopkov projektiranja, ki bi jo lahko uporabili za potresnoodporno projektiranje katerekoli lesene hiše.

Rezultati analize so potrdili, da so leseni objekti zaradi majhne lastne teže zares boljši kar zadeva velikosti potresnih sil. Če so stiki med konstrukcijski elementi kvalitetno izdelani, so tudi deformacije v okviru dovoljenih mej. Za obravnavani objekt smo izračunali, da pomik zgornje etaže znaša 0,9 cm, spodnje pa 1,1 cm, medtem ko je največji dovoljeni dejanski pomik 0,5% višine etaže, kar je 1,5 cm, da objekt še ustreza pogojem mejnega stanja uporabnosti. Iz tega je razvidno, da je izkoriščenih zgolj dve tretjini razpoložljivega pomika.

Najbolj nezanesljiv del analize se nanaša na določanje togosti stikov, saj so rezultati od tega v celoti odvisni. Privzete togosti so bile ocenjene glede na eksperimentalne rezultate podobnih stikov, vendar bi bilo na področju potresnega inženirstva po mojem mnenju potrebo narediti še veliko raziskav. S tem bi se zmanjšalo tveganje za napako ob predpostavljajanju določenih togosti stikov, ki so izvedeni s kotniki, za katere nimamo natančni preiskav. V praksi se na evropskih tleh uporabljajo podobni kotniki, zato bi bilo smiselno preveriti vse in podati izraze za račun, glede na tip lesa, betona, jekla, veznih sredstev in sestave elementa. S tem bi tudi lažje predpisali kateri kotniki so primerni za določen predel Evrope, glede na predvideno potresno obtežbo, ki se bo tam pojavila, projektanti pa bi z naborom kotnikov kombinirali glede na potrebe, ki bi jih narekovali višina stavbe, predvidena obtežba in predviden namen uporabe.

V zgoraj opisanih postopkih je opaziti cel kup nekih predpostavk, brez katerih analize sploh nebi bilo mogoče izvesti. Poleg tega sem pri analizi upošteval še linearen odziv konstrukcije in linearno obnašanje med obremenitvijo, kar sem sicer prepričan, da v resnici ni res. Za nelinearno analizo sicer na prvi stopnji nisem pridobil zadostnega znanja, ki bi mi omogočal natančnejšo analizo, sem pa zato toliko bolj motiviran za nadaljnji študij potresnega inženirstva pri lesenih objektih.

Moram priznati, da sem se med izdelavo moje diplomske naloge naučil ogromno o montažnih lesenih objektih, predvsem pa sem dobil nekaj malega vpogleda v realno stanje ter kaj je pravzaprav problem pri načrtovanju takšnih objektov in na kakšen način bi lahko to popravili. Do zaključka mojega magistrskega študija imam cilj, da se še natančneje poglobim v potresno analizo lesenih stavb, primerjam linearno z nelinearno analizo konstrukcije in z informacijami izkušenih projektantov ter novim znanjem pridobljenim s strani izkušenih profesorjev, poglobljeno raziščem potresno analizo lesenih stavb in razčistim nejasnosti.

VIRI

- [1] Rima Hiše d.o.o. 2014. Poslovna dokumentacija
- [2] Dujič, B., Pucelj, J. 2004. Pravičen pristop k potresno varnem projektiranju lesenih montažnih objektov. Gradbenik 8, 2: 51-52.
- [3] Dujič, B., Žarnić, R. 2002. Izhodišča za projektiranje potresnoodpornih montažnih hiš. Les 54, 1/2: 15-18.
- [4] Dujič, B., Žarnić, R. 2001. Razvoj potresnoodpornih lahkih montažnih objektov. Gradbenik 5, 9: 58-60.
- [5] Sitar, A. 2012. Nosilni sistemi sodobnih lesenih konstrukcij. Diplomsko naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba A. Sitar): 30 str.
- [6] Jaris d.o.o., 2014
www.jaris.si (Pridobljeno 17.6.2014)
- [7] Klobčar, S. 2005. Vpliv odprtih na strižno nosilnost lesenih sten. Diplomsko naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (samozaložba S. Klobčar): 96 str.
- [8] Krištof, I. 2012. Zobati spoji lameliranih lepljenih nosilnih elementov lesenih konstrukcij. Diplomsko naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (samozaložba I. Krištof): 76str.
- [9] Druckluft-Fachhandel, 2014
<http://www.druckluft-fachhandel.de/Prebena-Wellennaegel-WN25BK> (Pridobljeno 17.6.2014)
- [10] Dujič, B., Žarnić, R. 2004. Določitev potresne odpornosti montažnih hiš 1. in 2. del. Gradbenik 8, 6: 41-43 in 9: 46-48.
- [11] Paslode, 2014
http://paslode.eshop.t-online.de/epages/Store2_Shop36116.sf/de_DE/?ObjectPath=/Shops/Shop36116/Products/505264 (Pridobljeno 17.6.2014)
- [12] Bruno, Kager d.o.o., 2012. Gradnja Kager hiše v Italiji. Kager d.o.o. blog, objavljeno 14.6.2014.
<http://kagerhisa.blogspot.com/2012/06/gradnja.html> (Pridobljeno 17.6.2014)
- [13] Javušnik montažne hiše d.o.o., 2012
<http://www.hise-montazne.si/konstrukcija/konstrukcija-standard.aspx> (Pridobljeno 17.6.2014)
- [14] Raster montažne hiše in konstrukcije, 2014
http://www.raster.si/montazne_hise.php (Pridobljeno 17.6.2014)
- [15] Dujič, B., Žarnić, R. 2000. Ali so montažne hiše potresno varne?. Gradbenik 4, 9: 18-21.
- [16] Dujič, B., Žarnić, R. 2001. Preiskave potresne odpornosti lesenih objektov. Gradbenik 5, 9: 58-60.

- [17] Stepišnik, Ž. 2005. Eksperimentalne preiskave nosilnosti kotnih sider pri sidranju lesenih masivnih stenastih elementov. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (samozaložba Ž. Stepišnik): 77str.
- [18] Gavrič, I., Fragiaco, M., Ceccotti, A. 2014. Cyclic behaviour of typical metal connectors for cross-laminated (CLT) structures. Osebna komunikacija. (27.5.2014)
- [19] Dujič, B., Gavrič, I., Šušteršič, I. 2014. Določanje togosti stikov pri montažnih hišah. Osebna komunikacija. (27.5.2014)
- [20] SIST EN 1998-1:2004. Evrokod 8: Projektiranje potresno odpornih konstrukcij – 4. del: Projektiranje stavb
- [21] Dolšek, M. 2007. Vezni elementi v programu SAP 2000. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 10 str.
- [22] Heldner Lengen, 2010
<http://www.heldner-ag.ch/ab-eu-lager/befestigungstechnik/winkelverbinder-kr-285-285x-85x-65-bmf.html> (Pridobljeno 17.6.2014)
- [23] Hüllinghorst-alles für die Holzbearbeitung, 2014
<http://shop.huellinghorst.de/artikel.php?artnr=73500-071&SessID=221b3727e2cf63617fb1ace95b63824d&&name=Winkelverbinder+KR+285+L&sortiment=Huellinghorst+HoBaTool+2011%2F12&> (Pridobljeno 17.6.2014)
- [24] Simpson StrongTie. 2012
http://www.strongtie.de/media/AE_Winkelverbinder.pdf (Pridobljeno 17.6.2014)
- [25] Yatego, 2014
http://www.yatego.com/kuechendepot/p.5322d3b2df2ce.4af1b05444f0d3_9.winkelverbinder-abr70-50er-pack (Pridobljeno 17.6.2014)
- [26] Dujič, B. 2003. Aplikativno razvojni projekt »Zvišanje potresne odpornosti lesenih montažnih objektov«. Les 55, 1/2: 17-18.
- [27] Dujič, B., Žarnić, R. 2001. Projektiranje konstrukcij lesenih montažnih hiš na potresnih območjih = Structural design of prefabricated timber houses in seismic regions. Gradbeni vestnik 1, 1: 240-250
- [28] Štrus, K. 2008. Analiza dinamičnega odziva 7-etažne lesene masivne konstrukcije na potresni mizi. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (samozaložba K. Štrus): 76 str.
- [29] Hozjan, M. 2012. Spajanje lesenih elementov s pomočjo krempljastih plošč. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (samozaložba M. Hozjan): 63 str.
- [30] Dujič, B., Žarnić, R. 2000. Montažne hiše na potresnih območjih. EGES 4, 4: 97-99

- [31] Simpson StrongTie. 2008
[http://www.strongtie.de/media/MC-D-1\(1\).64.1-6.pdf](http://www.strongtie.de/media/MC-D-1(1).64.1-6.pdf) (Pridobljeno 17.6.2014)
- [32] Simpson StrongTie. 2012
http://www.strongtie.de/media/ABR70_Winkelverbinder.pdf (Pridobljeno 17.6.2014)