

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



KLEMEN BAJC

**PROJEKT HIŠE Z LESENO OKVIRNO NOSILNO
KONSTRUKCIJO**

MAGISTRSKO DELO

**MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM
DRUGE STOPNJE GRADBENIŠTVO**

Ljubljana, 2017

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

**MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI
PROGRAM DRUGE
STOPNJE GRADBENIŠTVO**

Kandidat/-ka:

KLEMEN BAJC

**PROJEKT HIŠE Z LESENO OKVIRNO NOSILNO
KONSTRUKCIJO**

**PROJECT OF HOUSE WITH TIMBER LOADBEARING
FRAME STRUCTURE**

Mentor/-ica:

doc. dr. Drago Saje

Somentor/-ica:

pred. dr. Boštjan Ber

Član komisije:

Predsednik komisije:

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Spodaj podpisani Klemen Bajc, vpisna številka 26410146, avtor pisnega zaključnega dela študija z naslovom: **Projekt hiše z leseno okvirno nosilno konstrukcijo**.

IZJAVLJAM

1. *Obkrožite eno od variant a) ali b)*

- ☒ a) da je pisno zaključno delo študija rezultat mojega samostojnega dela;
- b) da je pisno zaključno delo študija rezultat lastnega dela več kandidatov in izpolnjuje pogoje, ki jih Statut UL določa za skupna zaključna dela študija ter je v zahtevanem deležu rezultat mojega samostojnega dela;

2. da je tiskana oblika pisnega zaključnega dela študija istovetna elektronski obliki pisnega zaključnega dela študija;

3. da sem pridobil vsa potrebna dovoljenja za uporabo podatkov in avtorskih del v pisnem zaključnem delu študija in jih v pisnem zaključnem delu študija jasno označil;

4. da sem pri pripravi pisnega zaključnega dela študija ravnal v skladu z etičnimi načeli in, kjer je to potrebno, za raziskavo pridobil soglasje etične komisije;

5. soglašam, da se elektronska oblika pisnega zaključnega dela študija uporabi za preverjanje podobnosti vsebine z drugimi deli s programsko opremo za preverjanje podobnosti vsebine, ki je povezana s študijskim informacijskim sistemom članice;

6. da na UL neodplačno, neizključno, prostorsko in časovno neomejeno prenašam pravico shranitve avtorskega dela v elektronski obliki, pravico reproduciranja ter pravico dajanja pisnega zaključnega dela študija na voljo javnosti na svetovnem spletu preko Repozitorija UL;

7. da dovoljujem objavo svojih osebnih podatkov, ki so navedeni v pisnem zaključnem delu študija in tej izjavi, skupaj z objavo pisnega zaključnega dela študija.

Gabrovka, 26. 9. 2017

Klemen Bajc

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK	624.011.1:624.042.7(497.4)(043.3)
Avtor	Klemen Bajc, dipl. inž. grad. (VS)
Mentor	doc. dr. Drago Saje
Somentor	pred. dr. Boštjan Ber
Naslov	Projekt hiše z leseno okvirno nosilno konstrukcijo
Tip dokumenta	Magistrsko delo
Obseg in oprema	89 str., 10 pregl., 45 sl., 39 en., 2 pril.
Ključne besede	lesena gradnja, okvirna nosilna konstrukcija, statična analiza, potresna obtežba, dimenzioniranje konstrukcije, dimenzioniranje spojev

Izvleček:

V magistrskem delu smo obravnavali različne konstrukcijske sisteme lesenih stavb. Predstavili smo posamezne sisteme in opisali prenos vertikalnih in horizontalnih sil. Za izbran nosilni sistem smo izdelali statično in dinamično analizo. Obravnavali smo enodružinsko stanovanjsko hišo. Na podlagi idejne zasnove smo se odločili za okvirno nosilno konstrukcijo. Zasnovali smo jo iz pretežno lesenih elementov, nekaj pa je jeklenih. Vertikalna obremenitev se prenaša preko členkasto povezanih gred in stebrov, horizontalna obremenitev pa preko lesenega in jeklenega povezja. Statično in dinamično analizo modela nosilne konstrukcije smo izvedli s pomočjo programske opreme Scia Engineer. Statične vplive smo določili na podlagi veljavnih standardov SIST EN 1991-1:2004. Prereze elementov nosilne konstrukcije smo dimenzionirali za merodajno obremenitev po metodi mejnih stanj nosilnosti in mejnih stanj uporabnosti. Obremenitev zaradi potresne obtežbe smo določili z uporabno modalne analize. Nosilnosti elementov smo preverili na potresno obremenitev. Dimenzionirali smo pomembnejše spoje, izvedene s pomočjo jeklene pločevine, ki elemente povezuje med seboj. Izrisali smo pozicijske načrte.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC	624.011.1:624.042.7(497.4)(043.3)
Author	Klemen Bajc, B.Sc (C.E.)
Supervisor	Assist. Prof. Drago Saje, Ph.D
Co-advisor	Lect. Boštjan Ber, Ph.D
Title	Project of House with Timber Loadbearing Frame Structure
Document type	M. Sc. Thesis
Notes	89 p., 10 tab., 45 fig., 39 eq., 2 ann.
Key words	timber construction, timber frame structure, static analysis, seismic load, joint design

Abstract:

Various types of timber loadbearing construction were analyzed in this master's thesis. All of the systems were described individually and the transfer of vertical and horizontal load was shown. Static and dynamic analysis was performed on a single-family detached house for the selected loadbearing system. Regarding the conceptual design a heavy timber frame was selected as the type of loadbearing construction. The timber frame was designed using mainly timber and some steel elements. Vertical loads are transferred through rotationally joined columns and beams, while horizontal loads are transferred through timber and steel bracing. The static and dynamic loadbearing analysis was performed using Scia Engineer software. The load was analysed according to the valid SIST EN 1991-1:2004 standard. The relevant strain on the timber and steel was checked for both the ultimate limit and the serviceability limit state. Seismic load was calculated using modal analysis. Checks of individual construction elements were once again made for seismic load combinations. Design and check of significant joint was performed. Most of them were designed using a steel plate, which connects the elements together. Drawings were made of the assembly.

ZAHVALA

Za vso pomoč in strokovne nasvete pri izdelavi magistrskega dela se zahvaljujem mentorju doc. dr. Dragu Sajetu ter somentorju pred. dr. Boštjanu Beru.

Posebna zahvala gre Tanji, moji družini in prijateljem, ki so me v času študija spodbujali in mi stali ob strani.

KAZALO VSEBINE

IZJAVE	II
BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	IV
ZAHVALA.....	V
1 UVOD	1
2 GRADNJA Z LESOM	2
2.1 Brunasta nosilna konstrukcija	3
2.2 Predalčna nosilna konstrukcija.....	4
2.3 Stebrna nosilna konstrukcija	5
2.4 Panelna nosilna konstrukcija.....	5
2.5 Okvirna nosilna konstrukcija	7
2.6 Masivna nosilna konstrukcija.....	8
3 PRIMER ENODRUŽINSKE HIŠE.....	10
3.1 Opis konstrukcije.....	10
3.2 Materialne karakteristike.....	13
4 ANALIZA OBTEŽB.....	14
4.1 Stalna obtežba	14
4.2 Koristna obtežba.....	15
4.3 Obtežba snega	15
4.4 Obtežba vetra	17
5 ANALIZA NOSILNE KONSTRUKCIJE	19
5.1 Obtežbe in obtežne kombinacije	19
5.2 Medetažna plošča	20
5.2.1 Zasnova	20
5.2.2 OSB plošče.....	21
5.2.3 Kontrola stropnika 8/24 cm.....	22
5.3 Strešna plošča.....	24
5.3.1 Zasnova	24
5.3.2 OSB plošče.....	24
5.3.3 Kontrola špirovca 8/24 cm	25
5.4 Dimenzioniranje nosilnih lesenih gred.....	26

5.4.1	Lesena greda 16/24 cm.....	26
5.4.2	Lesena greda 16/32 cm.....	27
5.5	Dimenzioniranje jeklenega nosilca – HEB 240	29
5.6	Dimenzioniranje lesenega stebra 16/16 cm.....	30
5.7	Dimenzioniranje jeklenega stebra – HEB 240	31
5.8	Kontrola mejnega stanja uporabnosti	32
5.8.1	Kontrola povesa elementov	32
5.8.2	Kontrola horizontalnega pomika	33
5.9	Potresna analiza.....	34
5.9.1	Mase	34
5.9.2	Faktor obnašanja konstrukcije.....	35
5.9.3	Nihajni časi in nihajne oblike konstrukcije	35
5.9.4	Etažne prečne sile.....	36
5.9.5	Naključna torzija	36
5.9.6	Kontrola lesenega povezja 10/12 cm.....	36
5.9.7	Kontrola lesenega stebra 16/16 cm	37
5.9.8	Kontrola jeklenega povezja – palica $\Phi 12$ mm	38
5.9.9	Kontrola lesene grede v momentnem okviru	39
5.9.10	Kontrola jeklenega stebra – HEB 240.....	40
5.9.11	Kontrola mejnega stanja uporabnosti	42
6	DIMENZIONIRANJE SPOJEV	43
6.1	Spoj med lesenim stropnikom in leseno gredo.....	43
6.2	Členkast spoj med lesenim stropnikom in jeklenim nosilcem v prvi etaži	47
6.3	Členkast spoj med lesenim špirovcem in jeklenim nosilcem v drugi etaži	48
6.4	Spoj med jekleno prečko, lesenim stebrom, gredo in povezjem	50
6.4.1	Spoj med jekleno prečko HEB 240 in vezno pločevino.....	51
6.4.2	Spoj med leseno gredo in vezno pločevino	53
6.4.3	Spoj med lesenim povezjem in vezno pločevino	55
6.4.4	Spoj med stebrom in vezno pločevino	58
6.4.5	Obremenitev spoja pri potresni obtežni kombinaciji.....	60
6.5	Spoj med lesenimi gredami, stebrom, povezjem in jekleno prečko	61
6.5.1	Spoj med jekleno prečko in vezno pločevino.....	61
6.5.2	Spoj med vezno pločevino in leseno gredo	63
6.5.3	Spoj med lesenim povezjem in vezno pločevino	64
6.5.4	Spoj med stebrom in vezno pločevino	66
6.5.5	Obremenitev spoja pri potresni obtežni kombinaciji.....	67

6.6	Spoj med lesenim stebrom, leseno gredo in jekleno prečko	68
6.6.1	Spoj med jekleno prečko in vezno pločevino.....	68
6.6.2	Spoj med vezno pločevino in leseno gredo 1	69
6.6.3	Spoj med vezno pločevino in leseno gredo 2 in 3	71
6.6.4	Obremenitev spoja pri potresni obtežni kombinaciji.....	71
6.7	Spoj med jeklenim stebrom, jekleno diagonalo in leseno prečko	72
6.7.1	Momentni spoj med jeklenim stebrom in leseno prečko.....	73
6.7.2	Členkast spoj jeklene diagonale in jeklenega stebra	77
6.8	Spoj med lesenim povezjem, lesenim stebrom in leseno gredo	79
6.8.1	Spoj med leseno diagonalo in vezno pločevino	80
6.8.2	Spoj med vezno pločevino in lesenim stebrom	80
6.8.3	Spoj med stebrom in gredo.....	82
6.8.4	Obremenitev spoja pri potresni obtežni kombinaciji.....	82
6.9	Spoj med lesenima gredama in lesenim stebrom	83
6.9.1	Spoj med leseno gredo 1 in lesenim stebrom	83
6.9.2	Spoj med leseno gredo 2 in lesenim stebrom	84
6.10	Spoj med jeklenim stebrom in temeljem.....	85
7	ZAKLJUČEK.....	88
VIRI.....		90

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 3.1: Materialne karakteristike lesa.....	13
Preglednica 5.1: Kombinacije vplivov in kombinacijski faktorji.....	20
Preglednica 5.2: Dovoljeni razponi glede na projektno obremenitev [kN/m^2] (Agepan, 2017)	21
Preglednica 5.3: Pomiki konstrukcije.....	33
Preglednica 5.4: Razpored horizontalnih sil po etažah	36
Preglednica 5.5: Torzijski momenti slučajne ekscentričnosti	36
Preglednica 5.6: Etažni pomiki pri potresni obremenitvi.....	42
Preglednica 6.1: Projektne obremenitve pri seizmični kombinaciji vplivov.....	60
Preglednica 6.2: Projektna obremenitev spoja pri potresni kombinaciji vplivov.....	67
Preglednica 6.3: Projektna obremenitev spoja pri potresni kombinaciji vplivov.....	72

KAZALO SLIK

Slika 2.1: Brunarica (Javušnik, 2017)	3
Slika 2.2: Tradicionalna predlačna konstrukcija (Wikipedia, 2017)	4
Slika 2.3: Stebrna nosilna konstrukcija (Sure house, 2017)	5
Slika 2.4: Gradnja s sistemom panelne nosilne konstrukcije (Marken, 2017)	6
Slika 2.5: Okvirna lesena konstrukcija (International timber, 2017)	7
Slika 2.6: Masivna nosilna konstrukcija (Holzbau Meysel, 2017)	8
Slika 3.1: Vizualizacija objekta (Kager hiša d.o.o., 2017)	10
Slika 3.2: Tloris pritličja (Kager hiša d.o.o., 2017)	10
Slika 3.3: Tloris prvega nadstropja (Kager hiša d.o.o., 2017)	11
Slika 4.1: Oblikovni koeficient obtežbe snega za strehe, ki mejijo na višje objekte (EN 1991-1-3:2004)	16
Slika 4.2: Obtežba strehe zaradi kopičenja snega v kN/m	17
Slika 5.1: Računalniški model konstrukcije	19
Slika 5.2: Zasnova medetažne plošče	20
Slika 5.3: Prikaz NSK (notranjih statičnih količin) v stropniku: a) osna sila [kN], b) prečna sila [kN]	22
Slika 5.4: Upogibni moment v stropniku [kNm]	23
Slika 5.5: Zasnova strešne plošče	24
Slika 5.6: Prikaz NSK za špirovec: a) osna sila [kN], b) prečna sila [kN] ter c) upogibni moment [kNm]	25
Slika 5.7: Prikaz NSK v gredi 16/24 cm: a) osna sila [kN], b) prečna sila [kN], ter c) upogibni moment [kNm]	27
Slika 5.8: Prikaz NSK v gredi 16/32 cm: a) osna sila [kN], b) prečna sila [kN], c) upogibni moment [kNm]	28
Slika 5.9: Prikaz NSK v jeklenem nosilcu: a) osna sila [kN], b) prečna sila [kN], c) upogibni moment [kNm]	29
Slika 5.10: Diagram osne sile v lesenem stebru [kN]	30
Slika 5.11: Prikaz NSK v jeklenem stebru: a) osna sila [kN], b) prečna sila [kN], c) upogibni moment [kNm]	31
Slika 5.12: Začetni povesi glavne nosilne konstrukcije v mm pri obtežni kombinaciji MSUk4	32
Slika 5.13: Mesto odčitanih pomikov	33
Slika 5.14: Prva nihajna oblika	35
Slika 5.15: Druga nihajna oblika	35
Slika 5.16: Tretja nihajna oblika	35
Slika 5.17: Diagram osne sile v lesenem povezju [kN]	37

Slika 5.18: Diagram osne sile v lesenem stebri [kN]	38
Slika 5.19: Diagram osne sile v jeklenem povezju [kN]	39
Slika 5.20: Prikaz NSK v leseni gredi 16/32 cm: a) levo osna sila [kN], b) prečna sila [kN], c) upogibni moment [kNm]	40
Slika 5.21: Prikaz NSK v jeklene strebru: a) osna sila [kN], b) prečna sila [kN], c) upogibni moment [kNm]	41
Slika 6.1: Izvedba stika z elementom ALUMINI (Rothoblaas, 2013)	43
Slika 6.2: Spoj lesenega stropnika in jeklenega nosilca	47
Slika 6.3: Členkast spoj med jeklenim nosilcem in špirovcem	49
Slika 6.4: Zasnova členkastega spoja več elementov	51
Slika 6.5: Območje sipanja energije v povezju	55
Slika 6.6: Zasnova členkastega spoja več elementov	61
Slika 6.7: Členkast spoj jeklena prečka, lesena greda, steber	68
Slika 6.8: Zasnova spoja jeklen steber, jeklen diagonala, lesena greda	72
Slika 6.9: Prikaz razporeditve sil na vijake zaradi upogibnega momenta	74
Slika 6.10: Prikaz razporeditve sil v vijakih	75
Slika 6.11: Zasnova spoja med stebrom, gredo in povezjem	79
Slika 6.12: Zasnova spoja med stebrom, gredo 16/32 cm in gredo 16/24 cm	83
Slika 6.13: Zasnova spoja med jeklenim stebrom in temeljem	85

1 UVOD

Les v gradbeništvu poznamo že od pradavnine. Prve lesene »konstrukcije« je narava ustvarila kar sama. Drevo, ki je padlo preko reke ali potoka, je človek izkoristil kot most za prečkanje ovire. Sčasoma je človek razvijal konstrukcije in z njimi tehnološke postopke obdelave lesa. Danes imamo na voljo veliko izdelkov iz lesa, uporabnih v gradbeništvu. Z medsebojnim lepljenjem lesenih elementov manjših prereзов izdelamo linijske in ploskovne elemente večjih dimenzij in ob tem lesu odstranimo nekatere nezaželene lastnosti, kot so zvijanje in pokanje elementov.

Les je zelo uporaben gradbeni material. Združuje lastnosti lahkega in prožnega materiala, ki dobro prenaša različne vrste obremenitev. Obdelava in vgradnja masivnega lesa je relativno enostavna in hitra. Zaradi njegove preprostosti je les v preteklosti imel sloves manj vrednega materiala, predvsem ob hitrem razvoju konstrukcij iz betona in jekla. Ljudje so les povezovali s preprostim načinom življenja na podeželju, zato kot gradbeni material v mestih ni bil zaželen. V zadnjih desetletjih pa se projektanti in investitorji zopet odločajo za lesno gradnjo. Povečuje se povpraševanje po lesu, saj ga obravnavamo kot material z dodano vrednostjo, ker prihaja iz narave.

Opažamo, da je v stroki, kljub povečanemu zanimanju za leseno gradnjo, poznavanje posameznih konstrukcijskih sistemov slabo. Gradnja z lesom predstavlja veliko širši pojem, kot le gradnjo lesenih brunaric. Z namenom izboljšanja splošnega znanja o leseni gradnji so v magistrski nalogi predstavljeni posamezni sistemi gradnje. Opisana je sestava nosilne konstrukcije, način prenosa vertikalne in horizontalne obtežbe in nekatere posebnosti glede izdelave in montaže obravnavane konstrukcije. V drugem delu naloge smo za izbrani sistem nosilne konstrukcije izdelali statični izračun enodružinske hiše.

2 GRADNJA Z LESOM

V enaindvajsetem stoletju se v svetu močno uveljavlja življenjski slog sobivanja z naravo, kar se odraža na različnih področjih. Dnevno lahko v različnih medijih zasledimo, da so bili v svetu sprejeti novi ukrepi za zmanjšanje toplogrednih plinov, v kmetijstvu se pojavljajo vedno strožje zahteve po biološko pridelani hrani in še bi lahko naštevali. Ta trend se odraža tudi v gradbeništvu. Povečuje se zanimanje za vgradnjo naravnih materialov, tako za nosilne elemente, kot tudi za toplotno izolacijo. V tem segmentu močno prednjači les, ki nam ga narava, tako rekoč poda na pladnju. Pri obdelavi ni potrebnih nobenih zapletenih postopkov, kot pri nekaterih drugih materialih. Drevo posekamo, obžagamo na ustrezno dimenzijo in že imamo element, ki je pripravljen za vgradnjo. Ravno zato je gradnja z lesom hitra in čista. Tudi ko element že odsluži svojemu namenu, z njim nimamo večjih težav. Preprosto ga lahko predelamo v kurilno maso in uporabimo za ogrevanje.

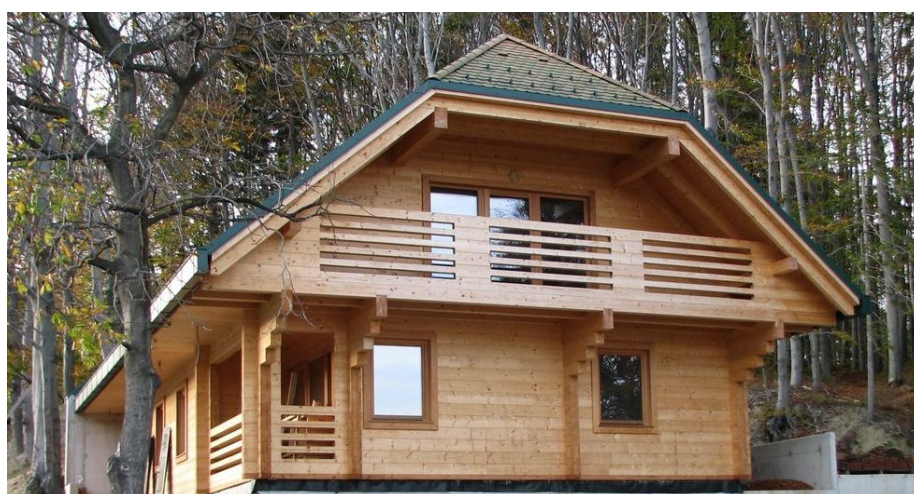
Tudi Slovenci v tem pogledu ne zaostajamo za ostalim svetom. Pri nas se trend sobivanja z naravo v gradbeništvu pojavlja predvsem v povečanju zanimanja za gradnjo lesenih hiš. Za razvoj lesenih gradenj pa imamo odlične pogoje. Po podatkih Zavoda za gozdove je Slovenija na tretjem mestu v Evropski uniji po gozdnatosti, saj delež površine prekrите z gozdom znaša 58,4 odstotka, letni prirastek pa je skoraj 8.500.000 kubičnih metrov (ZGS, 2017). Glede na te podatke imamo lesene surovine za gradnjo več kot dovolj, zato se pojavlja vprašanje, zakaj v Sloveniji ni več lesenih objektov? Pri nas še vedno prevladujejo objekti iz kombinacije opečnih zidakov in armiranega betona. Čeprav je gradnja z lesom v Sloveniji tradicionalna, so les izpodrinili novejši materiali. V času razvoja zidanih objektov pri nas, so se v svetu razvili novi sistemi gradenj lesenih konstrukcij, ki so slovenskim naročnikom dokaj nepoznani. Leseno gradnjo pogosto povezujemo z lesenimi montažnimi objekti v Severni Ameriki, ki so grajeni bistveno manj robustno, kot pri nas. Kljub manjši razširjenosti pa se je lesena gradnja pri nas v zadnjih desetletjih močno razvila.

Nosilne konstrukcije lesenih gradenj delimo v 6 razredov (Kolb, 2008):

- Brunasta nosilna konstrukcija
- Predalčna nosilna konstrukcija
- Stebrna nosilna konstrukcija
- Panelna nosilna konstrukcija
- Okvirna nosilna konstrukcija
- Masivna nosilna konstrukcija

2.1 Brunasta nosilna konstrukcija

Stavbe zgrajene po sistemu brunaste nosilne konstrukcije največkrat imenujemo brunarice (slika 2.1). Ta sistem nosilne konstrukcije predstavlja začetke gradnje bivalnih objektov v Evropi. Sprva so se uporabljali obdelani hlodi, ki so jih nalagali eden na drugega. Hlodi, oziroma brune, so se na vogalih križale in brunarici dajale značilen izgled. V današnjih časih največ brunaric najdemo predvsem v gorskih predelih Avstrije, Nemčije in Švice ter v Skandinaviji, nekaj pa jih imamo tudi v Sloveniji. Glavna značilnost brunaric je ta, da bruna opravlja nosilno funkcijo, hkrati pa notranje prostore ščiti pred zunanjimi vplivi. (Kolb, 2008)



Slika 2.1: Brunarica (Javušnik, 2017)
Figure 2.1: Log house (Javušnik, 2017)

Sam sistem gradnje se od samega začetka ni razvil prav dosti. Brune še vedno zlagamo eno na drugo in jih križamo v vogalih. Razlika pa je v izdelavi in pripravi brun. Sodobne brune so največkrat izdelane iz enosmerno lepljenega lesa. Tak način priprave brun preprečuje nastanek razpok v lesu, kar vpliva na estetiko konstrukcije. Stiki na zgornji in spodnji površini brune so obdelani tako, da omogočajo točno naleganje, hkrati pa ob pomoči tesnilnih trakov zagotavljajo vodo in zrakotesnost. Ob pravilni in natančni izvedbi stikov, dobimo konstrukcijo, ki je sposobna prenesti velike vertikalne in horizontalne obremenitve.

Kljub temu, da ima les relativno dobro toplotno izolativnost, so energijske izgube klasične stene iz brun za današnje zahteve prevelike. Problem se največkrat reši z dodatno toplotno izolacijo na notranji strani stene. Poleg dodatne izolativnosti, pridobimo tudi prostor za napeljavo strojnih inštalacij. Na koncu je potrebna še izvedba zaključnega sloja, ki je lahko v lesu ali pa uporabimo mavčno-kartonske plošče. Pri načinu gradnje z brunami moramo upoštevati, da se bodo stenski sestavi čez čas posedli. Vsi elementi

stavbnega pohištva in strojnih inštalacij morajo biti vgrajeni na drsnih podporah, tako da posedanje lesenih nosilnih delov nanje nima vpliva.

2.2 Predalčna nosilna konstrukcija

Predalčna nosilna konstrukcija (slika 2.2) se je razvila v regijah, kjer ni bilo na voljo dovolj lesa za gradnjo brunastih konstrukcij. Iz večjega števila linijskih elementov so tvorili mrežo nosilnih elementov, vmesne prostore pa so največkrat zapolnili z opeko in tako dobili stenski element. Polnilo ni bilo nosilno, obtežba se je prenašala izključno preko lesenih elementov. Lesena nosilna konstrukcija je tako ostala vidna in dajala stavbi značilen izgled.



Slika 2.2: Tradicionalna predlačna konstrukcija (Wikipedia, 2017)
Figure 2.2: Traditional timber-frame construction (Wikipedia, 2017)

Sodobna predalčna nosilna konstrukcija je še vedno sestavljena iz večjega števila linijskih elementov, ki obtežbo prenašajo preko osnih napetosti v vertikalnih elementih. Zaradi razvoja materialov se je spremenila namembnost vmesnih prostorov. V današnjih časih imamo na voljo razne plošče za oblaganje, zato zazidavanje predalov ni več potrebno in lahko ta prostor izkoristimo za namestitvev toplotne izolacije. Posebna značilnost predalčne konstrukcije so tudi spoji, ki so izvedeni izključno s tesarskimi zvezami in prenašajo le tlačne napetosti. To pomeni, da je gradnja takšne konstrukcije hitra in relativno poceni. Vertikalni elementi so postavljeni na rastru 80 – 120 cm in se prilagajajo odprtinam v steni. Zgornji in spodnji gredi povezujeta stebre in prenašata horizontalne sile do diagonalnih elementov. Silo nato prevzamejo povezja in jo preko tlačnih napetosti prenesejo do temeljnih tal. (Kolb, 2008)

2.3 Stebrna nosilna konstrukcija

Stebrna nosilna konstrukcija (slika 2.3) je predvsem razširjena v državah Severne Amerike in jo štejemo kot predhodnico panelne nosilne konstrukcije. Sestavljena je iz relativno vitkih stebrov, postavljenih na gostem rastru, ter zunanje obloge iz lesnih plošč. V osnovni je sistem prenosa gravitacijskih obtežb enak kot pri predalčni nosilni konstrukciji. Obtežba s plošče se preko stropnikov in kratkih gred prenese na stebre. Ti prevzemajo obtežbo samo preko tlačnih napetosti in jih prenesejo do temeljnih tal. Razlika se pojavi pri prevzemu horizontalnih obremenitev, saj se pri stebrni konstrukciji prenos horizontalnih sil izvrši s strižno togostjo obloge iz plošč. Podobno kot pri predalčni nosilni konstrukciji, so tudi pri stebrni konstrukciji vsi spoji izvedeni s tesarskimi zvezami in prenašajo samo tlačne obremenitve. V Evropi se ta način gradnje ni uveljavil, je pa zato toliko bolj razvit sistem panelne nosilne konstrukcije. (Kolb, 2008)



Slika 2.3: Stebrna nosilna konstrukcija (Sure house, 2017)
Figure 2.3: Platform frame construction (Sure house, 2017)

2.4 Panelna nosilna konstrukcija

Sistem panelne nosilne konstrukcije se je razvil iz stebrne nosilne konstrukcije. Sestavljajo ga vitki stebri na gostem rastru in obojestranska obloga. V splošnem se prenos obtežbe vrši tako, da se gravitacijska obtežba preko stropnega panela prenese v stenske panele, ti pa nato s pomočjo vitkih stebrov obremenitev prenesejo na nosilna tla. Obloga iz lesnih, mavčnih in drugih gradbenih plošč panelu zagotavlja togost v njegovi ravnini in prevzema horizontalne obremenitve zaradi vetra in potresa. Posebnost tega sistema gradnje v primerjavi z ostalimi je, da se večji del izdelave panelov izvrši v delavnicah. Zaradi zagotavljanja optimalnih pogojev v delavnici, lahko dosežemo boljše kakovost izdelave panela. (Kolb, 2008)

V osnovi panele delimo na odprte in zaprte, in sicer glede na stopnjo prefabrikacije. Pri odprtem tipu panela, se v delavnici na stebre pritrdi le ena stranska obloga, najbolj pogosto je to obloga na notranji strani. Ta panelu že zagotavlja strižno odpornost. Vgradnja toplotne izolacije ter druge obloge se izvede na gradbišču po končani montaži objekta. Pri zaprtem tipu panela, se celotna izdelava le-tega izvede v delavnici, na gradbišču se paneli le še sestavijo skupaj.

Izdelava panelov poteka ločeno za vsako nadstropje. Dolžina panela je teoretično lahko neomejena, vendar nam najbolj pogosto omejitev narekuje transport. Če je le možno, se panel izdelava za celotno dolžino objekta v enem kosu. Debelina panela zavisi predvsem od željene debeline vgrajene toplotne izolacije. Za potrebe zagotavljanja nosilnosti, največkrat zadostuje že debelina 120 mm, vendar se zaradi toplotne izolativnosti pogosto uporabljajo paneli debeline 160 mm in več. Poleg toplotne izolacije, ki je že vgrajena v sredini panela, se priporoča še vgradnja dodatne toplotne izolacije na zunanji strani po končani montaži panelov. S tem panelu povečamo toplotno izolativnost in preprečimo nastanek toplotnih mostov. Med izdelavo panelov je potrebno posebno pozornost nameniti pritrdjevanju obloge, ki prenaša strižne sile. Za pritrdjevanje se največkrat uporabljajo sponke ali žebliji manjših premerov na zelo gostem rastru – na razdalji 50-100 mm. Nosilnosti veznih sredstev moramo obvezno preveriti s statičnim računom. (Kolb, 2008)



Slika 2.4: Gradnja s sistemom panelne nosilne konstrukcije (Marken, 2017)

Figure 2.4: Panel construction assembly (Marken, 2017)

2.5 Okvirna nosilna konstrukcija

Okvirna nosilna konstrukcija (slika 2.5) je sestavljena iz vertikalnih stebrov in horizontalnih gred, postavljenih na relativno velikem rastru. V primerjavi z ostalimi konstrukcijskimi sistemi, pri katerih se za nosilno konstrukcijo uporabljajo leseni elementi manjših prerezov, imamo pri okvirni konstrukciji opravka z večjimi dimenzijami prerezov. Te so v glavnem povezane z velikostjo obremenitve in dolžino razpona, ki ga premagujejo. Med primarne grede se v horizontalni ravnini namestijo stropniki, ki prevzemajo obtežbo s plošče in jo prenašajo do primarnih gred. Stropniki so lahko manjših prerezov in razporejeni na gostejšem rastru – okoli 50 cm. Razmak med stropnimi elementi je navadno omejen z nosilnostjo lesnih plošč, ki so položene zgoraj. Pri izbiri vrste lesa, se za primarne elemente okvirne konstrukcije priporoča uporaba lepljenega lameliranega lesa. Glavna prednost okvirnega sistema je v tem, da lahko ovoj stavbe in notranje stene potekajo neodvisno od nosilne konstrukcije, s tem pa pridobimo na fleksibilnosti uporabe tlorisne površine.



Slika 2.5: Okvirna lesena konstrukcija (International timber, 2017)
Figure 2.5: Timber-frame construction (International timber, 2017)

Prenos gravitacijske obtežbe se vrši preko plošče na stropnike, nato pa preko gred do stebrov in temeljnih tal. Horizontalni elementi okvirnega sistema obtežbo prenašajo z upogibno in strižno nosilnostjo, stebri pa pretežno z osno nosilnostjo. Zaradi značilne zasnove sistema, prihaja na stikih med gredami in stebri do velikih koncentracij sil. Pogosto se zgodi, da postane merodajna nosilnost elementa pravokotno na lesna vlakna. Prav tako je potrebno biti pozoren na uklonsko stabilnost stebrov. Vertikalno togost sistema največkrat zagotavljamo z lesenimi ali jeklenimi povezji v ravnini stebrov,

pri nižjih obremenitvah pa je možna tudi uporaba ročic. Togost sistema v horizontalni ravnini pa lahko dosežemo v uporabo lesnih plošč, ki nam zagotovijo togo diafragmo, ali pa uporabimo lesena oziroma jeklena povezja.

Spoji med posameznimi elementi konstrukcije so največkrat členkasti. Uporabljajo se tudi momentni spoji, vendar predvsem pri objektih z velikimi razpetinami, kot so na primer dvorane in kopališča. Pri manj zahtevnih spojih z nižjimi obremenitvami lahko stik izvedemo s klasičnimi tesarskimi zvezami, pri bolj kompleksih zasnovah pa si pomagamo z vijaki in jeklenimi spojnimi sredstvi, ki jih navadno skrijemo v sredino elementa.

2.6 Masivna nosilna konstrukcija

Z razvojem tehnoloških postopkov, se je v zadnjih nekaj letih razvila masivna panelna lesena gradnja (slika 2.6). Ta se od vseh ostalih sistemov močno razlikuje. Ploskovni elementi lesene masivne konstrukcije so izdelani iz križno lepljenega lesa v treh ali več slojih. Pri nas so ti elementi bolj poznani po nemški kratici - KLH plošče. Posamezni sloji plošče so zlepljeni med sabo, sestavljeni pa so iz desk debeline 20-50 mm. Pomembna je orientacija slojev, saj mora biti vsak naslednji sloj orientiran pravokotno na prejšnjega. S tem dobimo ploščo, ki ima enake nosilne zmožnosti v obeh smereh in zelo dobro dimenzijsko stabilnost. Križno lepljenje plošče so uporabne tako za stenske elemente, saj zelo dobro prenašajo osne obremenitve, kot tudi za stropne ali strešne elemente. Prenos gravitacijske obremenitve poteka preko stropnih plošč, ki z upogibno nosilnostjo prenesejo obtežbo do vertikalnih elementov. Stenski elementi obtežbo nato prenesejo do temeljnih tal preko osnih napetosti. Plošče imajo tudi veliko strižno nosilnost in objektu zagotavljajo horizontalno stabilnost.



Slika 2.6: Masivna nosilna konstrukcija (Holzbau Meysel, 2017)
Figure 2.6: Solid timber construction (Holzbau Meysel, 2017)

Izdelava elementov nosilne konstrukcije je podobna kot pri panelni gradnji. V delavnicah se s posebnimi stroji in stiskalnicami pripravijo križno lepljene plošče, nato se natančno izrežejo vse potrebne odprtine za okna in vrata s pomočjo CNC obdelovanega stroja. Masivni paneli se običajno izdelujejo ločeno za vsako nadstropje, možna pa je tudi izvedba stene preko več etaž. Plošče je teoretično možno pripraviti v poljubnih dimenzijah, običajno pa so te omejene na velikost stiskalnic. Debelina posameznih plošč je odvisna od velikosti obremenitve in se giblje od 50 do 300 mm. Na gradbišču je montaža elementov zelo enostavna. Posamezni stenski elementi so med seboj spojeni s lesnimi vijaki. Podobno so med seboj spojene tudi stene in stropne plošče. Sama toplotna izolativnost križno lepljenih plošč je v primerjavi z ostalimi konstrukcijskimi materiali relativno visoka, vendar še vedno ne ustreza zahtevam o energijski učinkovitosti. Za namen izboljšanja energetskih karakteristik se na zunanjo stran namesti dodatna toplotna izolacija. (Kolb, 2017)

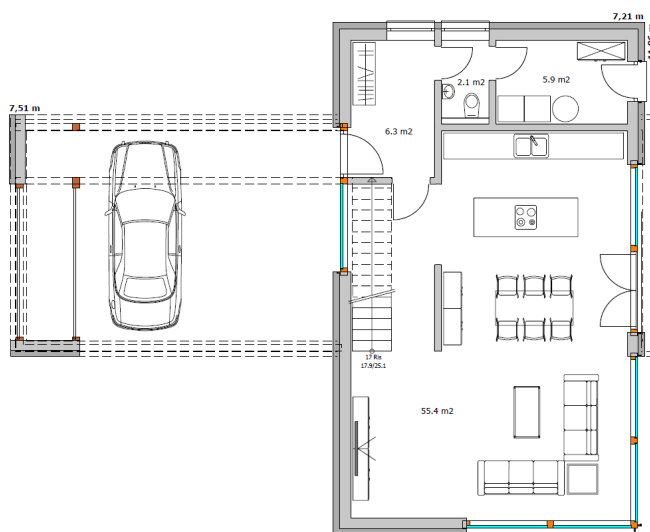
3 PRIMER ENODRUŽINSKE HIŠE

3.1 Opis konstrukcije

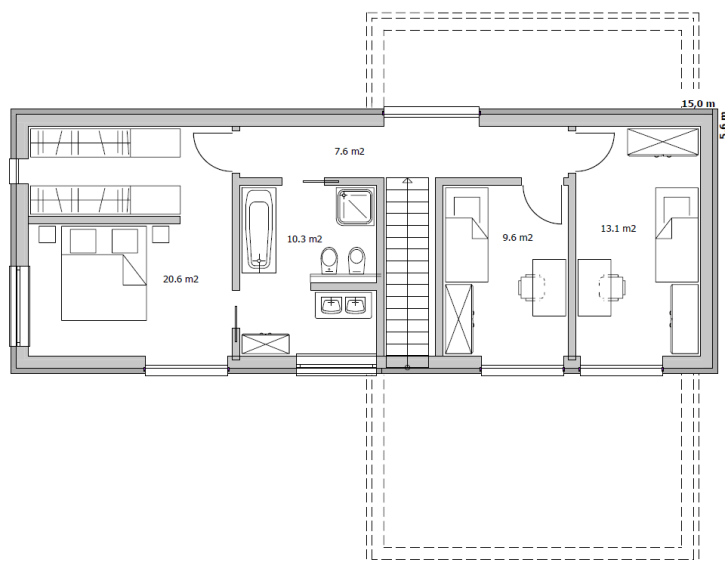
V Gabrovki, v občini Litija, je predvidena gradnja nove enodružinske hiše (slika 3.1). Osnovni gabariti objekta znašajo 14,8 x 11,6 m. Objekt je dvoetažen in nepodkleten, vse zaprte površine pa so namenjene stanovanjski rabi. Gradnja stavbe je predvidena na parc. št. 1622/2, k.o. 1841 Velika Goba. Kota prve etaže je $\pm 0,00$ in se nanaša na nadmorsko višino 550 m, etažna višina prve in druge etaže znaša 2,9 m. Streha objekta je ravna in se nahaja na višinski koti +5,8 m.



Slika 3.1: Vizualizacija objekta (Kager hiša d.o.o., 2017)
Figure 3.1: Construction visualization (Kager hiša d.o.o., 2017)



Slika 3.2: Tloris pritličja (Kager hiša d.o.o., 2017)
Figure 3.2: Ground floor plan (Kager hiša d.o.o., 2017)



Slika 3.3: Tloris prvega nadstropja (Kager hiša d.o.o., 2017)

Figure 3.3: First floor plan (Kager hiša d.o.o., 2017)

- Nosilna konstrukcija

Glavna nosilna konstrukcija objekta je sestavljena iz kombinacije lesenih in jeklenih elementov. Konstrukcija je zasnovana kot členkast portalni okvir z lesenimi diagonalami. Izjema je del objekta, pri katerem smo v prvi etaži uporabili jeklene stebre in lesene prečke, ter z njimi tvorili momentni okvir, v drugi etaži pa smo namesto lesenih diagonal uporabili jeklene. Vsi leseni stebri nosilne konstrukcije imajo dimenzije 16/16 cm in so izdelani iz lepljenega lameliranega lesa kvalitete GL22h. Nosilno konstrukcijo v horizontalni ravnini predstavljata dva tipa gred. Na mestu večjih obremenitev in večjih razponov, smo uporabili leseno gredo dimenzij 16/32 cm iz lepljenega lameliranega lesa GL28h, na ostalih mestih pa leseno gredo dimenzij 16/24 cm, prav tako iz lepljenega lameliranega lesa GL28h. Poleg prej omenjenih gred, horizontalno nosilno konstrukcijo sestavljajo še trije jekleni nosilci HEB 240 iz jekla kvalitete S235. Ti so uporabljeni v plošči prve in druge etaže na mestu velikih razponov, kjer objekt v prvi etaži ni zaprt (glej sliko 3.1). V momentnem okviru sta uporabljena jeklena stebra HEB 240 kvalitete jekla S235, ki potekata zvezno skozi obe etaži in lesena greda dimenzij 16/32 cm iz lepljenega lameliranega lesa GL28h. Objekt je temeljen na temeljni plošči, ki ni predmet obravnave te naloge. Povezava med leseno nosilno konstrukcijo in temeljno ploščo je izvedena preko lesenega venca, dimenzij 16/10 cm, ki je položen na temeljno ploščo in sidran s sidrnimi vijaki za beton.

Horizontalno obtežbo konstrukcija prevzema z lesenimi in jeklenimi diagonalami. V lesenih povezjih so uporabljeni elementi pravokotnega prereza 10/12 cm, izdelani iz masivnega lesa C24. V jeklenem povezju smo uporabili palice premera 12 mm. Jeklo iz katerih so izdelane palice je kvalitete S235.

- Medetažna nosilna konstrukcija

Medetažna nosilna konstrukcija je sestavljen iz lesenih stropnikov dimenzij 8/24 cm, ki se členkasto priključujejo na primarne grede. Na stropnike so z žičniki 3,2x60 mm pritrjene OSB plošče, debeline 18 mm, ki zagotavljajo enakomeren prenos površinske obtežbe na linijske stropnike in togost v horizontalni ravnini. Na plošče bo položena zvočna izolacija, nato sledi betonski estrih in zaključni sloj. Na spodnji strani je medetažna plošča zaključena z mavčno-kartonskimi ploščami na letvah in opleskom. Podrobna sestava je navedena v poglavju 4.1.

- Ravna streha

Streha ima podobno sestavo kot medetažna plošča, in sicer špirovce dimenzij 8/24 cm ter OSB plošče, debeline 18 mm. Na ploščo bo položena toplotna izolacija, nato sledi nova plast OSB plošč, na katere bo privijačena sintetična tesnilna folija, ki služi kot zaključni sloj pred zunanjimi vplivi. Podrobna sestava je navedena v poglavju 4.1.

- Kontaktna fasada

Fasadni ovoj je sestavljen iz stebrov nosilne konstrukcije in lesenih moralov, ki služijo kot podkonstrukcija za pritrjevanje OSB plošč, debeline 15 mm. Te se pritrjujejo z žičniki 3,2x60 mm na razdalji 50 cm. Nanje bo nameščena toplotna izolacija, na koncu sledi še zaključni fasadni sloj.

3.2 Materialne karakteristike

Nosilna konstrukcija je sestavljena iz lesenih in jeklenih elementov z naslednjimi materialnimi karakteristikami.

- Les

Preglednica 3.1: Materialne karakteristike lesa

Table 3.1: Timber characteristics

	GL22h	GL28h	C24
$f_{m,k}$ [N/cm ²]	2140	2800	2400
$f_{t,0,k}$ [N/cm ²]	1510	1950	1400
$f_{t,90,k}$ [N/cm ²]	40	50	50
$f_{c,0,k}$ [N/cm ²]	2190	2650	2100
$f_{c,90,k}$ [N/cm ²]	250	300	250
$f_{v,k}$ [N/cm ²]	160	320	250
$E_{0,mean}$ [kN/cm ²]	1055	1260	1100
$E_{0,05}$ [kN/cm ²]	850	1020	740
G_{mean} [kN/cm ²]	65	78	69
ρ_k [kg/m ³]	375	410	350

- Jeklo S235 J0

$f_{y,k} = 23,5 \text{ kN/cm}^2$ - karakteristična meja elastičnosti jekla

$E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$ - elastični modul jekla

$\gamma_s = 78,5 \text{ kN/cm}^3$ - specifična teža jekla

4 ANALIZA OBTEŽB

4.1 Stalna obtežba

Stalno obtežbo konstrukcije določimo na podlagi sestav posameznih konstrukcijskih sklopov.

- Streha

sintetična tesnilna folija	0,0015 m	13,5 kN/m ³	0,02 kN/m ²
OSB plošča	0,018 m	6 kN/m ³	0,11 kN/m ²
TI	0,08 m	0,35 kN/m ³	0,03 kN/m ²
morali 5/8 cm		3,5 kN/m ³	0,01 kN/m ²
OSB plošča	0,018 m	6 kN/m ³	0,11 kN/m ²
TI	0,24 m	0,35 kN/m ³	0,08 kN/m ²
špirovci 8/24 cm na razdalji 50 cm		3,5 kN/m ³	0,13 kN/m ²
PVC			
letve 4/5 cm		3,5 kN/m ³	0,01 kN/m ²
mavčno-kartonske plošče	0,0125 m	9 kN/m ³	0,11 kN/m ²
Skupaj			0,48 kN/m ²

- Medetažna konstrukcija

parket/laminat	0,02 m	5,9 kN/m ³	0,12 kN/m ²
estrih	0,05 m	22 kN/m ³	1,10 kN/m ²
PVC			
TI/ZI	0,05 m	0,35 kN/m ³	0,02 kN/m ²
OSB plošča	0,018 m	6 kN/m ³	0,11 kN/m ²
stropniki 8/24 cm na razdalji 50 cm		3,5 kN/m ³	0,13 kN/m ²
letve 4/5 cm		3,5 kN/m ³	0,01 kN/m ²
mavčno-kartonske plošče	0,0125 m	9 kN/m ³	0,11 kN/m ²
Skupaj			1,47 kN/m ²

- Fasada

fasadni zaključni sloj	0,01 m	14,8 kN/m ³	0,15 kN/m ²
TI	0,1 m	0,35 kN/m ³	0,04 kN/m ²
OSB plošča	0,015 m	6 kN/m ³	0,09 kN/m ²
TI	0,16 m	0,35 kN/m ³	0,06 kN/m ²

morali 5/16 cm na razdalji 50 cm		3,5 kN/m ³	0,16 kN/m ²
PVC			
mavčno-kartonske plošče	0,0125 m	9 kN/m ³	0,11 kN/m ²
		Skupaj	0,44 kN/m ²

4.2 Koristna obtežba

- Medetažna konstrukcija

Glede na standard SIST EN 1991-1-1:2004 stanovanjski prostori spadajo v kategorijo A, za katere se predpostavlja koristna obtežba $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$. Pri koristni obtežbi upoštevamo tudi premične predelne stene, in sicer $0,5 \text{ kN/m}^2$.

Bivalni prostori (kategorija A)	$q_{k,A} = 2,0 \text{ kN/m}^2$
Premične predelne stene	$q_{k,p} = 0,5 \text{ kN/m}^2$
Skupna koristna obtežba	$q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$

- Streha

Streha spada v kategorijo H, to so strehe dostopne le za normalno vzdrževanje in popravila. Glede na standard SIST EN 1991-1-1:2004, koristna obtežba znaša $0,4 \text{ kN/m}^2$.

- Stopnišče

Koristna obtežba stopnišča znaša $2,0 \text{ kN/m}^2$.

4.3 Obtežba snega

Obtežbo s snegom določim po postopku, ki ga predpisuje standard SIST EN 1991-1-3:2004. Objekt se nahaja v kraju Gabrovka, na nadmorski višini 550 m. Glede na karto obtežbe s snegom določimo, da lokacija objekta spada v cono A2.

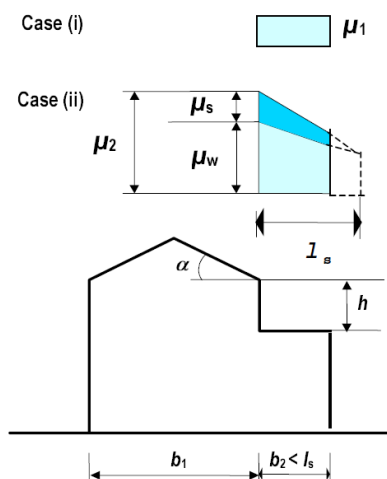
Karakteristična obtežba snega na tleh s_k 2,03 kN/m²

Obtežba snega na strehi

μ_i	0,8 (ravna streha)
C_e	1 (teren izpostavljen vetru)
C_t	1

Karakteristična obtežba snega na strehi s_k 1,62 kN/m²

Zaradi oblike stavbe, na strehi prve etaže upoštevamo kopičenje snega ob zidu po principu, kot ga predpisuje SIST EN 1991-1-3 (slika 4.1).



Slika 4.1: Oblikovni koeficient obtežbe snega za strehe, ki mejijo na višje objekte (EN 1991-1-3:2004)
Figure 4.1: Snow load shape coefficients for roofs abutting higher construction works (EN 1991-1-3:2004)

- Južna streha

Višina višjega dela h 2,9 m

Dolžina nižjega dela l_s 5,8 m

Širina strehe višjega dela b_1 5,1 m

Širina strehe nižjega dela 4,1 m

μ_1 0,80 nižja streha je ravna

μ_s 0,00 oblikovni koeficient obtežbe snega zaradi zdrsa snega z višje strehe

μ_v 2,86 oblikovni koeficient obtežbe snega zaradi vetra

μ_2 2,86

$\mu_{2.1}$ 0,84

s_{stena} 4,64 kN/m² obtežba snega ob steni

s_{rob} 1,36 kN/m² obtežba snega na robu

- Severna streha

Višina višjega dela h 2,9 m

Dolžina nižjega dela l_s 5,8 m

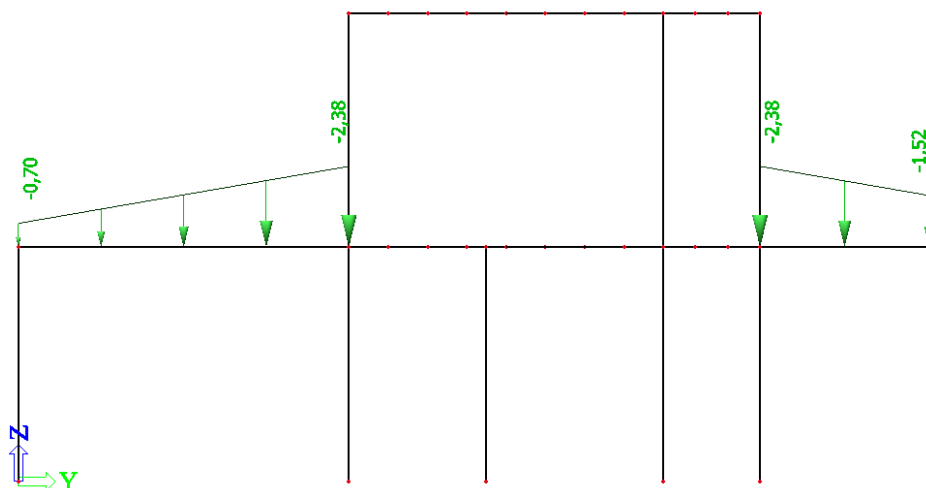
Širina strehe višjega dela b_1 5,1 m

Širina strehe nižjega dela 2,1 m

μ_1 0,80 nižja streha je ravna

μ_s 0,00 oblikovni koeficient obtežbe snega zaradi zdrsa snega z višje strehe

μ_w	2,86	oblikovni koeficient obtežbe snega zaradi vetra
μ_2	2,86	
$\mu_{2.1}$	1,82	
S_{stena}	4,64 kN/m ²	Obtežba snega ob steni
S_{rob}	2,96 kN/m ²	Obtežba snega na robu



Slika 4.2: Obtežba strehe zaradi kopičenja snega v kN/m
Figure 4.2: Drifted snow load arrangement in kN/m

4.4 Obtežba vetra

Obtežbo z vetrom določim glede na standard SIST EN 1991-1-4:2005. Objekt se nahaja v 1. vetrni coni, oblika terena spada v III. kategorijo, ki predstavlja področja z običajnim rastlinjem.

Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ 20 m/s

Osnovna hitrost vetra

C_{dir} 1,0

C_{season} 1,0

Osnovna hitrost vetra v_b 20 m/s

Osnovni tlak vetra

ρ 1,25 kg/m³

q_b 0,25 kN/m²

Višina objekta

h 5,8 m

b 11,3 m $b > h \rightarrow$ Predpostavimo enakomerne pritiske po višini objekta

Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra

$C_e(h)$ 1,35

$q_p(h)$ 0,34 kN/m²

- Veter v smeri X

Oblika objekta

d 14,6 m

b 11,3 m

h 5,8 m

Razmerje med širino in višino

h/d 0,40

Koeficienti zunanega tlaka

 $C_{pe,D}$ 0,72 $C_{pe,E}$ -0,34

Pritiski in srki vetra na površine

 $q_p(D)$ 0,24 kN/m² $q_p(E)$ - 0,11 kN/m²

- Veter v smeri Y

Oblika objekta

d 11,3 m

b 14,6 m

h 5,8 m

Razmerje med širino in višino

h/d 0,51

Koeficienti zunanega tlaka

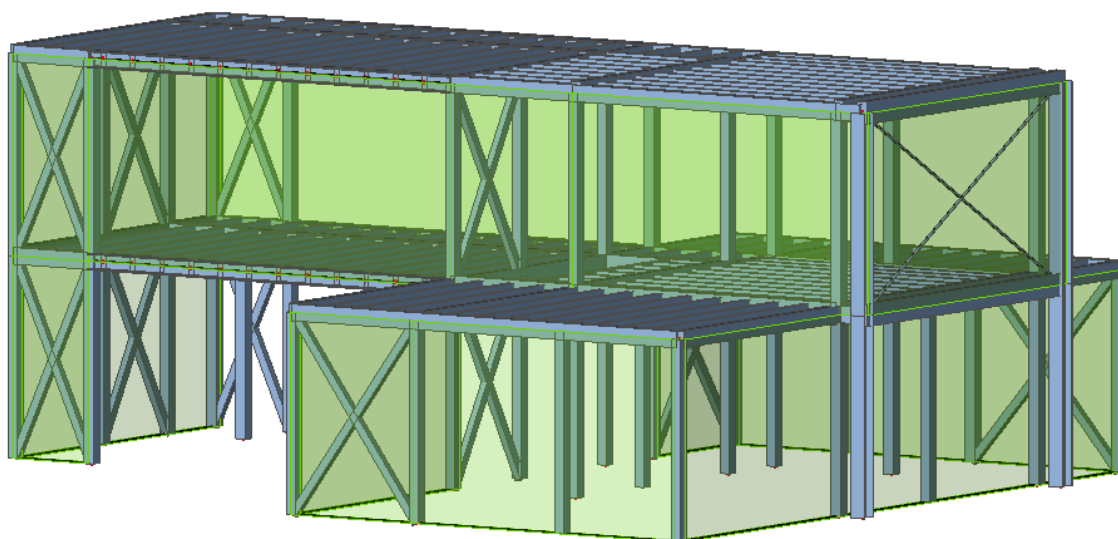
 $C_{pe,D}$ 0,73 $C_{pe,E}$ -0,37

Pritiski in srki vetra na površine

 $q_p(D)$ 0,25 kN/m² $q_p(E)$ -0,12 kN/m²

5 ANALIZA NOSILNE KONSTRUKCIJE

Objekt smo modelirali v programu Scia Engineer (SCIA, 2015). Konstrukcija (slika 5.1) je sestavljena pretežno iz lesenih elementov različnih prerezov. Na določenih mestih smo, zaradi velikih razponov in zagotavljanja večje togosti konstrukcije, uporabili tudi jeklene elemente. Konstrukcija je zasnovana kot lesen, členkast okvir z lesenimi diagonalami. Horizontalni elementi služijo predvsem prenosu gravitacijske obtežbe do glavnih stebrov, leseno povezje pa prevzema horizontalno obtežbo – obtežbo vetra in seizmično obtežbo. Posamezni elementi so med seboj členkasto spojeni, razlika je le pri stiku med leseno gredo in jeklenim stebrom, kjer smo zaradi zagotavljanja togosti konstrukcije zasnovali momentni spoj. Podpore lesenih elementov smo modelirali kot nepomične členkaste, podpore jeklenih stebrov pa kot toge. S programom smo izvedli statično analizo konstrukcije in kontrolirali nosilnosti posameznih prerezov. V nadaljevanju so prikazani samo povzetki rezultatov, podrobni izpisi izračunov so priloženi v prilogah.



Slika 5.1: Računalniški model konstrukcije
Figure 5.1: Computer construction model

5.1 Obtežbe in obtežne kombinacije

Pri statični analizi konstrukcije smo upoštevali vplive lastne in stalne obtežbe, obtežbe zaradi snega in vetra, ter koristno obtežbo. Prikaz razporeditve posameznih obtežb je grafično prikazan v prilogi A v poglavju 3. V preglednici 5.1 so navedene kombinacije obtežb, ki smo jih uporabili pri analizi.

Table 5.1: Load combinations and combination factors

Obtežba kombinacija		lastna teža	stalna teža	fasada	koristna obtežba	sneg	veterX	veterY
		g _l	g _s	g _f	q	s	w _x	w _y
Mejno stanje nosilnosti	MSN1	1,35	1,35	1,35	1,50	0,75		
	MSN2	1,35	1,35	1,35	1,50	0,75	0,90	
	MSN3	1,35	1,35	1,35	1,50	0,75		0,90
	MSN4	1,35	1,35	1,35	1,05	1,50	0,90	
	MSN5	1,35	1,35	1,35	1,05	1,50		0,90
	MSN6	1,35	1,35	1,35	1,05	0,75	1,50	
	MSN7	1,35	1,35	1,35	1,05	0,75		1,50
	MSN8	1,00	1,00	1,00			1,50	
	MSN9	1,00	1,00	1,00				1,50
Mejno stanje uporabnosti	MSU1k	1,00	1,00	1,00			1,00	
	MSU2k	1,00	1,00	1,00				1,00
	MSU3k	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50		
	MSU4k	1,00	1,00	1,00	0,70	1,00		
	MSU5k	1,00	1,00	1,00	0,70	0,50	1,00	
	MSU6k	1,00	1,00	1,00	0,70	0,50		1,00

5.2.1 Zasnova

3,2x60 mm pritrjene OSB/3 plošče, debeline 18 mm.

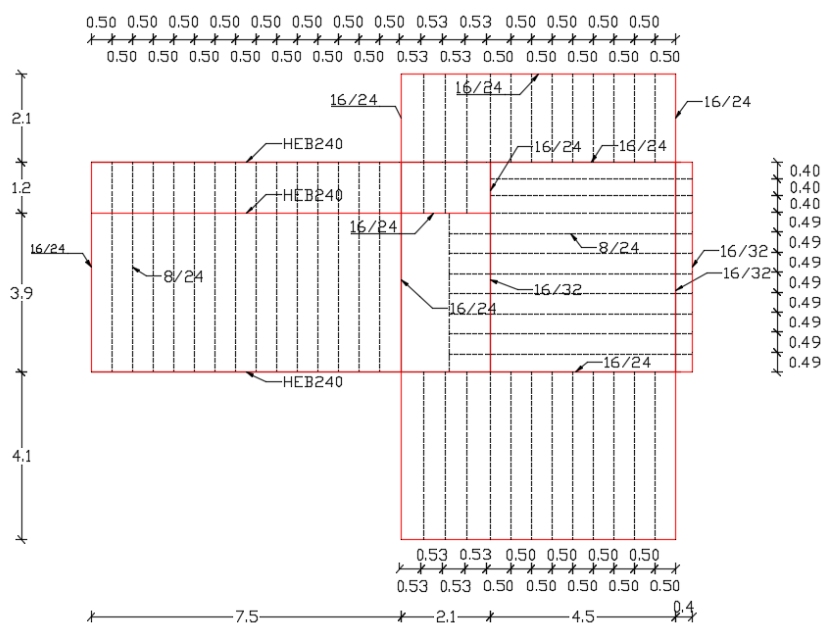


Figure 5.2: First floor elements plan

5.2.2 OSB plošče

- Obtežba

Stalna obtežba $g_s = 1,47 \text{ kN/m}^2$

Koristna obtežba $q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

mejno stanje nosilnosti: $q_{MSN} = 1.35 \cdot g_s + 1.5 \cdot q$

$q_{Ed} = 5,7 \text{ kN/m}^2$

- Dimenzioniranje OSB plošč

Dimenzioniranje OSB plošč izvedemo na podlagi podatkov in tabel, ki jih podaja proizvajalec plošč. Preglednica 5.2 prikazuje odvisnost največjega razpona med posameznimi stropniki glede na projektno obtežbo. V našem primeru največji razpon znaša 53 cm, projektna obtežba pa $5,7 \text{ kN/m}^2$

Preglednica 5.2: Dovoljeni razponi glede na projektno obremenitev [kN/m^2] (Agepan, 2017)
Table 5.2: Allowable span for design load [kN/m] (Agepan, 2017)

	12	15	18	22	25
l (m)	Dicke (in mm)				
0,20	22,01	34,41	47,41	70,85	91,52
0,25	14,06	21,99	30,30	45,30	58,52
0,30	9,74	15,24	21,01	31,42	40,59
0,35	7,14	11,18	15,41	23,05	29,78
0,40	5,45	8,54	11,77	17,61	22,77
0,45	4,22	6,72	9,28	13,89	17,96
0,50	3,06	5,43	7,50	11,23	14,52
0,55	2,28	4,47	6,18	9,25	11,97
0,60	1,74	3,45	5,17	7,76	10,04
0,625	1,53	3,04	4,76	7,14	9,24
0,65	1,35	2,69	4,39	6,59	8,53
0,70	1,07	2,14	3,74	5,66	7,33
0,75	0,86	1,72	3,02	4,92	6,37
0,80	0,69	1,40	2,47	4,30	5,58
0,833	0,60	1,23	2,18	3,96	5,13
0,90	0,46	0,96	1,70	3,17	4,38
0,95	0,38	0,80	1,43	2,68	3,91
1,00	0,32	0,67	1,21	2,28	3,39
Max. zul. Flächenlast q_{max} gemäß Spannungsnachweis/Gebrauchstauglichkeit l = vorh. Unterstützungsabstand					

V zgornji tabeli za razpon 0,53 m ni podane največje dovoljene projektne obtežbe, zato vrednosti linearno interpoliramo.

$$L = 0,53 \text{ m} \rightarrow q_{max} = 6,97 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Ed} = 5,7 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Ed} < q_{max} \rightarrow 5,7 \text{ kN/m}^2 < 6,97 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK!}$$

5.2.3 Kontrola stropnika 8/24 cm

Kontrolo stropnika izvedemo s programom Scia Engineer. V nadaljevanju so podani samo ključni podatki, podroben postopek izračuna je priložen v prilogi A – poglavje 5.4.1.

- Kontrola mejnega stanja nosilnosti

Kontroliram element B142

Prerez: 8/24 cm

Material: les C24

- Obremenitve

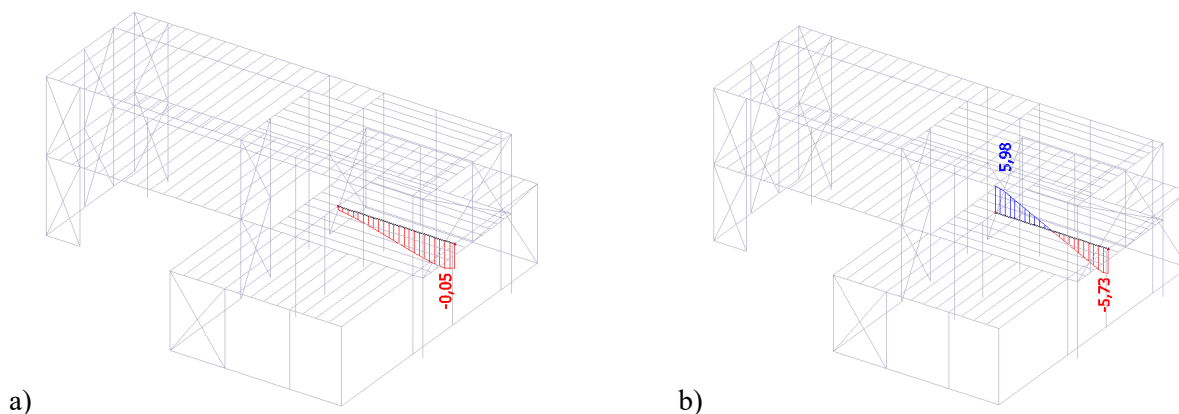
Kritična obtežna kombinacija: MSN1

$$N_{Ed} = -0,1 \text{ kN}$$

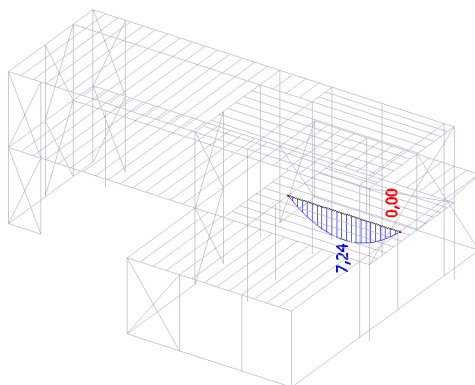
$$M_{Ed} = 7,2 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 0,3 \text{ kN}$$

Diagrami notranjih sil:



Slika 5.3: Prikaz NSK (notranjih statičnih količin) v stropniku: a) osna sila [kN], b) prečna sila [kN]
Figure 5.3: Internal forces in the flooring element: a) axial force [kN], b) shear force [kN]



Slika 5.4: Upogibni moment v stropniku [kNm]
Figure 5.4: Bending moment in the flooring element [kNm]

Kontrola nosilnosti **0,567 < 1,0**

Kontrola stabilnosti **0,610 < 1,0**

Element zadosti vsem pogojem mejnega stanja nosilnosti!

- Kontrola mejnega stanja uporabnosti
 - Kontrola začetnega povesa w_{inst}

Upoštevam poves pri karakteristični kombinaciji vplivov MSU3k. Največji poves pri stropniku 8/24 cm v prvi etaži zanaša 10,9 mm.

Največji dovoljeni poves $L/300$

L	450 cm			
$w_{inst,max}$	15,0 mm	>	10,9 mm	OK!

- Kontrola končnega povesa w_{fin}

$w_{inst,g}$	4,3 mm	Poves zaradi stalne obtežbe
$w_{inst,q1}$	6,6 mm	Poves zaradi koristne obtežbe
k_{def}	0,8	2. razred uporabe
w_{fin}	15,9 mm	

Največji dovoljeni končni poves $w_{fin,max}$ znaša $L/250$

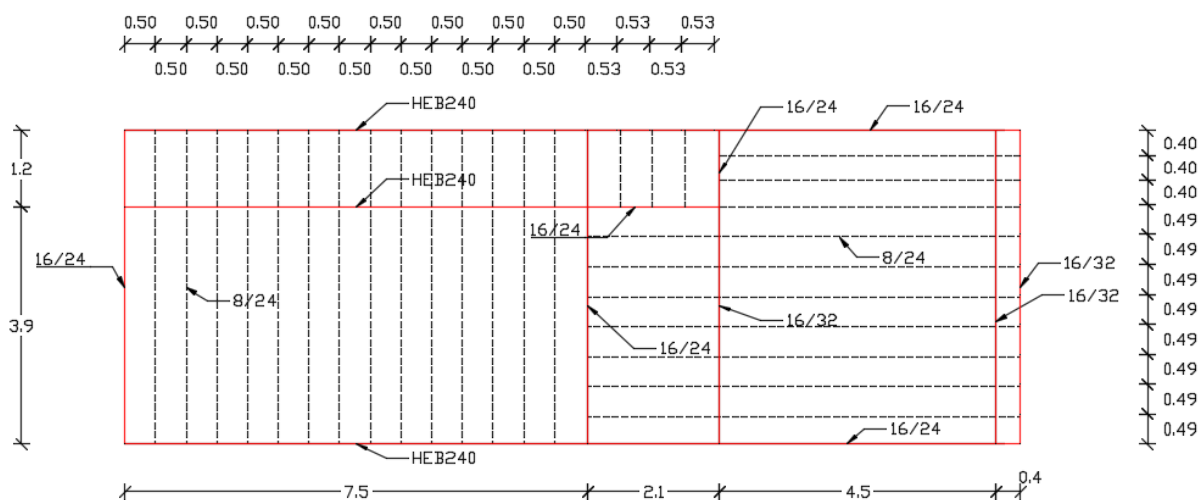
L	450 cm			
$w_{fin,max}$	18,0 mm	>	15,9 mm	OK!

Element zadosti vsem pogojem mejnega stanja uporabnosti!

5.3 Strešna plošča

5.3.1 Zasnova

Strešna plošča bo izvedena z lesenimi špirovci dimenzij 8/24 cm, prečno nanje bodo z žičniki 3,2x60 mm pritrjene OSB/3 plošče, debeline 18 mm.



Slika 5.5: Zasnova strešne plošče
Figure 5.5: Roof elements plan

5.3.2 OSB plošče

- Obtežba

Stalna obtežba $g_s = 0,45 \text{ kN/m}^2$

Koristna obtežba $q = 0,40 \text{ kN/m}^2$

Obtežba snega $s = 1,62 \text{ kN/m}^2$

mejno stanje nosilnosti: $q_{MSN} = 1,35 \cdot g_s + 1,5 \cdot s + 1,05 \cdot q$

$q_{Ed} = 3,46 \text{ kN/m}^2$

- Dimenzioniranje OSB plošč

Največjo dovoljeno obremenitev OSB plošč določimo na podlagi preglednice 5.2. Pri razponu 53 cm ta znaša $6,97 \text{ kN/m}^2$, kar je manj od projektne obremenitve, ki znaša $3,5 \text{ kN/m}^2$.

5.3.3 Kontrola špirovca 8/24 cm

- Kontrola mejnega stanja nosilnosti

Kontrolo špirovca izvedemo s programom Scia Engineer. V nadaljevanju so podani samo ključni podatki, podroben postopek izračuna je priložen v prilogi A – poglavje 5.4.2.

Kontroliram element B211

Prerez: 8/24 cm

Material: les C24

- Obremenitve

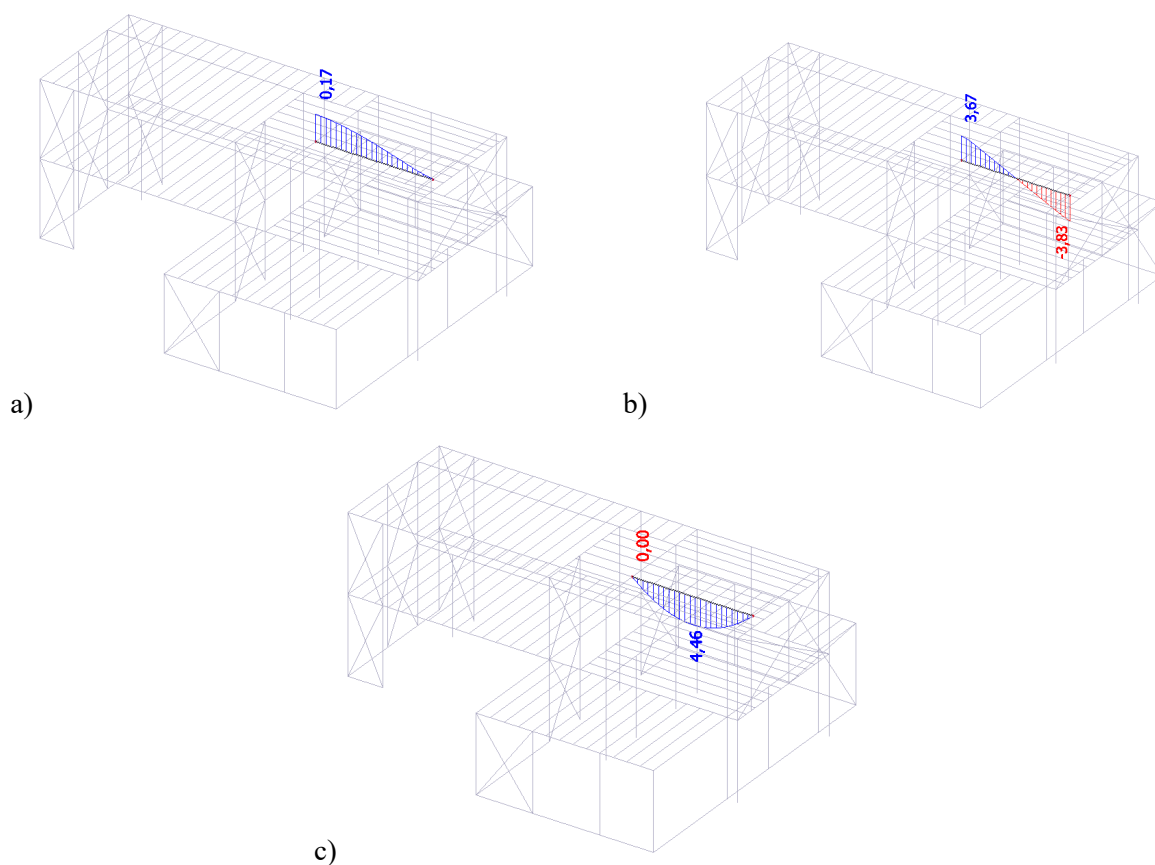
Kritična obtežna kombinacija: MSN4

$$N_{Ed} = 0,1 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 4,5 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = -0,2 \text{ kN}$$

Diagrami notranjih sil



Slika 5.6: Prikaz NSK za špirovec: a) osna sila [kN], b) prečna sila [kN] ter c) upogibni moment [kNm]
Figure 5.6: Internal forces in a rafter: a) axial force [kN], b) shear force [kN], c) bending moment [kNm]

Kontrola nosilnosti $0,35 < 1,0$

Kontrola stabilnosti $0,38 < 1,0$

Element zadosti vsem pogojem mejnega stanja nosilnosti!

- Kontrola mejnega stanja uporabnosti
 - Kontrola začetnega povesa w_{inst}

Upoštevam poves pri karakteristični kombinaciji vplivov MSU4k. Največji poves pri stropniku 8/24 cm v drugi etaži zanaša 6,6 mm.

Največji dovoljeni poves $L/300$

L 450 cm

$w_{inst,max}$ 15,0 mm > 6,6 mm OK!

- Kontrola končnega povesa w_{fin}

Kontrolo končnega povesa izvedemo pri navidezno-stalni obtežni kombinaciji

$w_{inst,g}$	1,5 mm	Poves zaradi stalne obtežbe
$w_{inst,q1}$	4,3 mm	Poves zaradi obtežba snega
$w_{inst,q2}$	0,8 mm	Poves zaradi koristne obtežbe
k_{def}	0,8	2. razred uporabe

w_{fin} 8,0 mm

Največji dovoljeni končni pomik $w_{fin,max}$ znaša $L/250$

L 450 cm

$w_{inst,max}$ 18,0 mm > 8,0 mm OK!

Element zadosti vsem kontrolam mejnega stanja uporabnosti!

5.4 Dimenzioniranje nosilnih lesenih gred

5.4.1 Lesena greda 16/24 cm

Kontroliram element B290.

Prerez: 16/24 cm

Material: Lepljen lameliran les GL28h

- Obremenitve

Kritična obtežna kombinacija: MSN5

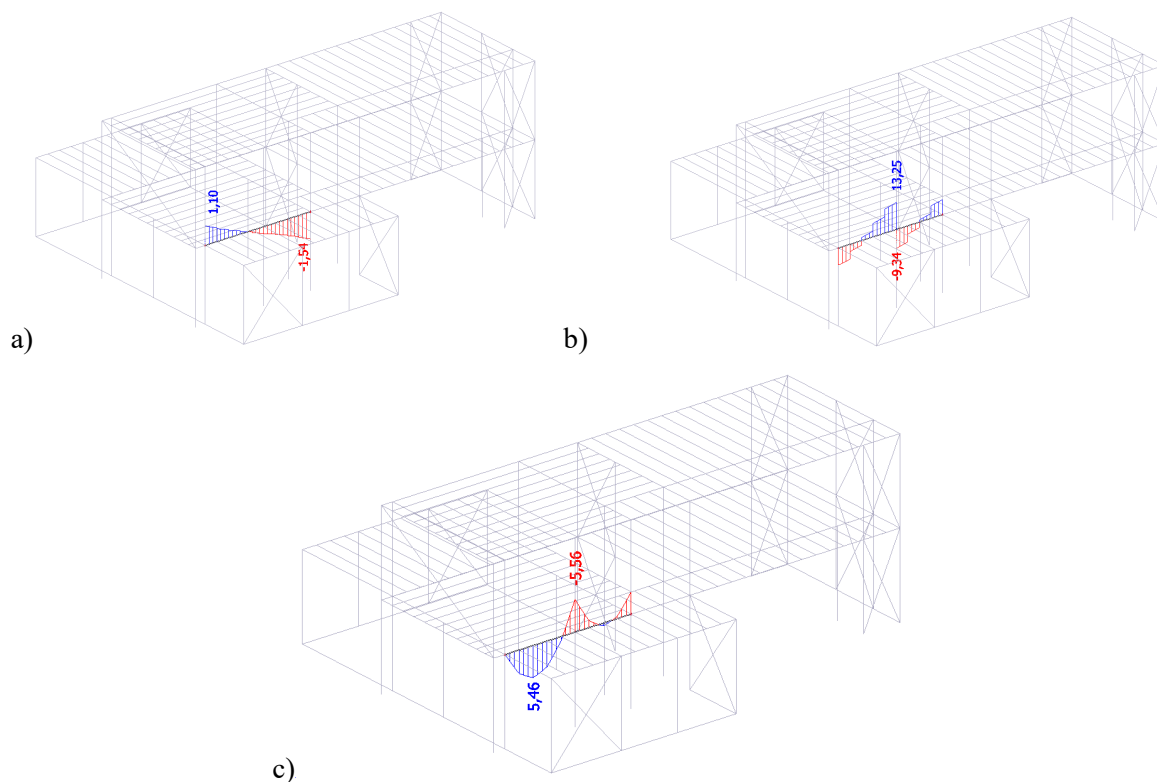
Notranje sile:

$$N_{Ed} = -0,2 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -5,6 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 13,3 \text{ kN}$$

Diagrami notranjih sil:



Slika 5.7: Prikaz NSK v gredi 16/24 cm: a) osna sila [kN], b) prečna sila [kN], ter c) upogibni moment [kNm]

Figure 5.7: Internal forces in a beam 16/24 cm: a) axial force [kN], b) shear force [kN], c) bending moment [kNm]

- Kontrola mejnega stanja nosilnosti

Kontrola nosilnosti in stabilnosti elementa je bila izvedena s programom Scia Engineer, celoten izpis je priložen v prilogi A – poglavje 5.4.3. Največja izkoriščenost nosilnosti elementa znaša 34%, kar pomeni, da izbran element zadosti vsem pogojem mejnega stanja nosilnosti.

5.4.2 Lesena greda 16/32 cm

Kontroliram element B30.

Prerez: 16/32 cm

Material: Lepljen lameliran les GL28h

- Obremenitve

Kritična obtežna kombinacija: MSN4

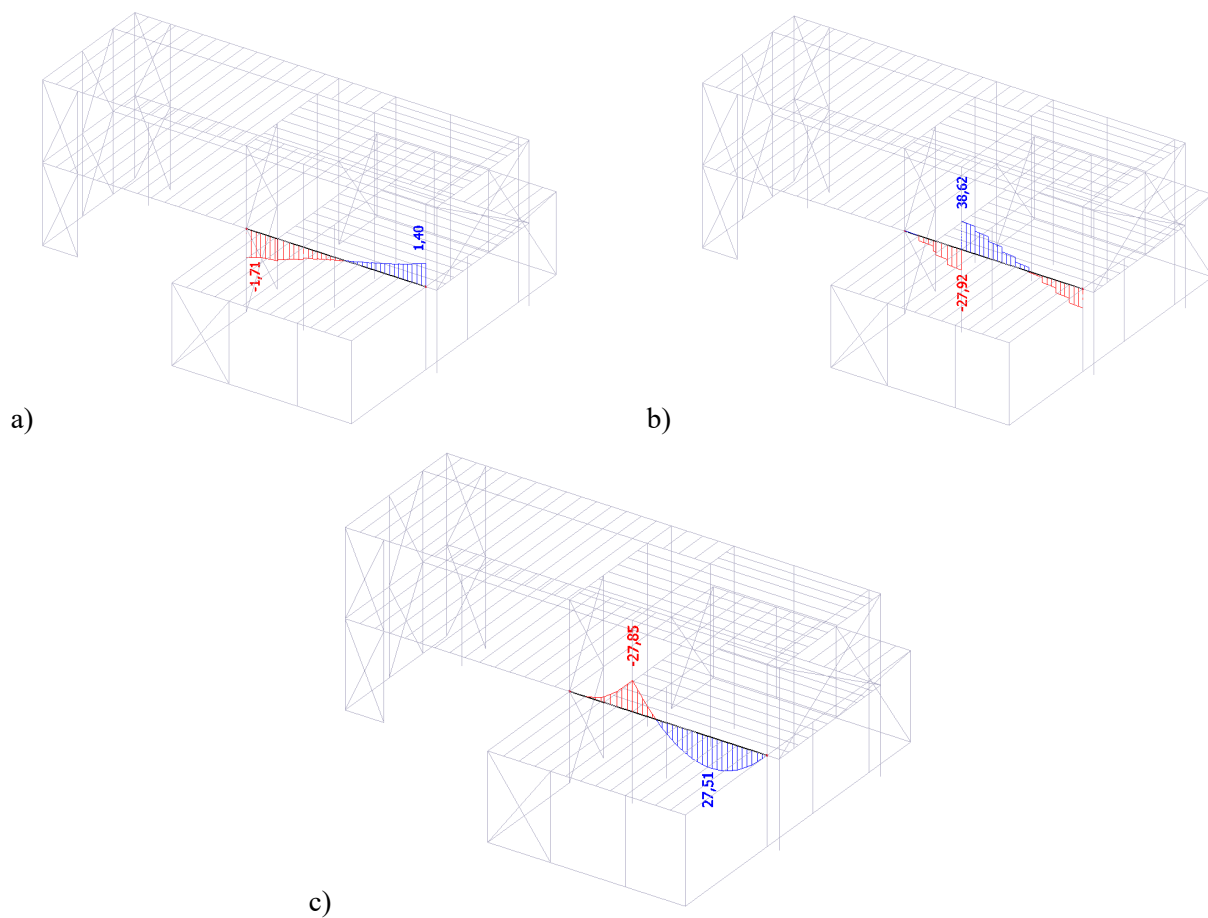
Notranje sile:

$$N_{Ed} = -0,8 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -27,6 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = -27,9 \text{ kN}$$

Diagrami notranjih sil:



Slika 5.8: Prikaz NSK v gredi 16/32 cm: a) osna sila [kN], b) prečna sila [kN], c) upogibni moment [kNm]

Figure 5.8: Internal forces in a beam 16/32 cm: a) axial force [kN], b) shear force [kN], c) bending moment [kNm]

- Kontrola mejnega stanja nosilnosti

Kontrola nosilnosti in stabilnosti elementa je bila izvedena s programom Scia Engineer, celoten izpis je priložen v prilogi A – poglavje 5.4.4. Največja izkoriščenost nosilnosti elementa znaša 88%, kar pomeni, da izbran element zadosti vsem pogojem mejnega stanja nosilnosti.

5.5 Dimenzioniranje jeklenega nosilca – HEB 240

Kontroliram element B64.

Prerez: HEB 240

Material: Jeklo S235

- Obremenitve

Kritična obtežna kombinacija: MSN4

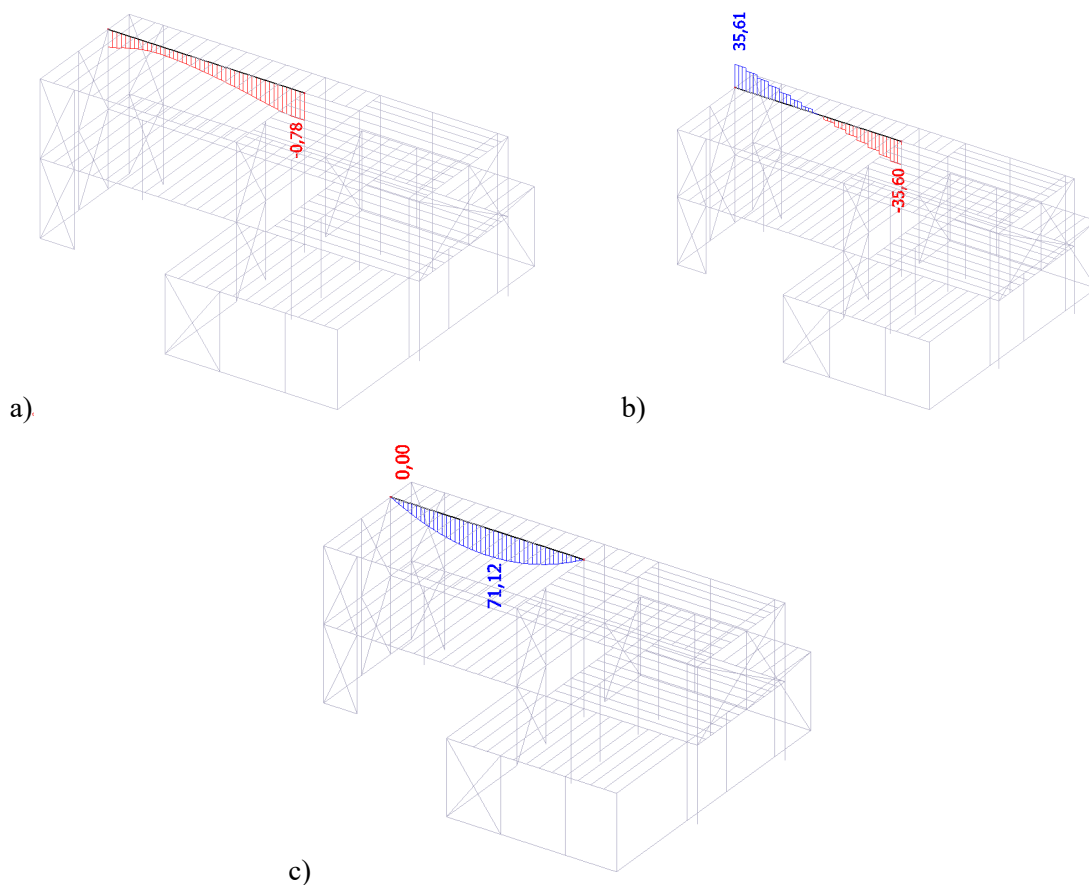
Notranje sile:

$$N_{Ed} = -0,4 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 69,5 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = -5,2 \text{ kN}$$

Diagrami notranjih sil:



Slika 5.9: Prikaz NSK v jeklenem nosilcu: a) osna sila [kN], b) prečna sila [kN], c) upogibni moment [kNm]

Figure 5.9: Internal forces in a steel beam: a) axial force [kN], b) shear force [kN], c) bending moment [kNm]

- Kontrola mejnega stanja nosilnosti

Kontrola nosilnosti in stabilnosti elementa je bila izvedena s programom Scia Engineer, celoten izpis je priložen v prilogi A – poglavje 5.4.5. Največja izkoriščenost nosilnosti elementa znaša 33%, kar pomeni, da izbran element zadosti vsem pogojem mejnega stanja nosilnosti. Element je z vidika mejnega stanja nosilnosti neizkoriščen, kritična je kontrola mejnega stanja uporabnosti.

5.6 Dimenzioniranje lesenega stebra 16/16 cm

Kontroliram element B6.

Prerez: 16/16 cm

Material: Lepljen lameliran les GL22h

- Obremenitve

Kritična obtežna kombinacija: MSN4

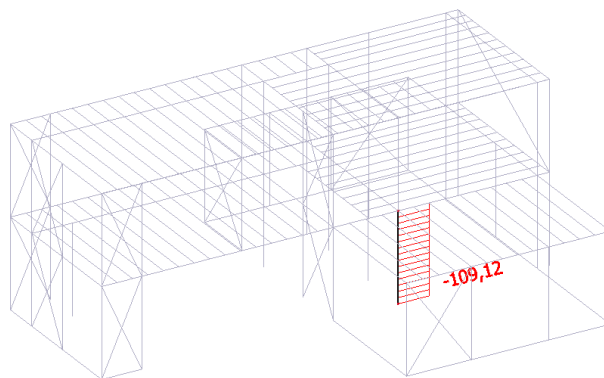
Notranje sile:

$$N_{Ed} = -109,1 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

Diagrami notranjih sil:



Slika 5.10: Diagram osne sile v lesenem stebri [kN]
Figure 5.10: Diagram of axial force in a timber column [kN]

- Kontrola mejnega stanja nosilnosti

Kontrola nosilnosti in stabilnosti elementa je bila izvedena s programom Scia Engineer, celoten izpis je priložen v prilogi A – poglavje 5.4.6. Največja izkoriščenost nosilnosti elementa znaša 36%, kar pomeni, da izbran element zadosti vsem pogojem mejnega stanja nosilnosti.

5.7 Dimenzioniranje jeklenega stebra – HEB 240

Kontroliram element B343.

Prerez: HEB 240

Material: Jeklo S235

- Obremenitve

Kritična obtežna kombinacija: MSN7

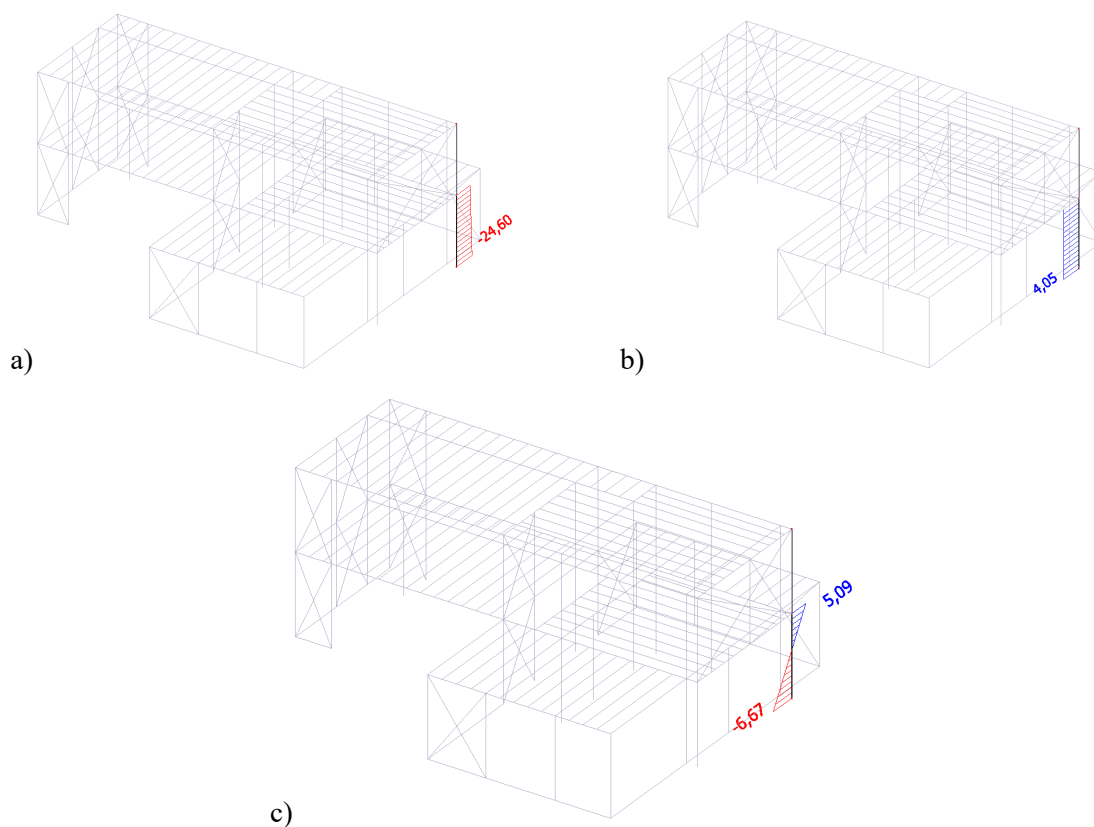
Notranje sile:

$$N_{Ed} = -24,6 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -6,7 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 4,1 \text{ kN}$$

Diagrami notranjih sil:



Slika 5.11: Prikaz NSK v jeklenem stebri: a) osna sila [kN], b) prečna sila [kN], c) upogibni moment [kNm]

Figure 5.11: Internal forces in a steel column: a) axial force [kN], b) shear force [kN], c) bending moment [kNm]

- Kontrola mejnega stanja nosilnosti

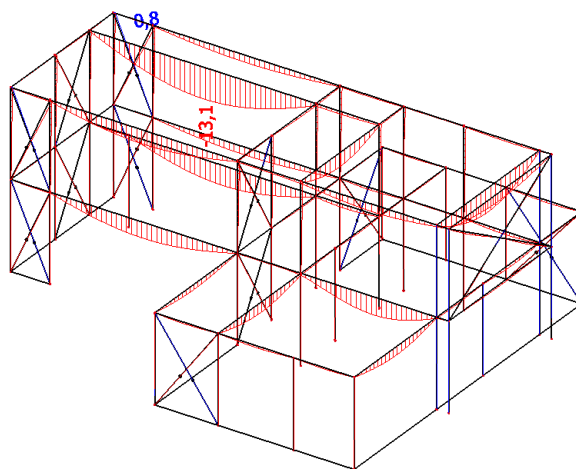
Kontrola nosilnosti in stabilnosti elementa je bila izvedena s programom Scia Engineer, celoten izpis je priložen v prilogi A – poglavje 5.4.7. Največja izkoriščenost nosilnosti elementa znaša 3%, kar pomeni, da izbran element sicer zadosti vsem kontrolam mejnega stanja nosilnosti, vendar je zelo neizkoriščen. Takšen prerez je bil izbran zaradi zagotavljanja togosti konstrukcije.

5.8 Kontrola mejnega stanja uporabnosti

5.8.1 Kontrola povesa elementov

- Začetni poves

Največji začetni poves glavne nosilne konstrukcije se izvrši na elementu B64 (slika 5.12) pri obtežni kombinaciji MSUk4. Ta znaša 13,1 mm. Standard SIST EN 1995-1-1:2005 omejuje začetni poves prostoležečega nosilca na $L/300$, pri čemer L predstavlja razdaljo med dvema podporama. V našem primeru je razdalja med podporama 750 cm, kar pomeni, da največji začetni dovoljeni pomik znaša 25 mm.



Slika 5.12: Začetni povesi glavne nosilne konstrukcije v mm pri obtežni kombinaciji MSUk4

Figure 5.12: Instantaneous deflections of the loadbearing construction in mm for load combination MSUk4

- Končni poves

Kontrolo končnega povesa izvedemo pri navidežno-stalni obtežni kombinaciji.

$w_{inst,g}$	4,3 mm	Poves zaradi stalne obtežbe
$w_{inst,q1}$	7,4 mm	Poves zaradi obtežbe snega
$w_{inst,q2}$	1,4 mm	Poves zaradi koristne obtežbe
k_{def}	0,8	2. razred uporabe
w_{fin}	18,1 mm	

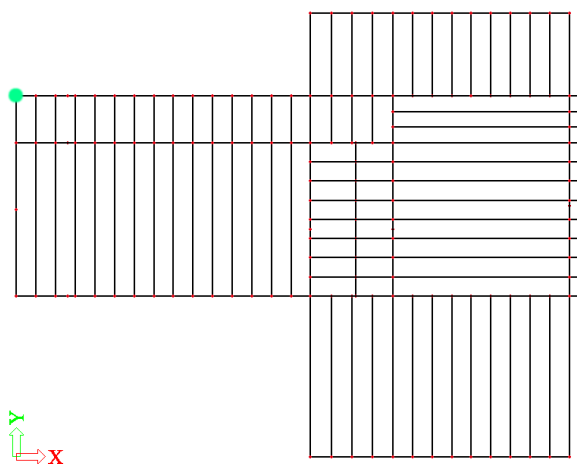
Največji dovoljeni končni povos $w_{fin,max}$ znaša $L/250$

L 750 cm
 $w_{inst,max}$ 30,0 mm > 18,1 mm

Povesi so v dovoljenih mejah.

5.8.2 Kontrola horizontalnega pomika

Kontrolo horizontalnega pomika izvedemo v skladu s standardom SIST EN 1990:2004 dodatek A1. Ta omejuje zamik posamezne etaže na $H_i/300$, kar v našem primeru pomeni 0,97 cm. Pomike konstrukcije smo odčitali pri obtežni kombinaciji MSUk5 za smer X in obtežni kombinaciji MSUk6 za smer Y. Pomiki so prikazan v preglednici 5.3, mesto odčitanih pomikov pa na sliki 5.13.



Slika 5.13: Mesto odčitanih pomikov
Figure 5.13: Displacement reading location

Preglednica 5.3: Pomiki konstrukcije

Table 5.3: Structure displacement

Etaža	Dx	Dy	d_{rX} (cm)	d_{rY} (cm)	h (cm)	$h/300$ (cm)
2	0,13	0,07	0,10	0,04	290	0,97
1	0,03	0,03	0,03	0,03	290	0,97

Horizontalni zamiki etaž so v dovoljenih mejah.

Standard predpisuje tudi omejitev skupnega pomika na vrhu konstrukcije na $H/500$. V našem primeru ta znaša 1,2 cm. Največji pomik konstrukcije se zgodi pri obtežni kombinaciji MSUk5 in znaša 0,13 cm, kar pomeni, da so dejanski pomiki manjši od dovoljenih.

5.9 Potresna analiza

Objekt se nahaja v kraju Gabrovka, za katerega je predpisan projektni pospešek tal $a_g = 0,175 g$. Glede na geološke podatke izberemo tip tal B, ki predstavlja zelo gost pesek, debeline vsaj nekaj deset metrov. (SIST EN 1998-1:2005)

5.9.1 Mase

Maso konstrukcije določimo na podlagi lastne, stalne in koristne obtežbe, z upoštevanjem ustreznih faktorjev ϕ in ψ_2 za spremenljive vplive, ki jih predpisuje standard SIST EN 1998-1:2005. Vrednosti ϕ so odvisne od zasedenosti etaž in kategorije uporabe prostora. V našem primeru ta znaša 1,0 za streho in 0,5 za prvo etažo. V računskem modelu smo predpostavili, da medetažne plosče tvorijo toge diafragme, zato smo maso dodali točkovno, v središčni točki posamezne etaže.

stalna obtežba bivalnega dela	$g_{k,e}$	1,47 kN/m ²
stalna obtežba strehe	$g_{k,s}$	0,48 kN/m ²
teža fasade	$g_{k,f}$	0,60 kN/m ²
koristna obtežba bivalnega dela ($\psi_2 = 0,3$)	$q_{k,e}$	2,5 kN/m ²
koristna obtežba streha ($\psi_2 = 0$)	$q_{k,s}$	0,4 kN/m ²
sneg ($\psi_2 = 0$)	s	1,62 kN/m ²

Masa 1. etaže

ρ	0,5
$A_{strehe1}$	40,9 m ²
$A_{bivalni}$	69,5 m ²
m_1	21,0 t

Masa 2. etaže

ρ	1,0
$A_{strehe2}$	74,0 m ²
m_2	7,1 t

Masa konstrukcije 10,1 t

Masa celotne stavbe

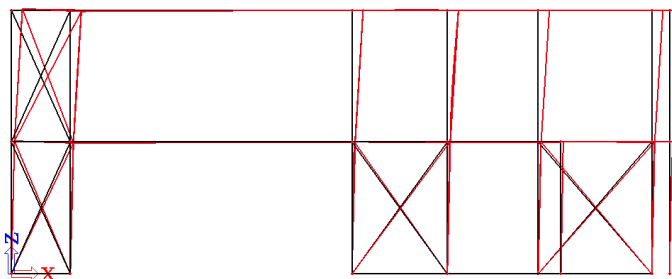
M 38,2 t

5.9.2 Faktor obnašanja konstrukcije

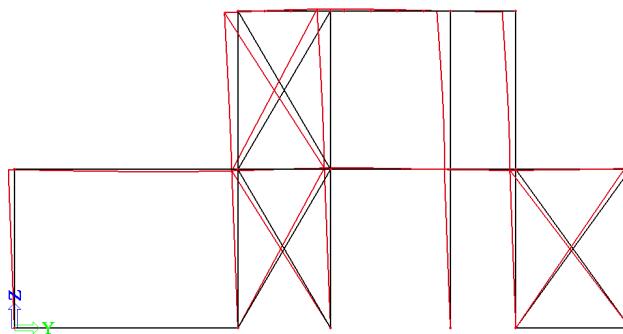
Faktor obnašanja konstrukcije določimo na podlagi tipa nosilne konstrukcije in sposobnosti sipanja energije. Obravnavana konstrukcija ima srednjo sposobnost sipanja energije (DCM), faktor obnašanja q pa znaša 2,0.

5.9.3 Nihajni časi in nihajne oblike konstrukcije

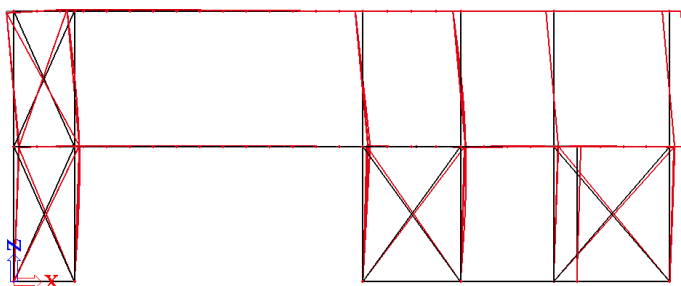
Nihajne čase in nihajne oblike določimo s pomočjo programa Scia Engineer (SCIA, 2015) z modalno analizo. Najvišji nihajni čas konstrukcije znaša 0,25 s. Na slikah 5.14, 5.15, 5.16 so prikazane prve tri nihajne oblike konstrukcije.



Slika 5.14: Prva nihajna oblika
Figure 5.14: First vibration mode



Slika 5.15: Druga nihajna oblika
Figure 5.15: Second vibration mode



Slika 5.16: Tretja nihajna oblika
Figure 5.16: Third vibration mode

5.9.4 Etažne prečne sile

Na podlagi projektnega spektra pospeškov smo z modalno analizo izračunali horizontalne sile, ki delujejo na stavbo v primeru potresa s povratno dobo 475 let. V preglednici 5.4 je prikazan razpored horizontalnih sil po etažah objekta.

Preglednica 5.4: Razpored horizontalnih sil po etažah
Table 5.4: Lateral load distribution through storeys

Etaža	Smer X [kN]	Smer Y [kN]
2	40,3	39,4
1	74,1	81,9

5.9.5 Naključna torzija

Pojav naključne torzije smo v modelu upoštevali tako, da smo na višini etaž nanegli momente okoli osi Z. Velikost momentov smo določili na podlagi etažnih prečnih sil in ekscentričnosti, ki znaša 5% dolžine najdaljše stranice etaže, pravokotno na smer delovanja obtežbe. Dobili smo momenta iz smeri X in Y, ki smo ju nato združili po SRSS kombinaciji. Velikosti momentov so prikazane v preglednici 5.5.

Preglednica 5.5: Torzijski momenti slučajne ekscentričnosti
Table 5.5: Torsional moment of accidental eccentricity

Etaža	$H_{tot,x}$ [kN]	$H_{tot,y}$ [kN]	$F_{x,i}$ [kN]	$M_{x,i}$ [kNm]	$F_{y,i}$ [kN]	$M_{y,i}$ [kNm]	M [kNm]
2	40,3	39,4	40,3	29,2	39,4	22,3	36,6
1	74,1	81,9	33,8	24,5	42,5	24,0	34,5

5.9.6 Kontrola lesenega povezja 10/12 cm

Predpostavimo, da leseni elementi povezja prevzemajo horizontalno obtežbo tako v tlaku, kot tudi v nategu.

Kontroliram element B359.

Prerez: 10/12 cm

Material: masiven les C24

- Obremenitve

Kritična obtežna kombinacija: Potresna kombinacija1

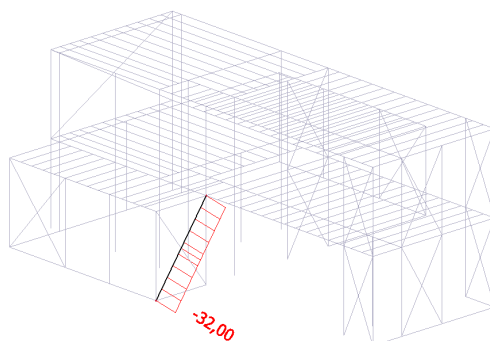
Notranje sile:

$$N_{Ed} = -32,0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

Diagram notranjih sil:



Slika 5.17: Diagram osne sile v lesenem povezju [kN]
Figure 5.17: Diagram of axial force in a timber bracing [kN]

- Kontrola mejnega stanja nosilnosti

Kontrola nosilnosti in stabilnosti elementa je bila izvedena s programom Scia Engineer, celoten izpis je priložen v prilogi A – poglavje 6.7.1. Največja izkoriščenost nosilnosti elementa znaša 23%, kar pomeni, da izbran element zadosti vsem pogojem mejnega stanja nosilnosti.

5.9.7 Kontrola lesenega stebra 16/16 cm

Konstrukcija prevzema horizontalno obremenitev preko centričnih povezij. Stebri neposredno ne prevzemajo potresnih sil, se pa zaradi priključitve diagonal pod kotom, v stebrih pojavljajo dodatne osne sile. Zato je potrebno posebno pozornost nameniti tudi stebrom ob centričnih povezjih.

Kontroliram element B2.

Prerez: 16/16 cm

Material: Lepljen lameliran les GL22h

- Obremenitve

Kritična obtežna kombinacija: Potresna kombinacija 1

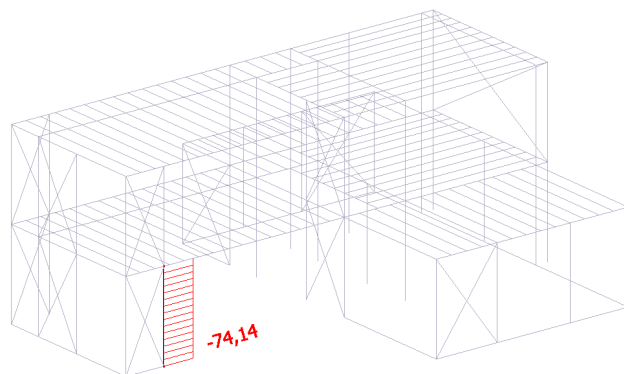
Notranje sile:

$$N_{Ed} = -74,1 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

Diagrami notranjih sil:



Slika 5.18: Diagram osne sile v lesenem stebri [kN]
 Figure 5.18: Diagram of axial force in a timber column [kN]

- Kontrola mejnega stanja nosilnosti

Kontrola nosilnosti in stabilnosti elementa je bila izvedena s programom Scia Engineer, celoten izpis je priložen v prilogi A – poglavje 6.7.2. Največja izkoriščenost nosilnosti elementa znaša 19%, kar pomeni, da izbran element zadosti vsem pogojem mejnega stanja nosilnosti.

5.9.8 Kontrola jeklenega povezja – palica $\Phi 12$ mm

Jekleno povezje prevzema samo natezne obremenitve, za tlačno obremenjeno diagonalo predpostavimo, da se izkloni.

Kontroliram element B345.

Prerez: palica $\Phi 12$ mm

Material: Jeklo S235

- Obremenitve

Kritična obtežna kombinacija: Potresna kombinacija 1

Notranje sile:

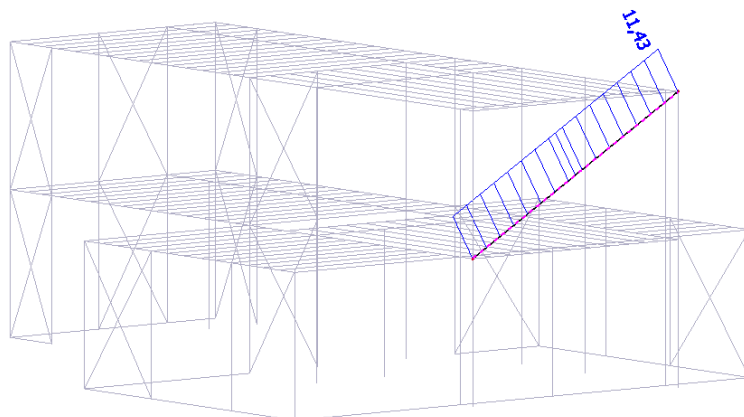
$$N_{Ed} = 11,4 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

Glede na standard SIST EN 1998-1:2005, omejitev vitkosti diagonalnih elementov ni potrebna pri eno in dvonadstropnih objektih.

Diagrami notranjih sil:



Slika 5.19: Diagram osne sile v jeklenem povezju [kN]
Figure 5.19: Diagram of axial force in a steel bracing [kN]

- Kontrola mejnega stanja nosilnosti

Kontrola nosilnosti in stabilnosti elementa je bila izvedena s programom Scia Engineer, celoten izpis je priložen v prilogi A – poglavje 6.7.5. Največja izkoriščenost nosilnosti elementa znaša 43%, kar pomeni, da izbran element zadosti vsem pogojem mejnega stanja nosilnosti.

5.9.9 Kontrola lesene grede v momentnem okviru

Kontroliram element B137.

Prerez: 16/32 cm

Material: Lepljen lameliran nosilec GL28h

- Obremenitve

Kritična obtežna kombinacija: Potresna kombinacija1

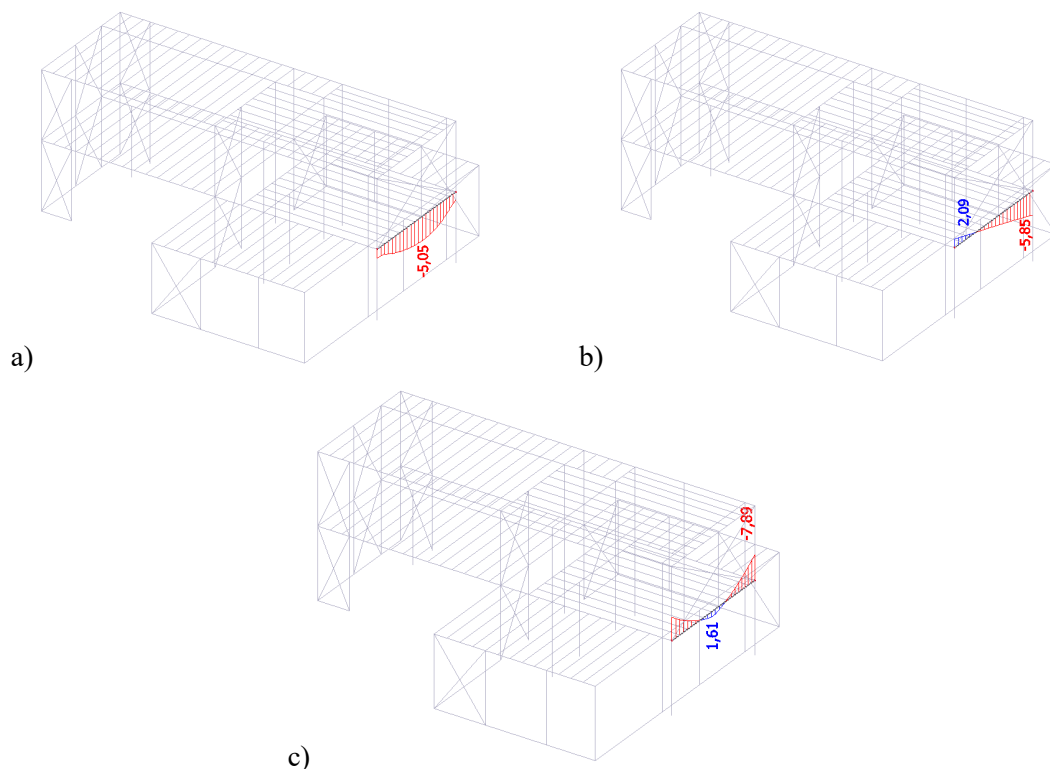
Notranje sile:

$$N_{Ed} = -1,7 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -7,9 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = -5,9 \text{ kN}$$

Diagrami notranjih sil:



Slika 5.20: Prikaz NSK v leseni gredi 16/32 cm: a) levo osna sila [kN], b) prečna sila [kN], c) upogibni moment [kNm]

Figure 5.20: Internal forces in a timber beam 16/32 cm: a) axial force [kN], b) shear force [kN], c) bending moment [kNm]

- Kontrola mejnega stanja nosilnosti

Kontrola nosilnosti in stabilnosti elementa je bila izvedena s programom Scia Engineer, celoten izpis je priložen v prilogi A – poglavje 6.7.3. Največja izkoriščenost nosilnosti elementa znaša 11%, kar pomeni, da izbran element zadosti vsem pogojem mejnega stanja nosilnosti.

5.9.10 Kontrola jeklenega stebra – HEB 240

V obravnavanem jeklenem okviru se potresna energija sipa v jeklenem povezju, zato moramo preprečiti nastanek plastičnega členka v stebri. Pri računu nosilnosti stebra je potrebno upoštevati dejansko mejo plastičnosti jekla in ne nominalne. Dejansko mejo plastičnosti lahko določimo le na podlagi preiskav materiala, kar pa je drago in zamudno. Standard zato navaja enostavnejšo metodo z upoštevanjem faktorja dodatne nosilnosti γ_{ov} in faktorja dodatne nosilnosti prečnega prereza Ω . Projektne notranje statične količine v elementu, ki ga ne sipa energije, določimo na podlagi enačb 4-1. (SIST EN 1998-1:2005)

$$\begin{aligned}
 N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \\
 M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E} \\
 V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}
 \end{aligned}
 \tag{4-1}$$

Faktor dodatne nosilnosti prečnega prereza določimo iz razmerja dejanske obremenitve elementa in mejne nosilnosti. Pri izračunu upoštevam samo elemente, ki sipajo energijo, to so diagonale centričnega povezja. $\Omega_{\min}$ v našem primeru znaša 2,37. Kontrolo nosilnosti stebra izvedem s programom Scia Engineer pri naslednji kombinaciji vplivov:

$$G + \Psi_2 Q + 1,1\gamma_{ov} \Omega A_E$$

Kontroliram element B343.

Prerez: HEB 240

Material: Jeklo S235

- Obremenitve

Kritična obtežna kombinacija: Potresna kombinacija steber

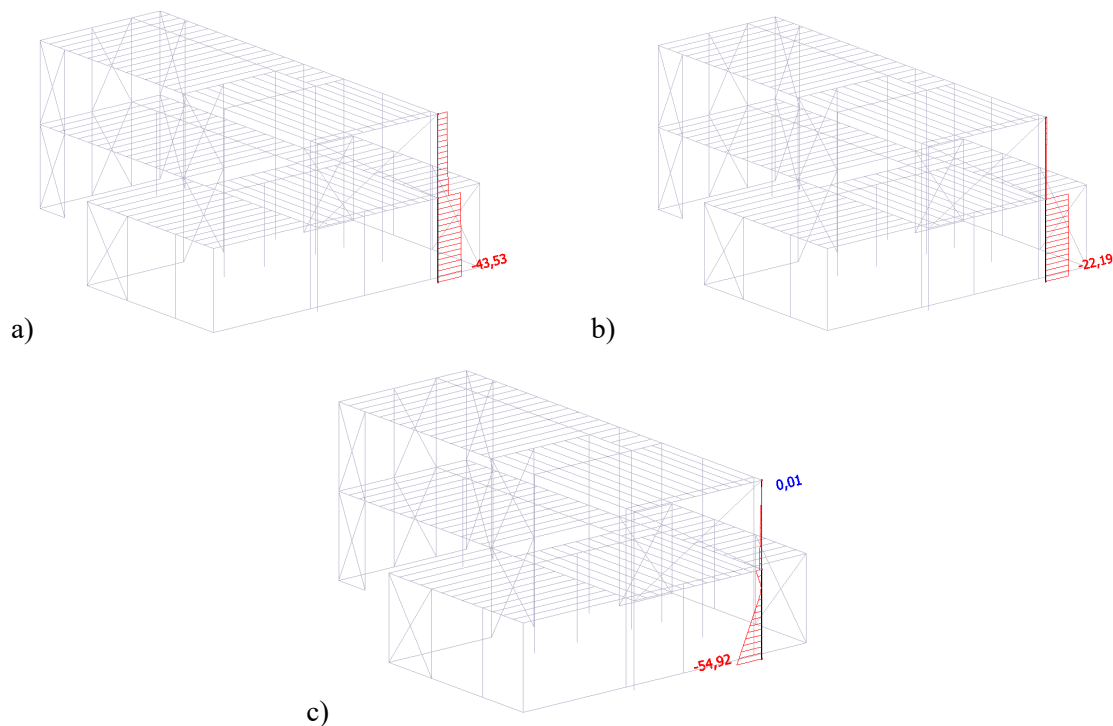
Notranje sile:

$$N_{Ed} = -43,5 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -54,9 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = -22,2 \text{ kN}$$

Diagrami notranjih sil:



Slika 5.21: Prikaz NSK v jeklene strebru: a) osna sila [kN], b) prečna sila [kN], c) upogibni moment [kNm]

Figure 5.21: Internal forces in a steel column: a) axial force [kN], b) shear force [kN], c) bending moment [kNm]

- Kontrola mejnega stanja nosilnosti

Največja izkoriščenost nosilnosti elementa znaša 22%, kar pomeni, da izbran element zadosti vsem pogojem mejnega stanja nosilnosti. Celoten izračun je priložen v prilogi A – poglavje 6.7.4.

5.9.11 Kontrola mejnega stanja uporabnosti

Kontrola mejnega stanja uporabnosti je izpolnjena, če so etažni pomiki manjši od dovoljenih, ki jih predpisuje standard SIST EN 1998-1:2005. Etažne pomike v smeri X in Y določimo z modalno analizo na podlagi elastičnega spektra pospeška tal. Glede na prej omenjeni standard je pri določitvi pomikov potrebno upoštevati tudi torzijske vplive zaradi naključne ekscentričnosti mase. Izračunane etažne pomike lahko zmanjšamo za faktor $\nu = 0,5$, s tem dobimo odziv konstrukcije pri potresu s krajšo povratno dobo, 95 let. Velikost dovoljenih pomikov je odvisna od višine etaže in vrste nekonstrukcijskih elementov, ter njihove vgradnje. V našem primeru so etažni pomiki omejeni na 0,5% etažne višine. V preglednici 5.6 so predstavljeni dejanski in relativni etažni pomiki, ter največje dovoljene vrednosti.

Preglednica 5.6: Etažni pomiki pri potresni obremenitvi
Table 5.6: Lateral load storey drifts

Etaža	Dx	Dy	d _{rX} [cm]	d _{rY} [cm]	vd _{rX} [cm]	vd _{rY} [cm]	h [cm]	αh [cm]
2	1,2	0,8	0,8	0,5	0,40	0,25	290	1,45
1	0,4	0,3	0,4	0,3	0,20	0,15	290	1,45

Standard prav tako omejuje pomik na vrhu etaže na 0,2% višine stavbe. V našem primeru omejitev pomika znaša 1,2 cm, kar je enako kot največji pomik stavbe. Horizontalni pomiki zadostijo vsem pogojem mejnega stanja uporabnosti.

6 DIMENZIONIRANJE SPOJEV

6.1 Spoj med lesenim stropnikom in leseno gredo

Spoj med lesenim stropnikom in leseno gredo izvedemo s spojnim elementom ALUMINI125, proizvajalca Rothoblaas. (Rothoblaas, 2013)



Slika 6.1: Izvedba stika z elementom ALUMINI (Rothoblaas, 2013)
Figure 6.1: Joint design using ALUMINI element (Rothoblaas, 2013)

- Dimenzije stikovanih elementov:

Stropnik

h 24 cm

b 8 cm

Material: les C24

Greda

h 32 cm

b 16 cm

Material: les GL28h

- Kontrola nosilnosti plošče ALUMINI125

Pritrditev plošče na primarno gredo se izvede s 15 lesnimi vijaki HBS+ 5,0x60 mm

Pritrditev plošče na stropnik se izvede s 3 samoreznimi vijaki premera 7,0 mm

Kontrolo nosilnosti plošče izvedem s programom MyProject proizvajalca Rothoblaas. (Rothoblaas, 2016). Projektna nosilnost plošče znaša 8,22 kN.

- Kontrola nosilnosti stropnika

V skladu s standardom SIST EN 1995-1-1, preverjamo bočno nosilnost kovinskih paličastih veznih sredstev po Johansenovih izrazih.

Premer vijaka $d = 7 \text{ mm}$

Kontrola razporeditve vijakov

Dejanski odmiki

- od roba pravokotno na vlakna 89 mm
- od roba vzporedno z vlakni 80 mm
- med vijaki pravokotno na vlakna 31 mm

Dovoljeni odmiki in razmaki med vijaki

- od roba pravokotno na vlakna 28 mm
- od roba vzporedno z vlakni 80 mm
- med vijaki pravokotno na vlakna 28 mm

Vsi odmiki so večji ali enaki dovoljenim!

Karakteristična gostota lesa $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$

Karakteristična vtisna (bočna) trdnost lesa vzporedno z vlakni

$f_{h,0,k} = 26,7 \text{ N/mm}^2$

Karakteristična vtisna (bočna) trdnost lesa pravokotno na vlakna

$\alpha = 90^\circ$

$k_{90} = 1,455$

$f_{h,1,k} = 18,3 \text{ N/mm}^2$

- Porušni mehanizem f

$$F_{v,Rk,f} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d$$

Debelina lesenega elementa $t_1 = 37 \text{ mm}$

$F_{v,Rk,f} = 4,8 \text{ kN}$

- Porušni mehanizem g

$$F_{v,Rk,g} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

Karakteristična natezna trdnost vijaka $f_{u,k} = 675 \text{ N/mm}^2$

Karakteristična vrednost momenta popolne plastifikacije materiala $M_{y,Rd} = 31892 \text{ Nmm}$

Karakteristična osna izvlečna nosilnost veznega elementa

$A_{glave} = 0,95 \text{ cm}^2$

$f_{c,90,k} = 250 \text{ kN/cm}^2$

$F_{ax,Rk}$ 237,6 N

$F_{v,Rk,g}$ 3,2 kN

- Porušni mehanizem h

$$F_{v,Rk,h} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

$F_{v,R,kh}$ 4,7 kN

Karakteristična nosilnost veznega sredstva v eni strižni ravnini

$F_{v,Rk}$ 3,2 kN

Projektna nosilnost veznega sredstva v eni strižni ravnini

k_{mod} 0,80

γ_M 1,30

$F_{v,Rd}$ 1,9 kN

Projektna nosilnost obravnavanega dela spoja - 3 vijaki in dve strižni ravnini

$F_{v,Rd,tot}$ 11,6 kN

- Kontrola nosilnosti grede

Kontrola razporeditve vijakov

Dejanski odmiki

- od roba pravokotno na vlakna 89 mm
- med vijaki pravokotno na vlakna 20 mm
- med vijaki vzporedno z vlakni 25 mm

Dovoljeni odmiki in razmaki med vijaki

- od roba pravokotno na vlakna 20 mm
- med vijaki pravokotno na vlakna 20 mm
- med vijaki vzporedno z vlakni 25 mm

Vsi odmiki so večji ali enaki dovoljenim!

$t_{plošče}$ 6 mm

d_{vijak} 5 mm

Debelina plošče je večja kot premer vijaka, zato ploščo obravnavamo kot debelo ploščo.

Karakteristična gostota lesa ρ_k 410 kg/m³

Karakteristična vtisna (bočna) trdnost lesa vzporedno z vlakni

$$f_{h,0,k} \quad 31,9 \text{ N/mm}^2$$

Karakteristična vtisna (bočna) trdnost lesa pravokotno na vlakna

$$\alpha \quad 90^\circ$$

$$k_{90} \quad 1,425$$

$$f_{h,1,k} \quad 22,4 \text{ N/mm}^2$$

- Porušni mehanizem d

$$F_{v,Rk,d} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

Karakteristična vrednost momenta popolne plastifikacije materiala $M_{y,Rk}$ 5417,2 Nmm

Karakteristična osna izvlečna nosilnost veznega elementa $F_{ax,Rk}$ 2392,0 N

$$F_{v,Rk,d} \quad 3,5 \text{ kN}$$

- Porušni mehanizem e

$$F_{v,Rk,e} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

$$F_{v,Rk,e} \quad 2,4 \text{ kN}$$

- Porušni mehanizem c

$$F_{v,Rk,c} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d$$

Globina uvrtnja vijaka $t_1 = 60 \text{ mm}$

$$F_{v,Rk,c} \quad 6,7 \text{ kN}$$

Karakteristična nosilnost veznega sredstva v eni strižni ravnini

$$F_{v,R,k} \quad 2,39 \text{ kN}$$

Projektna nosilnost veznega sredstva v eni strižni ravnini

$$k_{\text{mod}} \quad 0,80$$

$$\gamma_M \quad 1,30$$

$$F_{v,R,d} \quad 1,47 \text{ kN}$$

Projektna nosilnost obravnavanega dela spoja - 15 vijakov in ena strižna ravnina

$$F_{v,R,d,\text{tot}} \quad 22,06 \text{ kN}$$

Projektne nosilnosti posameznih delov spoja

Alu - stropnik 11,64 kN

Alu - greda 22,06 kN

ALUMINI plošča 8,22 kN

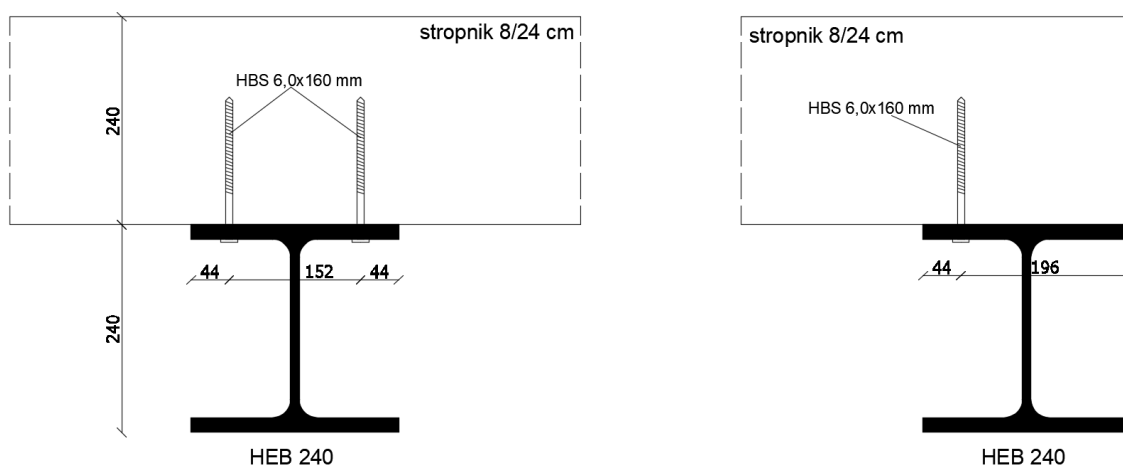
Projektna obremenitev spoja F_{Ed} 6,0 kN

6,0 kN < 8,2 kN

Obremenitev spoja je manjša od nosilnosti!

6.2 Členkast spoj med lesenim stropnikom in jeklenim nosilcem v prvi etaži

Lesen stropnik nalega na jekleno gredo. Z lesnimi vijaki 6,0x160 mm zagotovimo, da stropnik ostane na svoji poziciji, hkrati pa so omogočeni zasuki. Kontroliramo samo pritiske pravokotno na vlakna in razmike med vijaki.



Slika 6.2: Spoj lesenega stropnika in jeklenega nosilca
Figure 6.2: Joint between the flooring element and the steel beam

- Dimenzije spojnih elementov:

Stropnik

h 24 cm

b 8 cm

Material: les C24

Nosilec

HEB 240

Material: jeklo S235

- Kontrola kontaktnih napetosti

Prečna sila na mestu krajne podpore pri obtežni kombinaciji MSN1 - V_{Ed} 5,6 kN

Širina podpore b	8 cm
Dolžina podpore L	24 cm
Efektivna dolžina L_{ef}	27 cm
Efektivna površina A_{ef}	216 cm ²

Kontaktne napetosti

$$\sigma_{c,90,d} = 25,9 \text{ N/cm}^2$$

Dovoljene kontaktne napetosti

$$f_{c,90,k} = 250 \text{ N/cm}^2$$

$$k_{mod} = 0,8$$

$$f_{c,90,d} = 154 \text{ N/cm}^2$$

$$k_{c,90} = 1$$

$$25,9 < 154 \text{ N/cm}^2$$

Kontaktne tlačne napetosti so manjše od dovoljenih.

- Kontrola razporeditve vijakov

Dejanski odmiki

- od roba pravokotno na vlakna 40 mm
- med vijaki vzporedno z vlakni 152 mm
- od roba vzporedno z vlakni 196 mm

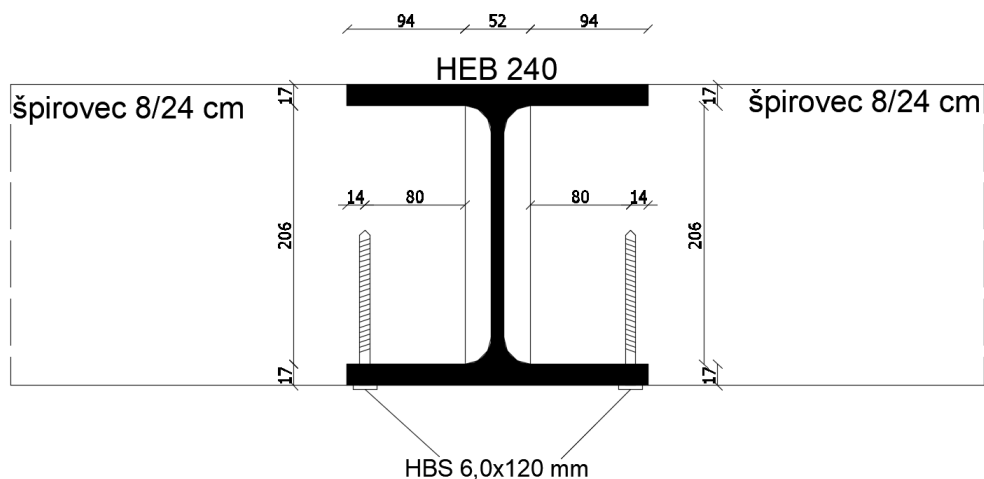
Dovoljeni odmiki in razmaki med vijaki

- od roba pravokotno na vlakna 24 mm
- med vijaki vzporedno z vlakni 30 mm
- od roba vzporedno z vlakni 80 mm

Vsi odmiki so večji od dovoljenih!

6.3 Členkast spoj med lesenim špirovcem in jeklenim nosilcem v drugi etaži

Lesen špirovec v drugi etaži se na jeklen nosilec priključuje členkasto v njegovi ravnini. Špirovec na zgornji in spodnji strani zožimo za debelino pasnice jeklenega profila in ga naložimo na spodnjo pasnico. Pritrdimo ga z enim lesnim vijakom 6,0x120 mm. Preverimo kontaktne napetosti in strižne napetosti na zmanjšanem prerezu.



Slika 6.3: Členkast spoj med jeklenim nosilcem in špirovcem
Figure 6.3: Rotational joint between the steel beam and the rafter

- Kontrola razporeditve vijakov

Dejanski odmiki

- od roba pravokotno na vlakna 40 mm
- od roba vzporedno z vlakni 80 mm
- od roba v pasnici nosilca 14 mm

Dovoljeni odmiki in razmaki med vijaki

- od roba pravokotno na vlakna 24 mm
- od roba vzporedno z vlakni 80 mm
- od roba v pasnici nosilca 14 mm

Vsi odmiki so večji ali enaki dovoljenim!

Prečna sila ob podpori pri obtežni kombinaciji MSN5 – V_{Ed} 3,7 kN

- Kontrola kontaktnih napetosti

Širina podpore b 8 cm

Dolžina podpore L 9,4 cm

Efektivna dolžina L_{ef} 12,4 cm

Efektivna površina A_{ef} 99,2 cm²

Kontaktne napetosti

$\sigma_{c,90,d}$ 37,3 N/cm²

Dovoljene kontaktne napetosti

$f_{c,90,k}$ 250 N/cm²

k_{mod} 0,8

$$f_{c,90,d} \quad 154 \text{ N/cm}^2$$

$$k_{c,90} \quad 1$$

$$37,3 < 154 \text{ N/cm}^2$$

Kontaktne tlačne napetosti so manjše od dovoljenih

- Kontrola strižnih napetosti v špirovcu

Širina špirovca b	8,0 cm
Efektivna širina b_{ef}	5,6 cm
Efektivna višina h_{ef}	20,6 cm
Redukcijski faktor k_v	1
Projektna strižna nosilnost $f_{v,d}$	0,160 kN/cm ²
Projektna obremenitev $\sigma_{v,d}$	0,048 kN/cm ²

$$0,048 < 0,160 \text{ kN/cm}^2$$

Strižne napetosti v zmanjšanjem prerezu špirovca so manjše od dovoljenih!

6.4 Spoj med jekleno prečko, lesenim stebrom, gredo in povezjem

Obravnavamo členkast spoj med lesenim stebrom, jekleno prečko, leseno gredo in lesenim povezjem. Zaradi večjega števila elementov, ki se priključujejo na steber, spoj izvedemo s pomočjo jeklene vezne pločevine, debeline 7 mm. Zasnova spoja je prikazana na sliki 6.4, podrobno pa je izrisan v prilogi B.6.

- Dimenzije elementov

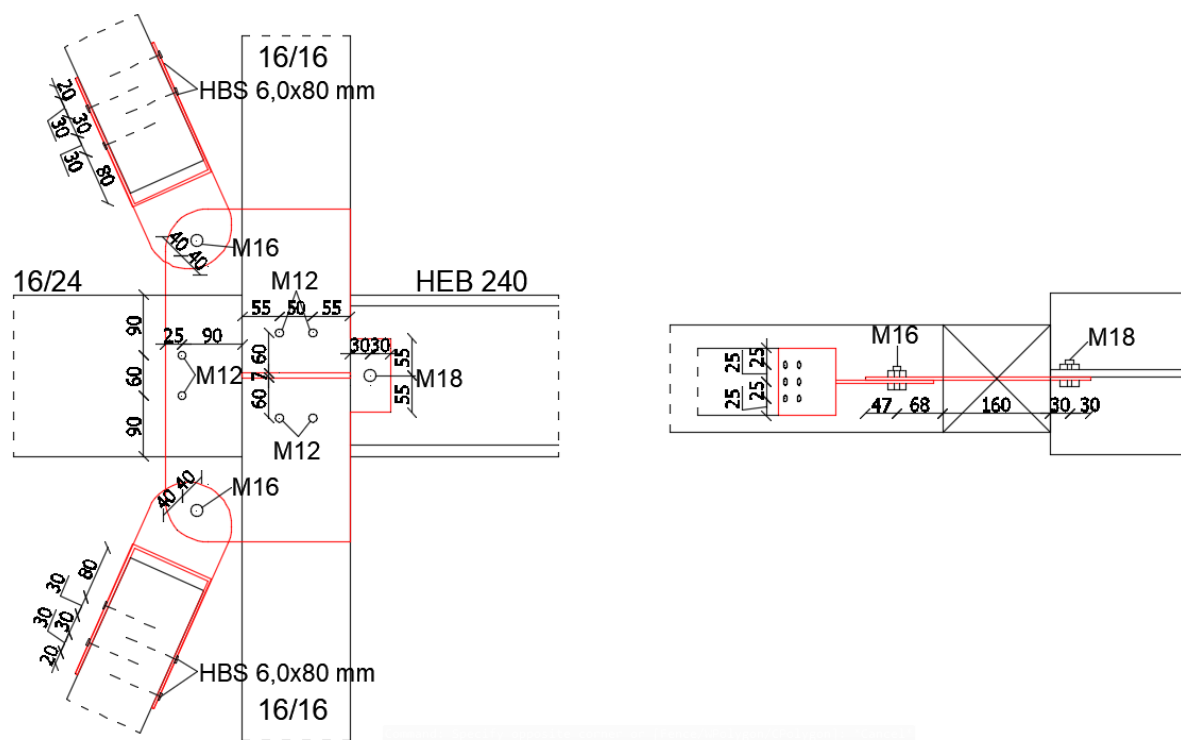
Prečka: HEB 240
Material: jeklo S235

Vezna pločevina 7 mm
Material: S235

Steber 16/16 cm
Material: lepljen lameliran les GL22h

Grede 16/24 cm
Material: lepljen lameliran les GL28h

Povezje 10/12 cm
Material: masivni les C24



Slika 6.4: Zasnova členkastega spoja več elementov

Figure 6.4: Multiple-element joint design

6.4.1 Spoj med jekleno prečko HEB 240 in vezno pločevino

Členkast spoj izvedemo z vijakom M18 8.8. V nadaljevanju so navedene kritične kontrole nosilnosti obravnavanega spoja.

- Kontrola razporeditve vijakov

Dejanski odmiki

- od roba v smeri obtežbe 55 mm
- od roba pravokotno na obtežbo 30 mm

Dovoljeni odmiki

- od roba v smeri obtežbe 50 mm
- od roba pravokotno na obtežbo 30 mm

Vsi odmiki so večji od dovoljenih!

- Obremenitve

V_{Ed} 40,8 kN

Upogibni moment ob stebru, zaradi prečne sile v pločevini na mestu vijakov

M_{Ed} 1,2 kNm

- Kontrola upogiba vezne pločevine

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = W_{el} \cdot f_y$$

W_{el}	14,1 cm ³
M_{Rd}	3,3 kNm
M_{Ed}	1,2 kNm

$$1,2 < 3,3 \text{ kNm}$$

Upogibni moment je manjši od dovoljenega!

- Kontrola striga v vezni pločevini

Pri določitvi strižne nosilnosti pločevine upoštevamo neto površino prereza, kjer odštejemo luknjo vijaka.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = A_{v,n} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

Površina neto prereza $A_{v,n}$	6,3 cm ²
V_{Rd}	85,6 kN
V_{Ed}	40,8 kN

$$40,8 < 85,6 \text{ kN}$$

Strig je manjši od dovoljenega!

- Kontrola strižne nosilnosti vijaka

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd,1}$$

Projektna strižna nosilnost vijaka $F_{v,Rd,1}$	97,8 kN
$F_{v,Ed}$	40,8 kN

$$40,8 < 97,8 \text{ kN}$$

Izbran vijak ima zadostno strižno nosilnost!

- Kontrola bočne nosilnosti vezne pločevine

$$F_{b,Ed} \leq 1,5 f_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_M}$$

f_u	36 kN/cm ²
$F_{b,Rd}$	54,4 kN
$F_{b,Ed}$	40,8 kN

$$40,8 < 54,4 \text{ kN}$$

Vezna pločevina ima zadostno nosilnost na bočne pritiske!

Vsi zahtevani pogoji so izpolnjeni, zato lahko rečemo, da so izbrani elementi spoja ustrezni.

6.4.2 Spoj med leseno gredo in vezno pločevino

Členkast spoj izvedemo z dvema vijakoma M12 8.8. V nadaljevanju so navedene kritične kontrole nosilnosti obravnavanega spoja.

- Kontrola razporeditve vijakov

Dejanski odmiki

- | | |
|-----------------------------------|-------|
| - od roba pravokotno na vlakna | 90 mm |
| - med vijaki pravokotno na vlakna | 60 mm |
| - od roba vzporedno z vlakni | 90 mm |
| - od roba pločevine | 25 mm |

Dovoljeni odmiki

- | | |
|-----------------------------------|-------|
| - od roba pravokotno na vlakna | 48 mm |
| - med vijaki pravokotno na vlakna | 48 mm |
| - od roba vzporedno z vlakni | 84 mm |
| - od roba pločevine | 16 mm |

Vsi odmiki so večji od dovoljenih!

- Obremenitve

$$V_{Ed} = 7,1 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 5,9 \text{ kN}$$

$$\text{Rezultanta sil } F_{Ed} = 9,2 \text{ kN}$$

Kot rezultante glede na smer lesnih vlaken $\alpha = 50^\circ$

- Kontrola strižne nosilnosti vijaka

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd,1}$$

$$\text{Projektna strižna nosilnost vijaka } F_{v,Rd,1} = 43,4 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = 4,6 \text{ kN}$$

$$4,6 < 43,4 \text{ kN}$$

Izbran vijak ima zadostno strižno nosilnost!

- Kontrola bočne nosilnosti vezne pločevine

$$F_{b,Ed} \leq 1,5 f_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_M}$$

$$f_u \quad 36 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_{b,Rd} \quad 36,3 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} \quad 4,6 \text{ kN}$$

$$4,6 < 36,6 \text{ kN}$$

Vezna pločevina ima zadostno nosilnost na bočne pritiske!

- Kontrola nosilnosti lesene grede

V skladu s standardom SIST EN 1995-1-1, preverjamo bočno nosilnost kovinskih paličastih veznih sredstev po Johansenovih izrazih.

Premer vijaka $d = 12 \text{ mm}$

Karakteristična gostota lesa $\rho_k = 410 \text{ kg/m}^3$

Karakteristična vtisna (bočna) trdnost lesa vzporedno z vlakni $f_{h,0,k} = 29,6 \text{ N/mm}^2$

Karakteristična vtisna (bočna) trdnost lesa pod kotom α glede na vlakna $f_{h,1,k} = 22,5 \text{ N/mm}^2$

- Porušni mehanizem f

$$F_{v,Rk,f} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d$$

Debelina lesenega elementa $t_1 = 76,5 \text{ mm}$

$$F_{v,Rk,f} = 20,7 \text{ kN}$$

- Porušni mehanizem g

$$F_{v,Rk,g} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

Karakteristična natezna trdnost vijaka $f_{u,k} = 800 \text{ N/mm}^2$

Karakteristična vrednost momenta popolne plastifikacije materiala $M_{y,Rk} = 153491 \text{ Nmm}$

Karakteristična osna izvlečna nosilnost veznega elementa $F_{ax,Rk} = 13685 \text{ N}$

$$F_{v,Rk,g} = 12,1 \text{ kN}$$

- Porušni mehanizem h

$$F_{v,Rk,h} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

$F_{v,Rk,h}$ 15,7 kN

Karakteristična nosilnost veznega sredstva v eni strižni ravnini $F_{v,Rk}$ 12,1 kN

Projektna nosilnost veznega sredstva v eni strižni ravnini

k_{mod} 0,80

γ_M 1,30

$F_{v,Rd}$ 7,5 kN

Projektna nosilnost obravnavanega dela spoja - 2 vijaka in dve strižni ravnini

$F_{v,Rd,tot}$ 29,8 kN

F_{Ed} 9,2 kN

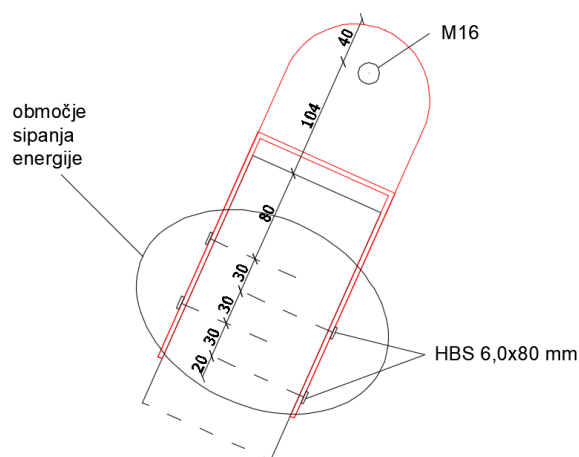
9,2 < 29,8 kN

Bočna nosilnost vijakov je večja od obremenitve!

Vsi zahtevani pogoji so izpolnjeni, zato lahko rečemo, da so izbrani elementi spoja ustrezni.

6.4.3 Spoj med lesenim povezjem in vezno pločevino

Povezava lesenega elementa z vezno pločevino se izvede s pomočjo jeklenega profila, 12 vijakov HBS 6,0x80 mm, ter enega vijaka M16 8.8. Spoj je zasnovan tako, da se v primeru potresne obremenitve, sipanje energije izvede s plastično deformacijo manjših vijakov (6,0x80 mm) na stiku med lesenim povezjem in jeklenim profilom. V nadaljevanju so navedene kontrole kritičnih nosilnosti obravnavanega spoja.



Slika 6.5: Območje sipanja energije v povezju
Figure 6.5: Energy dissipation area in the timber bracing

- Kontrola razporeditve vijakov

Dejanski odmiki

- | | |
|-----------------------------------|-------|
| - od roba pravokotno na vlakna | 25 mm |
| - med vijaki pravokotno na vlakna | 25 mm |
| - med vijaki vzporedno z vlakni | 30 mm |
| - od roba vzporedno z vlakni | 80 mm |

Dovoljeni odmiki

- | | |
|-----------------------------------|-------|
| - od roba pravokotno na vlakna | 24 mm |
| - med vijaki pravokotno na vlakna | 24 mm |
| - med vijaki vzporedno z vlakni | 30 mm |
| - od roba vzporedno z vlakni | 80 mm |

Vsi odmiki so večji ali enaki dovoljenim!

- Obremenitve

Največja obremenitev se pojavi pri potresni obtežni kombinaciji

N_{Ed} 25,7 kN

- Kontrola strižne nosilnosti vijakov

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd,1}$$

Projektna strižna nosilnost vijakov $F_{v,Rd,1}$ 5,9 kN

Število vijakov na eno ploskev: 6

$F_{v,Ed}$ 2,1 kN

2,1 < 5,9 kN

Izbrani vijaki imajo zadostno strižno nosilnost!

- Kontrola bočne nosilnosti vezne pločevine

$$F_{b,Ed} \leq 1,5 f_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_M}$$

f_u 36 kN/cm²

$F_{b,Rd}$ 15,6 kN

$F_{b,Ed}$ 2,1 kN

2,1 < 15,6 kN

Vezna pločevina imajo zadostno nosilnost na bočne pritiske!

- Kontrola lesenega povezja

Premer vijaka d 6 mm

Debelina pločevine t 7 mm

Karakteristična gostota lesa ρ_k 350 kg/m³

Karakteristična vtisna (bočna) trdnost lesa vzporedno z vlakni $f_{h,0,k}$ 27,0 N/mm²

Debelina pločevine t je večja od premera vijaka, zato jo obravnavamo kot debelo pločevino.

- Porušni mehanizem c

$$F_{v,Rk,c} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d$$

$F_{v,Rk,c}$ 11,5 kN

- Porušni mehanizem d

$$F_{v,Rk,d} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

$F_{v,Rk,d}$ 5,7 kN

- Porušni mehanizem e

$$F_{v,Rk,e} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

$F_{v,Rk,e}$ 3,6 kN

Karakteristična nosilnost veznega sredstva v eni strižni ravnini

$F_{v,Rk}$ 3,6 kN

Projektna nosilnost veznega sredstva v eni strižni ravnini

k_{mod} 1,10

γ_M 1,30

$F_{v,Rd}$ 3,1 kN

Projektna nosilnost obravnavanega dela spoja - 3 vrste po 2 vijaka

Število vrst m 3

Število vijakov v vrsti n 2

n_{ef} 1,4

$F_{v,Rd,tot}$ 13,0 kN

F_{Ed} 12,9 kN

12,9 < 13,0 kN

Bočna nosilnost vijakov je večja od obremenitve!

- Kontrola vijaka M18 8.8

Obremenitev N_{Ed} 25,7 kN

- Kontrola strižne nosilnosti vijaka

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd,1}$$

Projektna strižna nosilnost vijaka $F_{v,Rd,1}$ 77,2 kN
 $F_{v,Ed}$ 25,7 kN

25,7 < 77,2 kN

Izbran vijak ima zadostno strižno nosilnost!

- Kontrola bočne nosilnosti vezne pločevine

$$F_{b,Ed} \leq 1,5 f_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_M}$$

f_u 36 kN/cm²
 $F_{b,Rd}$ 41,5 kN
 $F_{b,Ed}$ 25,7 kN

25,7 < 41,5 kN

Vezna pločevina ima zadostno nosilnost na bočne pritiske!

Vsi zahtevani pogoji so izpolnjeni, zato lahko rečemo, da so izbrani elementi spoja ustrezni.

6.4.4 Spoj med stebrom in vezno pločevino

Obremenitev se iz spojenih elementov v steber prenese preko tlačnih kontaktnih napetosti na stični površini, zato v stebru kontroliramo le tlačne napetosti vzporedno z vlakni. Na mestu stebra, sta na vezno pločevino prečno navarjeni še dve manjši pločevini, ki zagotavljata enakomeren prenos obremenitve na steber. Z vijakoma M12 8.8 zagotovimo, da se zgornji in spodnji steber ne izmakneta iz svoje pozicije.

- Kontrola razporeditve vijakov

Dejanski odmiki

- od roba pravokotno na vlakna 55 mm
- med vijaki pravokotno na vlakna 50 mm
- od roba vzporedno z vlakni 60 mm

Dovoljeni odmiki

- od roba pravokotno na vlakna 48 mm
- med vijaki pravokotno na vlakna 48 mm
- od roba vzporedno z vlakni 48 mm

Vsi odmiki so večji od dovoljenih!

- Obremenitev pri potresni obtežni kombinaciji

N_{Ed} 74,2 kN

- Kontrola tlačnih napetosti v smeri vlaken (neto prerez)

$$N_{Ed} \leq F_{Rd,n} = A_n \cdot f_{c,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

A_n 244,8 cm²
 $f_{c,0,k}$ 2,190 kN/cm²
 k_{mod} 1,1
 $f_{c,0,d}$ 1,927
 $\sigma_{c,0,d}$ 0,303 kN/cm²

0,303 < 1,927 kN/cm²

Tlačne napetosti v smeri lesnih vlaken so manjše od dovoljenih!

- Kontrola zvarov med vertikalno in horizontalno pločevino

$$\sigma_{vwd} \leq \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

Uporabim dvostranski kotni zvar debeline 3 mm

L_{eff} 29,2 cm
 A_w 17,8 cm²
 σ_{vwd} 4,2 kN/cm²
 f_u 36 kN/cm²
 β_w 0,8
 f_{vwd} 20,8 kN/cm²

4,2 < 20,8 kN/cm²

Nosilnost zvarov je večja od obremenitve!

6.4.5 Obremenitev spoja pri potresni obtežni kombinaciji

V primeru potresne obremenitve želimo doseči sipanje energije s plastifikacijo vijakov na stiku lesene diagonale in vezne pločevine. To se bo zgodilo le v primeru, da so vsi ostali elementi spoja poleg projektne gravitacijske in seizmične obremenitve sposobni prevzeti še povečanje potresne obremenitve za faktor neizkoriščenosti nosilnosti elementa, ki sipa energijo. Nosilnosti in obremenitve posameznih delov spoja so prikazane v preglednici 6.1. Projektne obremenitve v seizmični kombinaciji smo izračunali z (6-1).

$$F_{Ed} = F_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot F_{Ed,E} \quad (6-1)$$

kjer so:

$F_{Ed,G}$ - notranje sile v elementu zaradi gravitacijskih dela potresne kombinacije vplivov

γ_{ov} - faktor dodatne nosilnosti materiala; 1,25

Ω - faktor dodatne nosilnosti prereza; 1,4

$F_{Ed,E}$ - notranje sile v elementu zaradi seizmičnega dela potresne kombinacije vplivov

Preglednica 6.1: Projektne obremenitve pri seizmični kombinaciji vplivov

Table 6.1: Design actions due to seismic load combination

spoj	$F_{Ed,G}$ [kN]	$F_{Ed,E}$ [kN]	F_{Ed} [kN]	F_{Rd} [kN]
vezna pločevina – jeklena prečka	18,3	0,1	18,5	54,4
vezna pločevina – lesena greda	3,4	0	3,4	20,5
vezna pločevina – lesen steber	23,6	50,5	121	343

Projektne obremenitve so manjše od nosilnosti, kar pomeni da so izbrani elementi spoja ustrezni.

Spoj izvedemo s pomočjo treh veznih pločevin, debeline 6 mm, ki so postavljene prečno ena na drugo in zvarjene. Med seboj povezujejo lesen steber, 3 grede, leseno povezje ter jekleno prečko. Skica spoja je prikazana na sliki 6.6, podrobneje pa je izrisan v prilogi B.7

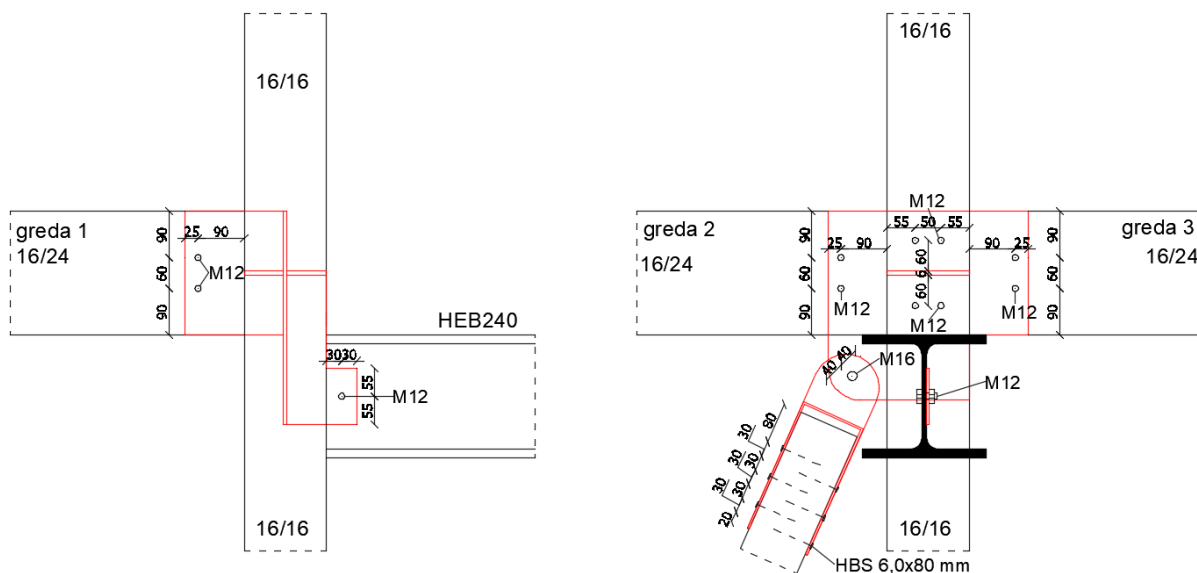


Figure 6.6: Multiple-element rotational joint design

- Dimenzije elementov

Grede 16/24 cm

Material: lepljen lameliran les GL28h

Povezje 10/12 cm

Material: masivni les C24

Material: jeklo S235

6.5.1 Spoj med jekleno prečko in vezno pločevino

Členkast spoj med jekleno prečko in vezno pločevino izvedemo z vijakom M12 8.8. V nadaljevanju so navedene kontrole kritičnih nosilnosti spoja.

- Kontrola razporeditve vijakov

Dejanski odmiki

- od roba v smeri obtežbe 55 mm
- od roba pravokotno na obtežbo 30 mm

Dovoljeni odmiki

- od roba v smeri obtežbe 50 mm
- od roba pravokotno na obtežbo 30 mm

Vsi odmiki so večji ali enaki dovoljenim!

- Obremenitve pri obtežni kombinaciji MSN3

V_{Ed} 14,7 kN

N_{Ed} 3,9 kN

Rezultanta F_{Ed} 15,2 kN

- Kontrola strižnih sil v vezni pločevini

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,n} = A_{v,n} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$A_{v,n}$ 5,8 cm²

V_{Rd} 79,0 kN

V_{Ed} 15,2 kN

15,2 < 79,0 kN

Strig v vezni pločevini je manjši od dovoljenega!

- Kontrola strižne nosilnosti vijakov

Projektna strižna nosilnost vijaka $F_{v,Rd}$ 32,4 kN

$F_{v,Ed}$ 15,2 kN

15,2 < 32,4 kN

Strižna obremenitev vijaka je manjša od dovoljene!

- Kontrola bočne nosilnosti vezne pločevine

$$F_{b,Ed} \leq 1,5 f_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_M}$$

f_u 36 kN/cm²

$F_{b,Rd}$ 31,1 kN

$F_{b,Ed}$ 15,2 kN

$$15,2 < 31,1 \text{ kN}$$

Vezna pločevina ima zadostno nosilnost na bočne pritiske!

Vsi zahtevani pogoji so izpolnjeni, zato lahko rečemo, da so izbrani elementi spoja ustrezni.

6.5.2 Spoj med vezno pločevino in leseno gredo

Členkast spoj med leseno gredo in vezno pločevino izvedemo z dvema vijakoma M12 8.8. V nadaljevanju so navedene kontrole kritičnih nosilnosti spoja.

- Kontrola razporeditve vijakov

Dejanski odmiki

- od roba pravokotno na vlakna	90 mm
- med vijaki pravokotno na vlakna	60 mm
- od roba vzporedno z vlakni	90 mm
- od roba pločevine	25 mm

Dovoljeni odmiki

- od roba pravokotno na vlakna	48 mm
- med vijaki pravokotno na vlakna	48 mm
- od roba vzporedno z vlakni	84 mm
- od roba pločevine	16 mm

Vsi odmiki so večji od dovoljenih!

- Obremenitve

Kritična obremenitev se pojavi pri potresni kombinaciji vplivov

$$V_{Ed} = 1,3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 22,5 \text{ kN}$$

- Kontrola strižne nosilnosti vijakov

$$\text{Projektna strižna nosilnost vijaka } F_{v,Rd} = 43,4 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = 11,3 \text{ kN}$$

Strižna obremenitev vijaka je manjša od dovoljene!

- Kontrola bočne nosilnosti vezne pločevine

$$F_{b,Ed} \leq 1,5 f_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_M}$$

f_u	36 kN/cm ²
$F_{b,Rd}$	31,1 kN
$F_{b,Ed}$	11,3 kN

$$11,3 < 31,1 \text{ kN}$$

Vezna pločevina ima zadostno nosilnost na bočne pritiske!

- Kontrola nosilnosti lesene grede

Karakteristična vtisna (bočna) trdnost lesa vzporedno z vlakni $f_{h,0,k}$ 29,6 N/mm²

Kritična sila pri porušnem mehanizmu f - $F_{v,Rk,f}$ 27,3 kN

Kritična sila pri porušnem mehanizmu g - $F_{v,Rk,g}$ 14,9 kN

Kritična sila pri porušnem mehanizmu h - $F_{v,Rk,h}$ 17,8 kN

Karakteristična nosilnost veznega sredstva v eni strižni ravnini $F_{v,Rk}$ 14,9 kN

Projektna nosilnost veznega sredstva v eni strižni ravnini

k_{mod}	1,10
γ_M	1,30
$F_{v,Rd}$	12,6 kN

Projektna nosilnost obravnavanega dela spoja - 2 vijaka in dve strižni ravnini

Število vrst vijakov m 2

Število vijakov na vrsto n 1

$F_{v,Rd,tot}$ 50,4 kN

F_{Ed} 22,5 kN

$$22,5 < 50,4 \text{ kN}$$

Bočna nosilnost vijakov je večja od obremenitve!

6.5.3 Spoj med lesenim povezjem in vezno pločevino

Povezava lesenega elementa z vezno pločevino se izvede s pomočjo jeklenega profila, 18 vijakov HBS 6x80 mm, ter enega vijaka M16 8.8. Spoj je zasnovan tako, da se v primeru potresne obremenitve, sipanje energije izvede s plastično deformacijo manjših vijakov (6,0x80 mm) na stiku med lesenim povezjem in jeklenim profilom (slika 6.5). V nadaljevanju so navedene kontrole kritičnih nosilnosti obravnavanega spoja.

- Kontrola razporeditve vijakov

Dejanski odmiki

- od roba pravokotno na vlakna 25 mm
- med vijaki pravokotno na vlakna 25 mm

- med vijaki vzporedno z vlakni 30 mm
- od roba vzporedno z vlakni 80 mm

Dovoljeni odmiki

- od roba pravokotno na vlakna 24 mm
- med vijaki pravokotno na vlakna 24 mm
- med vijaki vzporedno z vlakni 30 mm
- od roba vzporedno z vlakni 80 mm

Vsi odmiki so večji ali enaki dovoljenim!

- Obremenitve

Največja obremenitev se pojavi pri potresni obtežni kombinaciji

N_{Ed} 32 kN

- Kontrola strižne nosilnosti vijakov

Projektna strižna nosilnost vijakov $F_{v,Rd,1}$ 5,9 kN

Število vijakov na eno ploskev: 9

$F_{v,Ed}$ 1,8 kN

Izbrani vijaki imajo zadostno strižno nosilnost!

- Kontrola bočne nosilnosti vezne pločevine

$F_{b,Rd}$ 15,6 kN

$F_{b,Ed}$ 1,8 kN

1,8 < 15,6 kN

Vezna pločevina ima zadostno nosilnost na bočne pritiske!

- Kontrola lesenega povezja

Postopki določitve in velikosti kritičnih sil so enaki kot v poglavju 6.4.3.

Projektna nosilnost veznega sredstva v eni strižni ravnini $F_{v,Rd}$ ($k_{mod} = 1,1$) 3,1 kN

Projektna nosilnost obravnavanega dela spoja - 3 vrste po 3 vijaki

Število vrst m 3

Število vijakov v vrsti n 3

n_{ef} 2,0

$F_{v,Rd,tot}$ 18,5 kN

F_{Ed} 16,0 kN

$$16,0 < 18,5 \text{ kN}$$

Bočna nosilnost vijakov je večja od obremenitve!

- Kontrola vijaka M16 8.8

Obravnavamo vijak med jeklenim priklopnim elementom in vezno pločevino, s katerim tvorimo členkast spoj.

- Kontrola strižne nosilnosti vijaka

$$\begin{array}{ll} \text{Projektna strižna nosilnost vijakov } F_{v,Rd,1} & 77,2 \text{ kN} \\ F_{v,Ed} & 32,0 \text{ kN} \end{array}$$

$$32,0 < 77,2 \text{ kN}$$

Izbran vijak ima zadostno strižno nosilnost!

- Kontrola bočne nosilnosti vezne pločevine

$$\begin{array}{ll} F_{b,Rd} & 41,5 \text{ kN} \\ F_{b,Ed} & 32,0 \text{ kN} \end{array}$$

$$32,0 < 41,5 \text{ kN}$$

Vezna pločevina ima zadostno nosilnost na bočne pritiske!

6.5.4 Spoj med stebrom in vezno pločevino

Obremenitev se iz spojenih elementov v steber prenese preko tlačnih kontaktnih napetosti na stični površini, zato v stebru kontroliramo le tlačne napetosti vzporedno z vlakni. Na mestu stebra, so na vezno pločevino prečno navarjene še štiri manjše pločevine, ki zagotavljajo enakomeren prenos obremenitve na steber. Z vijakoma M12 8.8 zagotovimo, da se zgornji in spodnji steber ne izmakneta iz svoje pozicije.

- Kontrola razporeditve vijakov

Dejanski odmiki

- od roba pravokotno na vlakna 55 mm
- med vijaki pravokotno na vlakna 50 mm
- od roba vzporedno z vlakni 60 mm

Dovoljeni odmiki

- od roba pravokotno na vlakna 48 mm
- med vijaki pravokotno na vlakna 48 mm
- od roba vzporedno z vlakni 48 mm

Vsi odmiki so večji od dovoljenih!

- Obremenitev

Največja obremenitev se pojavi pri potresni obtežni kombinaciji

$$N_{Ed} = 38,1 \text{ kN}$$

- Kontrola tlačnih napetosti v smeri vlaken (neto prerez)

$$\begin{aligned} A_n &= 237,2 \text{ cm}^2 \\ f_{c,0,k} &= 2,190 \text{ kN/cm}^2 \\ k_{mod} &= 1,1 \\ f_{c,0,d} &= 1,927 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{c,0,d} &= 0,146 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$0,146 < 1,927 \text{ kN/cm}^2$$

Tlačne napetosti v smeri vlaken so manjše od dovoljenih!

- Kontrola zvara med vertikalno in horizontalno pločevino

Uporabimo obojestranski kotni zvar debeline 3 mm

$$\begin{aligned} L_{eff} &= 59,2 \text{ cm} \\ A_w &= 17,8 \text{ cm}^2 \\ \sigma_{vwd} &= 1,9 \text{ kN/cm}^2 \\ f_u &= 36 \text{ kN/cm}^2 \\ f_{vwd} &= 20,8 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$1,9 < 20,8 \text{ kN/cm}^2$$

Nosilnost zvara je večja od obremenitve!

6.5.5 Obremenitev spoja pri potresni obtežni kombinaciji

V nadaljevanju kontroliramo še obremenitev spoja pri potresni obtežni kombinaciji. Projektno obremenitev določimo na podlagi enačbe 6-1. Faktor dodatne nosilnosti prereza tokrat znaša 1,16. Vrednosti projektnih obremenitev spoja so navedene v preglednici 6.2.

Preglednica 6.2: Projektna obremenitev spoja pri potresni kombinaciji vplivov
Table 6.2: Design action due to seismic load combination

spoj	$F_{Ed,G}$ [kN]	$F_{Ed,E}$ [kN]	F_{Ed} [kN]	F_{Rd} [kN]
vezna pločevina – jeklana prečka	8,1	13	28,8	31,1
vezna pločevina – lesena greda 1	2,4	12	21,5	25,2

se nadaljuje ...

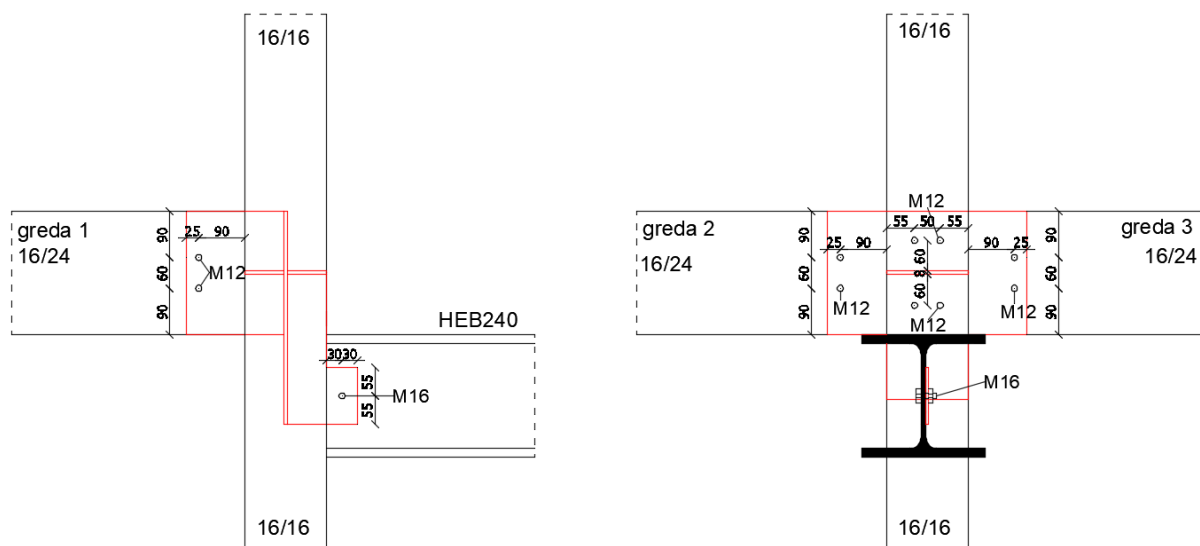
... nadaljevanje preglednice 6.2

vezna pločevina – lesena greda 2	1,5	12,7	21,8	25,2
vezna pločevina – lesena greda 3	1,6	21,1	35,3	50,4
vezna pločevina – lesen steber	17,4	20,7	50,4	457

Projektne obremenitve so manjše od nosilnosti, kar pomeni da so izbrani elementi spoja ustrezni.

6.6 Spoj med lesnim stebrom, leseno gredo in jekleno prečko

Obravnavamo spoj med lesnim stebrom, tremi lesenimi gredami ter jekleno prečko. Enako kot ostale tudi ta spoj izvedemo s pomočjo priklopne pločevine. Spoj je v veliki meri podoben tistemu, ki je obdelan v poglavju 6.5, zato bomo nekatere kontrole izpustili.



Slika 6.7: Členkast spoj jeklena prečka, lesena greda, steber
Figure 6.7: Rotational joint between a steel beam, timber beam and a timber column

6.6.1 Spoj med jekleno prečko in vezno pločevino

Členkast spoj med jekleno prečko in vezno pločevino izvedemo z vijakom M16 8.8 in priključno pločevino debeline 8 mm. V nadaljevanju so navedene kontrole kritičnih nosilnosti spoja.

- Obremenitev pri obtežni kombinaciji MSN2

V_{Ed} 49 kN

Upogibni moment ob stebri, zaradi prečne sile v pločevini na mestu vijakov M_{Ed} 1,7 kNm

- Kontrola upogibnih napetosti v vezni pločevini

$$\begin{array}{ll} W_{el} & 16,1 \text{ cm}^3 \\ M_{Rd} & 3,8 \text{ kNm} \\ M_{Ed} & 1,7 \text{ kNm} \end{array}$$

$$1,7 < 3,8 \text{ kNm}$$

Upogibni moment v vezni pločevini je manjši od dovoljenega!

- Kontrola strižnih napetosti v vezni pločevini

$$\begin{array}{ll} A_{v,n} & 7,4 \text{ cm}^2 \\ V_{Rd} & 100,9 \text{ kN} \\ V_{Ed} & 49,0 \text{ kN} \end{array}$$

$$49,0 < 100,9 \text{ kN}$$

Strižne obremenitve so manjše od dovoljenih!

- Kontrola strižne nosilnosti vijaka

$$\begin{array}{ll} \text{Projektna strižna nosilnost vijaka } F_{v,Rd,1} & 77,2 \text{ kN} \\ F_{v,Ed} & 49,0 \text{ kN} \end{array}$$

$$49,0 < 77,2 \text{ kN}$$

Izbran vijak ima zadostno strižno nosilnost!

- Kontrola bočne nosilnosti vezne pločevine

$$\begin{array}{ll} F_{b,Rd} & 55,3 \text{ kN} \\ F_{b,Ed} & 49,0 \text{ kN} \end{array}$$

$$49,0 < 55,3 \text{ kN}$$

Izbrana vezna pločevina ima zadostno nosilnost na bočne pritiske!

6.6.2 Spoj med vezno pločevino in leseno gredo 1

Obravnavamo členkast spoj med leseno gredo dimenzij 16/24 cm in vezno pločevino. Spoj izvedemo z dvema vijakoma M12 8.8. V nadaljevanju so navedene kritične kontrole nosilnosti posameznih elementov.

- Obremenitev pri obtežni kombinaciji MSN2

$$V_{Ed} \quad 12,9 \text{ kN}$$

- Kontrola strižne nosilnosti vijaka

Projektna strižna nosilnost vijakov $F_{v,Rd,1}$ 43,4 kN

Število vijakov 2

$F_{v,Ed}$ 6,5 kN

6,5 < 43,4 kN

Izbran vijak ima zadostno strižno nosilnost!

- Kontrola bočne nosilnosti vezne pločevine

$F_{b,Rd}$ 31,1 kN

$F_{b,Ed}$ 6,5 kN

6,5 < 31,1 kN

Vezna pločevina ima zadostno nosilnost na bočne pritiske!

- Kontrola strižnih napetosti v gredi

Širina grede b 15,2 cm

Efektivna širina b_{ef} 10,2 cm

Projektna strižna nosilnost $f_{v,d}$ 0,205 kN/cm²

Projektna obremenitev $\sigma_{v,d}$ 0,083 kN/cm²

0,083 < 0,205 kN/cm²

Strižne napetosti v gredi so manjše od dovoljenih!

- Kontrola nosilnosti vijakov v gredi

Karakteristična gostota lesa ρ_k 410 kg/m³

Karakteristična vtisna (bočna) trdnost lesa vzporedno z vlakni $f_{h,0,k}$ 29,6 N/mm²

Karakteristična vtisna (bočna) trdnost lesa pravokotno na vlakna $f_{h,1,k}$ 19,4 N/mm²

Kritična sila pri porušnem mehanizmu $f - F_{v,Rk,f}$ 17,9 kN

Kritična sila pri porušnem mehanizmu $g - F_{v,Rk,g}$ 11,0 kN

Kritična sila pri porušnem mehanizmu $h - F_{v,Rk,h}$ 14,6 kN

Karakteristična nosilnost veznega sredstva v eni strižni ravnini $F_{v,Rk}$ 11,0 kN

Projektna nosilnost veznega sredstva v eni strižni ravnini $F_{v,Rd}$ ($k_{mod} = 0,8$) 6,8 kN

Projektna nosilnost obravnavanega dela spoja - 2 vijaka in dve strižni ravnini

$F_{v,Rd,tot}$ 27,0 kN

F_{Ed} 13,0 kN

13,0 < 27,0 kN

Bočna nosilnost vijakov je večja od obremenitve!

6.6.3 Spoj med vezno pločevino in leseno gredo 2 in 3

Obravnavamo členkast spoj med leseno gredo in vezno pločevino. Zasnova spoja je enaka kot v poglavju 6.5.2, zato bomo v tem delu nosilnosti posameznih delov le povzeli. Spoj med gredo 2 in gredo 3 ter vezno pločevino izvedemo z dvema vijakoma M12 8.8.

- Obremenitve

Kritične obremenitve se pojavijo v potresni kombinaciji vplivov

V_{Ed} 1,3 kN

N_{Ed} 24,7 kN

Karakteristična nosilnost veznega sredstva v eni strižni ravnini $F_{v,Rk}$ 14,9 kN

Projektna nosilnost veznega sredstva v eni strižni ravnini $F_{v,Rd}(k_{mod} = 1,1)$ 12,6 kN

Projektna nosilnost obravnavanega dela spoja - 2 vijaka in dve strižni ravnini

$F_{v,Rd,tot}$ 50,4 kN

F_{Ed} 12,4 kN

12,4 < 50,4 kN

Bočna nosilnost vijakov je večja od obremenitve!

6.6.4 Obremenitev spoja pri potresni obtežni kombinaciji

V nadaljevanju kontroliramo še obremenitev spoja pri potresni obtežni kombinaciji. Projektno obremenitev določimo na podlagi enačbe 6-1. Faktor dodatne nosilnosti prereza znaša 1,4. Vrednosti projektnih obremenitev spoja so navedene v preglednici 6.3.

Preglednica 6.3: Projektna obremenitev spoja pri potresni kombinaciji vplivov

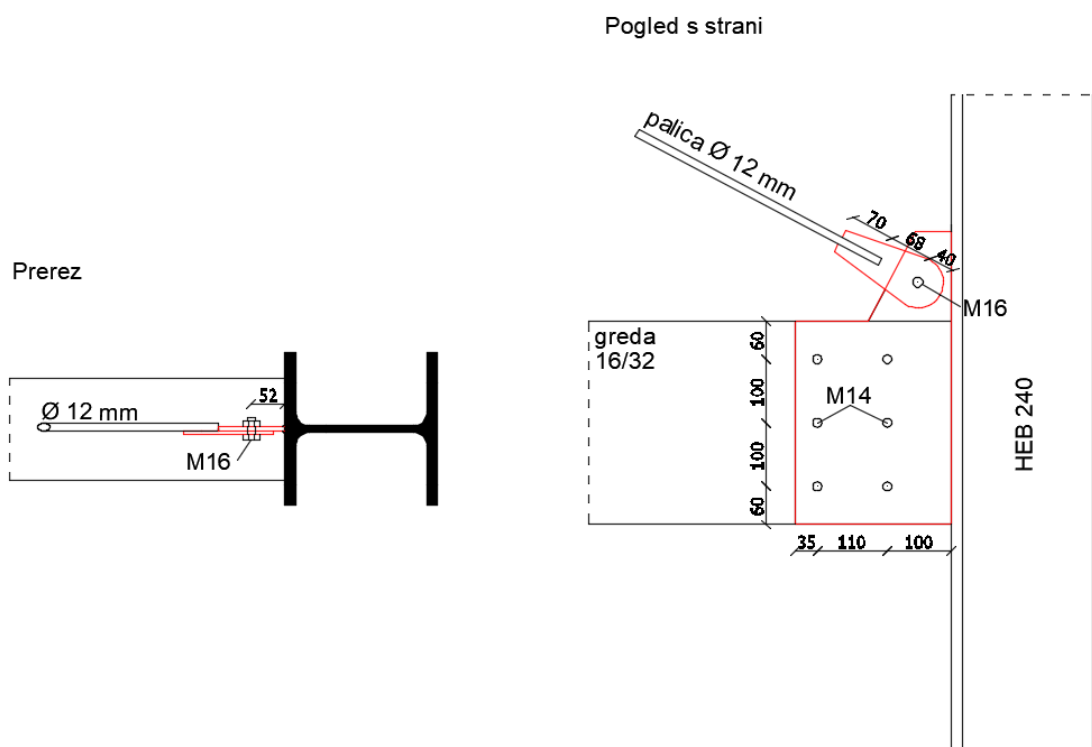
Table 6.3: Design action due to seismic load combination

spoj	$F_{Ed,G}$ [kN]	$F_{Ed,E}$ [kN]	F_{Ed} [kN]	F_{Rd} [kN]
vezna pločevina – jeklena prečka	21,0	10,4	41,0	55,3
vezna pločevina – lesena greda 1	4,4	10,0	23,7	37,1
vezna pločevina – lesena greda 2	1,3	21,2	42,1	50,4
vezna pločevina – lesena greda 3	1,8	23,3	46,7	50,4
vezna pločevina – lesen steber	37,8	0,7	39,1	437

Projektne obremenitve so manjše od nosilnosti, kar pomeni da so izbrani elementi spoja ustrezni.

6.7 Spoj med jeklenim stebrom, jekleno diagonalo in leseno prečko

Obravnavamo spoj med jeklenim stebrom, jekleno diagonalo in leseno prečko. Spoj je izveden s pomočjo vezne pločevine, ki je privarjena na pasnico jeklenega stebra. Lesena prečka je z vezno pločevino povezana preko vijachenega momentnega spoja, jeklena diagonalna pa se priključuje členkasto. Za momentni spoj je uporabljenih 6 vijakov M14 8.8, členkast spoj pa je izveden z vijakom M16 8.8. Skica spoja je prikazana na sliki 6.8, podrobneje pa je prikazan v prilogi B.8.



Slika 6.8: Zasnova spoja jeklen steber, jeklen diagonalna, lesena greda

Figure 6.8: Joint design between a steel column, steel bracing and a timber beam

- Dimenzije elementov

Steber: HEB 240

Greda 16/32 cm

Material: jeklo S235

Material: lepljen lameliran les GL28h

Diagonala RO38x1

Vezna pločevina 6 mm

Material: jeklo S235

Material: jeklo S235

6.7.1 Momentni spoj med jeklenim stebrom in leseno prečko

Obraščani spoj je zasnovan tako, da se upogibni moment iz prečke preko bočne nosilnosti vijakov prenese v vezno pločevino, nato pa preko kotnega zvara v jeklen steber. Za izvedbo momentnega spoja je uporabljenih 6 vijakov M 14 8.8. V nadaljevanju so navedene kritične kontrole nosilnosti.

- Obremenitve

Največje obremenitve se pojavijo pri potresni kombinaciji vplivov

V_{Ed} 5,9 kN

N_{Ed} 1,7 kN

M_{Ed} 7,9 kNm

- Določitev največje obremenitve vijaka

Obremenitev vijakov v spoju zaradi upogibnega momenta določimo na podlagi modula pomika veznih sredstev K_u in rotacijske togosti spoja K_m . Sile razstavimo na X in Y komponento in jim prištejemo osne ter prečne sile. Kontrolo bočne nosilnosti vijakov izvedemo za najbolj obremenjen vijak. (Blaß, Sandhaas, 2016)

$$K_u = \frac{\frac{2}{3} \cdot \rho_k^{1,5}}{20} \cdot d$$

kjer je:

ρ_k - karakteristična gostota lesa [kg/m^3]

d - premer vijaka [mm]

$$K_m = K_u \cdot \left(\sum_{i=1}^n x_i^2 + \sum_{i=1}^n y_i^2 \right)$$

kjer je:

x_i - razdalja od centra rotacije do veznega sredstva po X osi

y_i - razdalja od centra rotacije do veznega sredstva po Y osi

Obremenitev i-tega veznega sredstva zaradi upogibnega momenta:

$$F_{M,i,d} = \frac{K_{u,i} \cdot r_i}{K_m} \cdot M_{Ed}$$

kjer je:

r_i - razdalja od centra rotacije do i-tega veznega sredstva

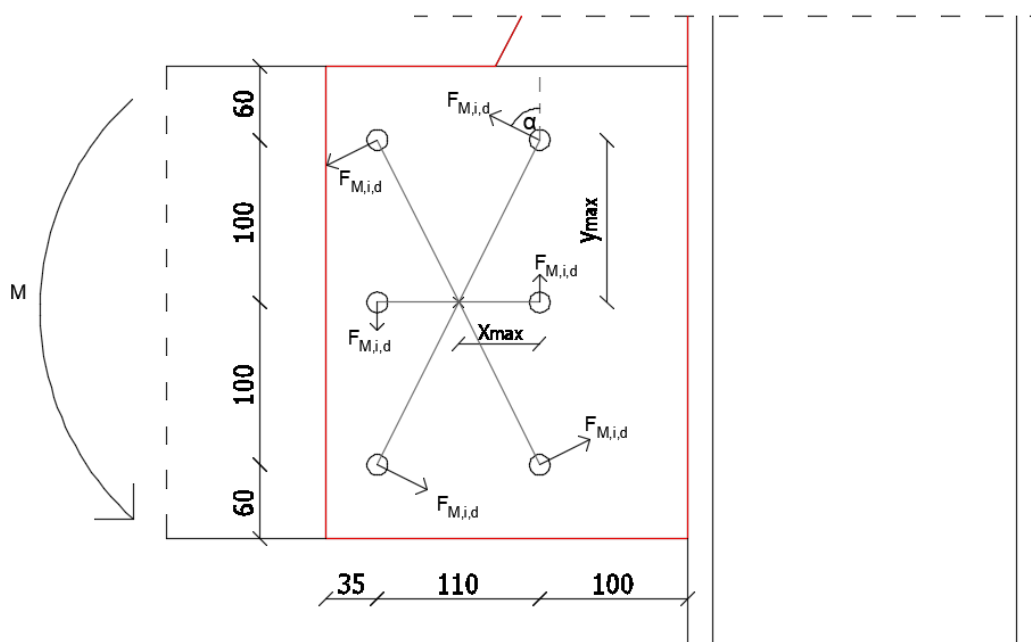
Največjo obremenitev prevzame vijak, ki je najbolj oddaljen od centra rotacije. Silo določimo na podlagi naslednje enačbe:

$$F_{M,d,max} = \frac{K_u \cdot r}{K_m} \cdot M_{Ed}$$

$$r = \sqrt{x_{max}^2 + y_{max}^2}$$

Ko združimo zgornje enačbe, dobimo poenostavljen izraz za določitev največje sile na en vijak.

$$F_{M,d,max} = \frac{K_u \cdot \sqrt{x_{max}^2 + y_{max}^2}}{K_u \cdot (\sum_{i=1}^n x_i^2 + \sum_{i=1}^n y_i^2)} \cdot M_{Ed} = \frac{M_{Ed} \cdot \sqrt{x_{max}^2 + y_{max}^2}}{(\sum_{i=1}^n x_i^2 + \sum_{i=1}^n y_i^2)}$$



Slika 6.9: Prikaz razporeditve sil na vijake zaradi upogibnega momenta
Figure 6.9: Distribution of forces on bolts from bending moment

$$F_{M,d,max} = 790 \cdot \frac{\sqrt{5,5^2 + 10^2}}{6 \cdot 5,5^2 + 4 \cdot 10^2} = 15,5 \text{ kN}$$

$$\alpha = \arctan\left(\frac{y_{max}}{x_{max}}\right) = \arctan\left(\frac{10}{5,5}\right) = 61,2^\circ$$

Oso in prečno silo razporedimo enakomerno med vse vijake

$$F_{V,d} = \frac{V_{Ed}}{n} = \frac{5,9}{6} = 1,0 \text{ kN}$$

$$F_{N,d} = \frac{N_{Ed}}{n} = \frac{1,7}{6} = 0,3 \text{ kN}$$

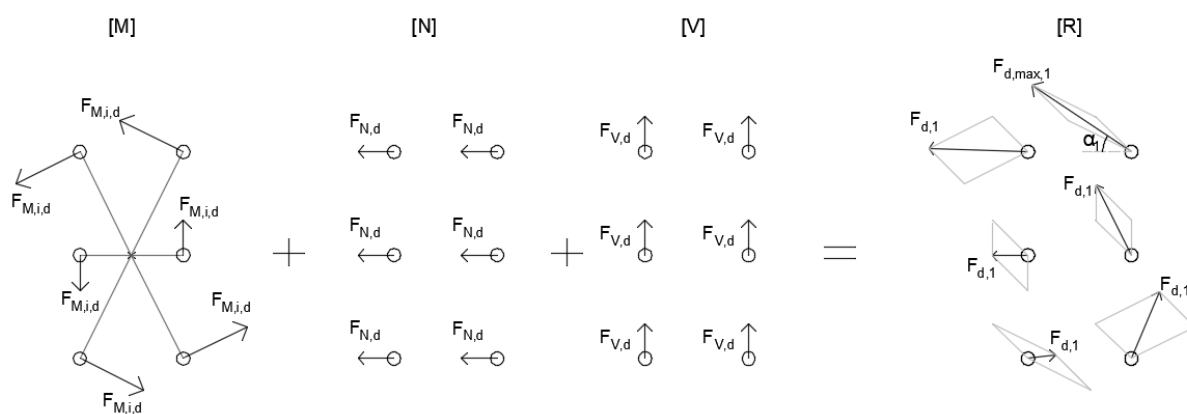
Posamezne komponente seštejemo in dobimo rezultanto sil na en vijak $F_{d,max,1}$

$$F_{d,max,1} = \sqrt{(F_{M,d,max} \cdot \sin \alpha + F_{N,d})^2 + (F_{M,d,max} \cdot \cos \alpha + F_{V,d})^2}$$

$$F_{d,max,1} = \sqrt{(15,5 \cdot \sin 61,2^\circ + 0,3)^2 + (15,5 \cdot \cos 61,2^\circ + 1,0)^2} = 16,3 \text{ kN}$$

Kot rezultante sil glede na lesena vlakna α_1

$$\alpha_1 = \arctan \left(\frac{15,5 \cdot \cos 61,2^\circ + 1,0}{15,5 \cdot \sin 61,2^\circ + 0,3} \right) = 31,4^\circ$$



Slika 6.10: Prikaz razporeditve sil v vijakih
Figure 6.10: Distribution of forces on bolts

- Kontrola bočne nosilnosti vijaka v gredi

Karakteristična vtisna (bočna) trdnost lesa vzporedno z vlakni $f_{h,0,k}$ 28,9 N/mm²

Karakteristična vtisna (bočna) trdnost lesa pod kotom α glede na vlakna $f_{h,1,k}$ 25,1 N/mm²

Kritična sila pri porušnem mehanizmu f - $F_{v,Rk,f}$ 27,1 kN

Kritična sila pri porušnem mehanizmu g - $F_{v,Rk,g}$ 16,1 kN

Kritična sila pri porušnem mehanizmu h - $F_{v,Rk,h}$ 21,5 kN

Karakteristična nosilnost veznega sredstva v eni strižni ravnini $F_{v,Rk}$ 16,1 kN

Projektna nosilnost veznega sredstva v eni strižni ravnini $F_{v,Rd}$ ($k_{mod} = 1,1$) 13,6 kN

Projektna nosilnost vijaka $F_{v,Rd,tot}$ 27,2 kN

Projektna obremenitev vijaka F_{Ed} 16,3 kN

16,3 < **27,2 kN**

Največja obremenitev vijaka je manjša od nosilnosti!

- Kontrola upogibne nosilnosti vezne pločevine

W_{el} 102,4 cm³
 M_{Rd} 24,1 kNm
 M_{Ed} 7,9 kNm

7,9 < **24,1 kNm**

Vezna pločevina ima zadostno upogibno nosilnost

- Kontrola bočne nosilnosti vezne pločevine

$F_{b,Rd}$ 36,3 kN
 $F_{b,Ed}$ 16,2 kN

15,3 < **36,6 kN**

Vezna pločevina ima zadostno nosilnost na bočne pritiske!

- Kontrola zvar med pločevino in pasnico stebra

Izberemo obojestranski kotni zvar debeline 3 mm.

L_{eff} 31,4 cm
 W_{zvar} 98,6 cm³
 σ_{vwd} 8,0 kN/cm²
 f_u 36 kN/cm²
 f_{vwd} 20,8 kN/cm²

8,0 < **20,8 kN/cm²**

Projektne napetosti v zvaru so manjše od dovoljenih!

- Kontrola upogibnih napetosti na neto prerezu grede

W_{ef} 2288,9 cm³
 $f_{m,k}$ 2,8 kN/cm²
 k_{mod} 1,1
 $f_{m,d}$ 2,464 kN/cm²
 $\sigma_{m,d}$ 0,345 kN/cm²

$$0,345 < 2,464 \text{ kN/cm}^2$$

Upogibna nosilnost oslabljenega prereza je večja od obremenitve!

- Kontrola razporeditve vijakov

Dejanski odmiki

- | | |
|-----------------------------------|--------|
| - od roba pravokotno na vlakna | 60 mm |
| - med vijaki pravokotno na vlakna | 100 mm |
| - med vijaki vzporedno z vlakni | 110 mm |
| - od roba vzporedno z vlakni | 100 mm |

Dovoljeni odmiki

- | | |
|-----------------------------------|-------|
| - od roba pravokotno na vlakna | 56 mm |
| - med vijaki pravokotno na vlakna | 70 mm |
| - med vijaki vzporedno z vlakni | 84 mm |
| - od roba vzporedno z vlakni | 98 mm |

Vsi odmiki so večji od dovoljenih!

6.7.2 Členkast spoj jeklene diagonale in jeklenega stebra

Spoj jeklene diagonale na jeklen steber je izveden preko priključne pločevine, ki je privarjena na jekleno palico premera 12 mm. Priključna pločevina se nato preko vijaka M16 8.8 členkasto priključuje na vezno pločevino, ki je privarjena na pasnico jeklenega stebra. Uporabljene priključne in vezne pločevine so debeline 6 mm. Spoj dimenzioniramo kot polno nosilni, prav tako pri določitvi projektne sile upoštevamo tudi faktor dodatne nosilnosti materiala.

- Obremenitev

A_{diag}	$1,13 \text{ cm}^2$
γ_{ov}	1,25
N_{Ed}	36,5 kN

- Kontrola zvara med diagonalno in priklopno pločevino

Izberemo obojestranski kotni zvar, debeline 3 mm.

L_{eff}	25,6 cm
A_v	$7,68 \text{ cm}^2$
σ_{vwd}	$4,8 \text{ kN/cm}^2$
f_u	36 kN/cm^2
f_{vwd}	$20,8 \text{ kN/cm}^2$

$$4,8 < 20,8 \text{ kN/cm}^2$$

Projektne napetosti v zvaru so manjše od dovoljenih!

- Kontrola strižne nosilnosti vijaka

Projektna strižna nosilnost vijaka $F_{v,Rd}$ 77,2 kN

$F_{v,Ed}$ 37,5 kN

$$36,5 < 77,2 \text{ kN}$$

Izbran vijak ima zadostno strižno nosilnost!

- Kontrola bočne nosilnosti vezne pločevine

$F_{b,Rd}$ 41,5 kN

$F_{b,Ed}$ 36,5 kN

$$36,5 < 41,5 \text{ kN}$$

Vezna pločevina ima zadostno nosilnost na bočne pritiske!

- Kontrola zvara med vezno pločevino in pasnico stebra

Izberemo obojestranski kotni zvar, debeline 3 mm.

L_{eff} 27,4 cm

A_v 8,22 cm²

σ_{vwd} 4,4 kN/cm²

f_u 36 kN/cm²

f_{vwd} 20,8 kN/cm²

$$4,4 < 20,8 \text{ kN/cm}^2$$

Projektne napetosti v zvaru so manjše od dovoljenih!

- Kontrola razporeditve vijakov

Dejanski odmiki

- od roba v smeri obtežbe 40 mm
- od roba pravokotno na obtežbo 40 mm

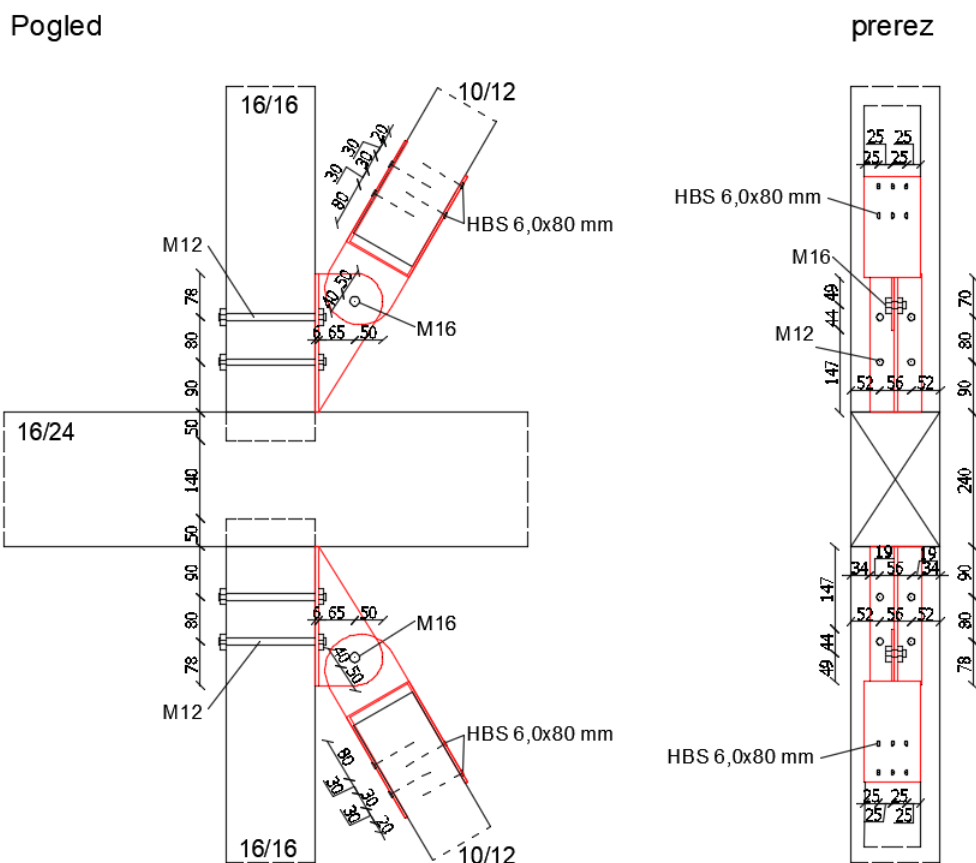
Dovoljeni odmiki

- od roba v smeri obtežbe 36 mm
- od roba pravokotno na obtežbo 27 mm

Vsi odmiki so večji od dovoljenih!

6.8 Spoj med lesnim povezjem, lesnim stebrom in leseno gredo

Obravnavamo spoj med leseno gredo, leseno diagonalo in lesnim stebrom. Greda poteka zvezno preko stebra, diagonala pa se preko vezne pločevine priključuje na stebber. Členkast spoj med gredo in stebrom je izveden s čepom na strani stebra in utorom v prečki. V tem primeru kontroliramo upogibno nosilnost oslabiljenega prereza prečke in kontaktne napetosti prečno na vlakna. Členkast spoj med povezjem in stebrom zagotovimo z M16 8.8. Skica spoja je prikazana na sliki 6.11, podrobno pa je izrisan v prilogi B.9.



Slika 6.11: Zasnova spoja med stebrom, gredo in povezjem
Figure 6.11: Joint design between a column, beam and bracing

- Dimenzije elementov

Steber: 16/16 cm

Greda 16/24 cm

Material: lepljen lameliran les GL22h

Material: lepljen lameliran les GL28h

Povezje 10/12 cm

Vezna pločevina 6 mm

Material: masiven les C24

Material: jeklo S235

6.8.1 Spoj med leseno diagonalo in vezno pločevino

Spoj je po zasnovi in dimenzijah enak tistemu, ki je opisan v poglavju 6.5.3, zato so tudi nosilnosti posameznih veznih sredstev enake in jih ne bomo ponovno računali. Za spoj je uporabljenih 12 vijakov HBS 6x80 mm.

- Obremenitev

Največja obremenitev se pojavi pri potresni obtežni kombinaciji

$$N_{Ed} \quad 25,2 \text{ kN}$$

- Kontrola bočne nosilnosti vijaka

Projektna nosilnost veznega sredstva v eni strižni ravnini $F_{v,Rd} (k_{mod} = 1,1)$ 3,1 kN

Projektna nosilnost obravnavanega dela spoja - 3 vrste po 2 vijaka

Število vrst m 3

Število vijakov v vrsti n 2

n_{ef} 1,4

$F_{v,Rd,tot}$ 13,0 kN

F_{Ed} 12,6 kN

$$12,6 < 13,0 \text{ kN}$$

Bočna nosilnost vijakov je večja od obremenitve!

6.8.2 Spoj med vezno pločevino in lesenim stebrom

Spoj med vezno pločevino in lesenim stebrom je izveden preko 4 vijakov M12 8.8.

- Obremenitev

Oso silo iz povezja razdelimo na dve sili, ki na vijake delujeta strižno in izvlečno

V_{Ed} 22,0 kN

N_{Ed} 10,7 kN

- Kontrola strižne nosilnosti vijakov

Število vijakov 4

Projektna strižna nosilnost vijaka $F_{v,Rd,1}$ 43,4 kN

$F_{v,Ed}$ 5,5 kN

$$5,5 < 43,4 \text{ kN}$$

Strižna nosilnost vijakov je večja od dovoljene!

- Kontrola bočne nosilnosti vezne pločevine

$$F_{b,Rd} \quad 31,1 \text{ kN}$$

$$F_{b,Ed} \quad 5,5 \text{ kN}$$

$$5,5 < 31,1 \text{ kN}$$

Vezna pločevina ima zadostno nosilnost na bočne pritiske!

- Kontrola bočne nosilnosti vijaka v stebru

$$\text{Karakteristična vtisna (bočna) trdnost lesa vzporedno z vlakni } f_{h,0,k} \quad 27,1 \text{ N/mm}^2$$

Debelina vezne pločevine t je enaka polovici premera vijaka d , zato jo obravnavamo kot tanko pločevino.

$$\text{Kritična sila pri porušnem mehanizmu a - } F_{v,Rk,a} \quad 20,8 \text{ kN}$$

$$\text{Kritična sila pri porušnem mehanizmu b - } F_{v,Rk,b} \quad 12,2 \text{ kN}$$

$$\text{Kritična sila pri porušnem mehanizmu c - } F_{v,Rk,c} \quad 52,0 \text{ kN}$$

$$\text{Karakteristična nosilnost veznega sredstva v eni strižni ravnini } F_{v,Rk} \quad 12,2 \text{ kN}$$

$$\text{Projektna nosilnost veznega sredstva v eni strižni ravnini } F_{v,Rd} \quad 10,3 \text{ kN}$$

Projektna nosilnost obravnavanega dela spoja - 2 vrsti po 2 vijaka

$$\text{Število vrst } m \quad 2$$

$$\text{Število vijakov v vrsti } n \quad 2$$

$$n_{ef} \quad 1,6$$

$$F_{v,Rd,tot} \quad 32,6 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} \quad 22,0 \text{ kN}$$

$$22,0 < 32,6 \text{ kN}$$

Bočna nosilnost vijakov je večja od obremenitve!

- Kontrola vijakov na izvlek

Karakteristična izvlečna nosilnost veznega elementa

$$A_{\text{podložke}} \quad 15,2 \text{ cm}^2$$

$$f_{c,90,k} \quad 250 \text{ N/cm}^2$$

$$F_{ax,rk} \quad 11,4 \text{ kN}$$

Projektna izvlečna nosilnost veznega elementa

$$k_{mod} \quad 1,10$$

$$\gamma_M \quad 1,30$$

$$F_{ax,Rd} \quad 9,65 \text{ kN}$$

$$F_{ax,Rd,tot} \quad 38,6 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} \quad 10,7 \text{ kN}$$

$$10,7 < 38,6 \text{ kN}$$

Nosilnost vijakov na izvlek je večja od obremenitve!

6.8.3 Spoj med stebrom in gredo

Spoj je izveden s čepom na vrhu stebra in utorom v prečki. S tako zasnovo oslabimo prerez prečke, zato moramo kontrolirati upogibne napetosti na oslavljenem prerezu. Prav tako na oslavljenem prerezu izvedemo kontrolo tlačnih napetosti pravokotno na vlakna.

- Kontrola kontaktnih napetosti pravokotno na vlakna

$$F_{Ed} \quad 44 \text{ kN}$$

$$A_n \quad 176 \text{ cm}^2$$

$$f_{c,90,k} \quad 0,3 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_{mod} \quad 1,1$$

$$f_{c,90,d} \quad 0,264 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,90,d} \quad 0,250 \text{ kN/cm}^2$$

$$0,250 < 0,264 \text{ kN/cm}^2$$

Napetosti pravokotno na vlakna so manjše od dovoljenih!

- Kontrola upogibnih napetosti v gredi

$$M_{Ed} \quad 2,2 \text{ kNm}$$

$$W_n \quad 1151 \text{ cm}^3$$

$$f_{m,k} \quad 2,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_{mod} \quad 0,8$$

$$f_{m,d} \quad 1,792 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,d} \quad 0,19 \text{ kN/cm}^2$$

$$0,19 < 1,792 \text{ kN/cm}^2$$

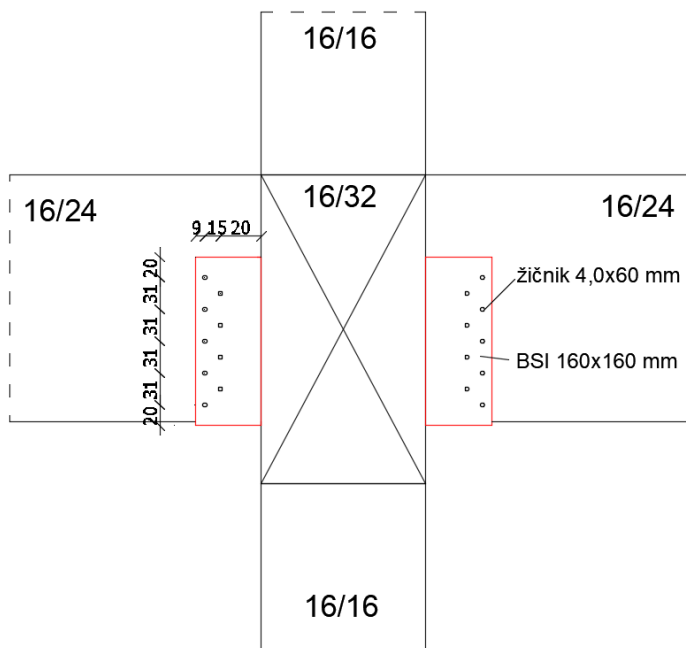
Oslabljen prerez ima še vedno zadostno upogibno nosilnost!

6.8.4 Obremenitev spoja pri potresni obtežni kombinaciji

Obremenitev spoja zaradi potresne obtežne kombinacije je relativno majhna, zato ni potrebe po dodatni kontroli nosilnosti.

6.9 Spoj med lesenima gredama in lesenim stebrom

Obravnavamo leseno gredo dimenzij 16/32 cm, ki poteka zvezno preko stebra dimenzij 16/16 cm, ter gredi dimenzij 16/24 cm, ki ležita pravokotno na večjo gredo. Spoj med stebrom in glavno gredo je izveden s čepom in utorom, stranski gredi pa se priključujeta preko jeklenih čevljev BSI 16/16 cm proizvajalca Rothoblaas (Rothoblaas, 2013). Kontroliramo upogibno in strižno nosilnost oslabiljenega prereza grede, ter kontaktne napetosti pravokotno na vlakna. Skica spoja je prikazana na sliki 6.12.



Slika 6.12: Zasnova spoja med stebrom, gredo 16/32 cm in gredo 16/24 cm
Figure 6.12: Joint design between a 16/32 cm beam and beam a 16/24 cm beam

- Dimenzije elementov

Steber: 16/16 cm

Greda 1: 16/24 cm

Material: lepljen lameliran les GL22h

Material: lepljen lameliran les GL28h

Greda 2: 16/32 cm

Material: lepljen lameliran les GL28h

6.9.1 Spoj med leseno gredo 1 in lesenim stebrom

Spoj izvedemo s pomočjo jeklenega čevlja BSI 16/16 cm. Karakteristično nosilnost elementa nam poda proizvajalec, prav tako tudi potrebno število veznih sredstev. Projektna nosilnost uporabljenega elementa znaša 25,6 kN, kar je manj kot je obremenitev spoja. Ta znaša 7,4 kN pri obtežni kombinaciji MSN4. Za doseganje predpisane nosilnosti elementa je potrebno jekleni čevlji z gredo spojiti z žičniki 4,0x60 mm. Na stiku s sekundarno gredo je potrebnih 18 žičnikov, na stiku z glavno gredo pa 30

žičnikov. V jeklenem čevlju so že izvrtane luknje skozi katere zabijemo žičnikov, zato kontrola razporeditve veznih sredstev ni potrebna.

6.9.2 Spoj med leseno gredo 2 in lesenim stebrom

Greda poteka zvezno preko stebra, zato se v njej pojavijo negativni upogibni momenti. Prerez prečke je oslabljen, zato izvedemo kontrole upogibne in strižne nosilnosti na neto prerezu.

- Obremenitve pri obtežni kombinaciji MSN4

$$\begin{aligned} V_{Ed} & 38,6 \text{ kN} \\ M_{Ed} & 27,9 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Kontrola upogibnih napetosti oslabljenega prereza

$$\begin{aligned} W_n & 2155 \text{ cm}^3 \\ f_{m,k} & 2,8 \text{ kN/cm}^2 \\ k_{mod} & 0,8 \\ f_{m,d} & 1,792 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{m,d} & 1,295 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$1,295 < 1,295 \text{ kN/cm}^2$$

Upogibne napetosti na oslabljenem prerezu so manjše od dovoljenih!

- Kontrola strižnih napetosti na oslabljenem prerezu

$$\begin{aligned} f_{v,k} & 0,32 \text{ kN/cm}^2 \\ k_{mod} & 0,8 \\ f_{v,d} & 0,20 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{v,d} & 0,17 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$0,17 < 0,20 \text{ kN/cm}^2$$

Strižne napetosti na oslabljenem prerezu so manjše od dovoljenih!

- Kontrola napetosti pravokotno na vlakna

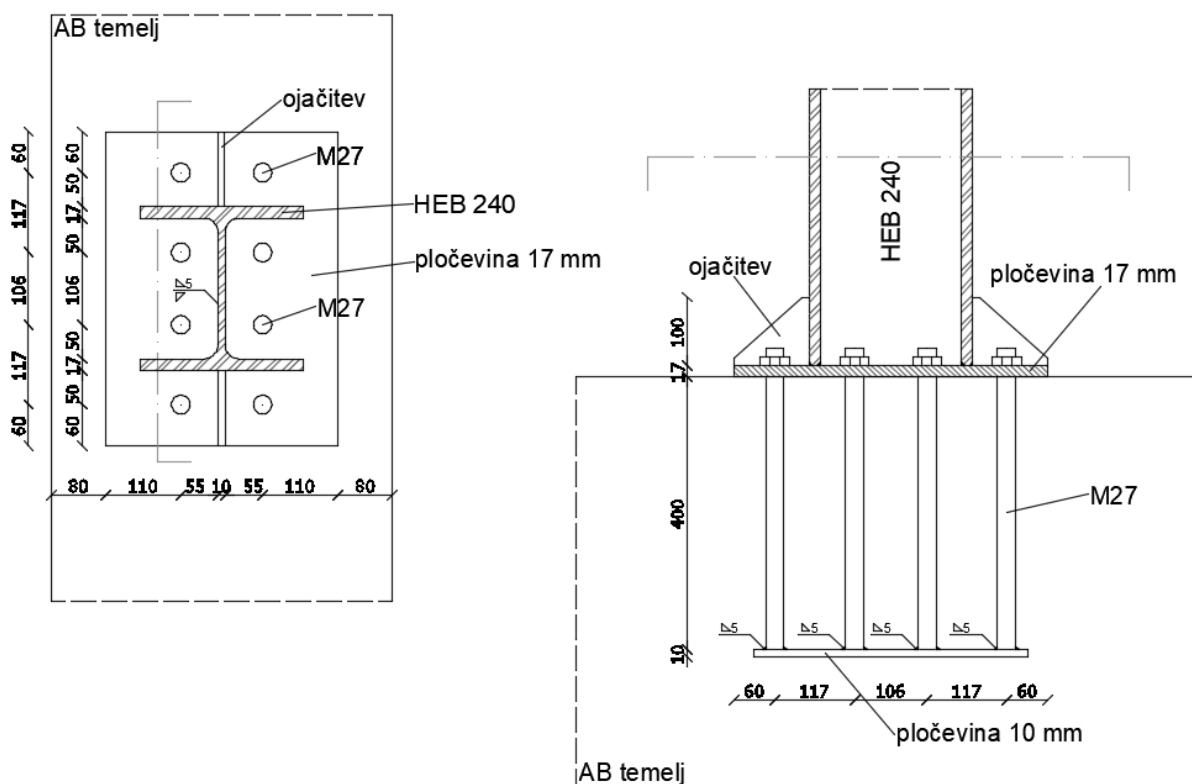
$$\begin{aligned} N_{Ed} & 108,7 \text{ kN} \\ f_{c,90,k} & 0,3 \text{ kN/cm}^2 \\ k_{mod} & 0,8 \\ k_{c,90} & 1,75 \\ f_{c,90,d} & 0,336 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{c,90,d} & 0,309 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$0,309 < 0,336 \text{ kN/cm}^2$$

Napetosti pravokotno na vlakna so manjše od dovoljenih!

6.10 Spoj med jeklenim stebrom in temeljem

Obravnavamo polno nosilni momentni spoj med jeklenim stebrom HEB 240 in betonskim temeljem. Ta je izveden s čelno pločevino debeline 17 mm, ki je privarjena na steber, pločevino debeline 10 mm, ki je vstavljena v beton, in 8 vijaki M27 8.8. Vijake se navari na pločevino debeline 10 mm in se vstavi v svež beton med betoniranjem temelja. Pločevina v betonu med vgradnjo zagotavlja mirovanje vijakov, po priključitvi stebra pa zagotavlja enakomeren prenos obremenitev iz vijakov v beton. Čelna pločevina je na pasnico stebra privajena s polno penetriranim zvarom, na stojino pa s kotnim zvarom debeline 5 mm. Na čelno pločevino in pasnico stebra so privarjene tudi dve dodatne ojačitve iz pločevine debeline 10 mm, ki čelni pločevini povečujejo togost in zagotavljajo enakomeren razpored sile med vijaki. Skica spoja je prikazana na sliki 6.13.



Slika 6.13: Zasnova spoja med jeklenim stebrom in temeljem
Figure 6.13: Joint design between the steel column and foundation

- Obremenitev

Spoj obravnavamo kot polno nosilen, zato je obremenitev določena s plastično upogibno nosilnostjo stebra, upoštevamo tudi faktor dodatne nosilnosti materiala.

W_{pl}	1035 cm ³
M_{Ed}	334,4 kNm
V_{Ed}	115,3 kN

- Kontrola zvara med čelno pločevino in stebrom

Za zvar med pasnico stebra in vezno pločevino izberem polno penetriran V zvar. Glede na SIST EN 1993-1-8 točka 4.7.1(1) predpostavim, da ima zvar večjo nosilnost kot najšibkejši element, ki je v tem primeru čelna pločevina.

- Kontrola zvara med stojino stebra in čelno pločevino

Zvar prenaša strižno obremenitev iz stojine stebra v čelno pločevino. Izberem dvostranski kotni zvar debeline 5 mm.

$F_{Ed,V}$	115,3 kN
L_{eff}	32,8 cm
A_w	16,4 cm ²
σ_{vwd}	7,0 kN/cm ²
f_u	36 kN/cm ²
f_{vwd}	20,8 kN/cm ²

$$7,0 < 20,8 \text{ kN/cm}^2$$

Obremenitve zvara so manjše od dovoljenih!

- Kontrola osne nosilnosti vijaka

Predpostavim linearno razporeditev sil na vijake.

Izberem 8 vijakov M27 8.8

Projektna natezna nosilnost vijaka $F_{t,Rd}$	264,4 kN
Projektna osna obremenitev vijaka $F_{t,Ed}$	243,2 kN

$$243,2 < 264,4 \text{ kN}$$

Vijaki imajo zadostno natezno nosilnost!

- Kontrola preboja pločevine

$B_{p,Rd}$	614,3 kN
$F_{t,Rd}$	264,4 kN

$$264,4 < 614,3 \text{ kN}$$

Vezna pločevina ima zadostno nosilnost na preboj vijaka

- Kontrola razporeditve vijakov

Dejanski odmiki

- | | |
|---------------------------|--------|
| - od roba v smeri obtežbe | 60 mm |
| - odmiki med vijaki | 106 mm |

Dovoljeni odmiki

- | | |
|---------------------------|-------|
| - od roba v smeri obtežbe | 60 mm |
| - odmiki med vijaki | 90 mm |

Vsi odmiki so večji ali enaki dovoljenim!

7 ZAKLJUČEK

V magistrski nalogi smo obravnavali gradnjo lesenih objektov. Predstavili smo uporabne sisteme nosilnih konstrukcij. Enodružinsko hišo smo zasnovali z leseno okvirno nosilno konstrukcijo. Za izbran sistem smo izdelali statično in dinamično analizo. Med zasnovo smo v začetku predpostavili, da bo celotna nosilna konstrukcija objekta izdelana iz lesenih elementov, vendar smo med projektiranjem spremenili konstrukcijo, ker bi bile računsko potrebne dimenzije lesenih prerezov prevelike in bi kazile izgled objekta, ter uporabnost prostorov. Na določenih mestih smo lesene elemente nadomestili z jeklenimi. Nosilno konstrukcijo objekta smo sestavili iz lesenih stebrov, dimenzij 16/16 cm, gred, dimenzij 16/24 cm in 16/32 cm, ter jeklenih profilov HEB 240. Za prenos horizontalnih obremenitev smo uporabili lesena križna povezja, dimenzij 10/12 cm, in povezje iz jeklene palice, premera 12 mm.

Največ težav pri snovanju nosilne konstrukcije nam je predstavljala tlorisna zasnova objekta. Prostori pritličja so zelo odprti, v zunanjih stenah imajo velike odprtine, zato smo naleteli na težave s postavitvijo vertikalnega zavetrovanja, kar smo rešili z momentnim okvirjem v prvi etaži in jeklenim povezjem v drugi etaži. Pojavile so se nove težave. Togost členkastega okvira je veliko večja od togosti momentnega. Posledično je pri horizontalnem odzivu konstrukcije prihajalo do torzijskih zasukov objekta. Slednje smo rešili s pravilno izbiro prerezov elementov, ki sestavljajo momentni okvir. Pri dimenzioniranju lesenega povezja na potresno obremenitev, se je pokazala slabost lesenih diagonal. Obnašanje lesa je linearno-elastično, zato leseni elementi niso sposobni sipanja energije. S stališča potresnovarnega projektiranja bi bila boljša izbira jeklenih diagonal, vendar smo tudi z lesenimi dosegli duktilno obnašanje, in sicer s pravilno zasnovo spojev med lesenimi diagonalami in lesenimi stebri. Desipacija energije med potresno obremenitvijo se izvrši z deformacijo vijakov manjšega premera na stiku med leseno diagonalo in jekleno pločevino.

Statično analizo konstrukcije smo izvedli s programom Scia Engineer. Na podlagi notranjih statičnih količin smo preverili kontrole mejnih stanj nosilnosti in mejnih stanj uporabnosti. Ugotovili smo, da vsi izbrani elementi izpolnjujejo zahtevane pogoje. Največja izkoriščenost elementa, glede na mejno stanje nosilnosti, znaša 88%. Dimenzije prerezov lesenih elementov bi sicer lahko poskušali optimizirati, vendar bi kmalu naleteli na težave s prevelikimi povesi elementov. Izkoriščenost jeklenih elementov je relativno nizka. Najvišja je pri jeklenem nosilcu in znaša 33 %. Ker ti elementi pomembno prispevajo k togosti objekta, ne smemo uporabiti manjših prerezov. Z modalno analizo smo določili obremenitve objekta v primeru potresnih vplivov. Preverjanje konstrukcije v nezgodnih mejnih stanjih je pokazala, da so izbrani elementi sposobni prevzeti potresne obremenitve.

V okviru projektiranja nosilne konstrukcije stanovanjske hiše smo zasnovali in določili dimenzije pomembnejših spojev. Pri večini obravnavanih spojev se na enem mestu členkasto stikuje več

elementov. Med sabo smo jih povezali s pomočjo jeklenih veznih pločevin in vijakov. Vse elemente spoja smo dimenzionirali s skladu z veljavnimi standardi Evrokod. V enostavnejših spojih, kjer se stikujeta dva ali trije elementi, smo uporabili klasične tesarske zveze in lesne vijake. Spoj med lesenim stebrom in gredo smo izvedli z lesenim čepom in utorom, spoj med dvema lesenima gredama pa z oslabitvijo obeh gred in stikom v isti ravnini. Slednji način spajanja bi lahko predstavljal težave zaradi 50-odstotnega zmanjšanja prereza elementa. Vendar na teh mestih, glede na rezultate statične analize, prevladujejo strižne obremenitve, ki so manjše od strižne nosilnosti oslabljenega prereza.

VIRI

AGEPAN. 2013. OSB/3 – Technische Daten.

http://ss1.spletnik.si/4_4/000/000/2c6/739/OSB-3-Technische-Daten.pdf (Pridobljeno 2. 7. 2017.)

Blaß, H.J., Sandhaas, C. 2016. Ingenieurholzbau - Grundlagen der Bemessung. Karlsruhe, Karlsruher Institut für Technologie (KIT): 644 str.

International timber. 2015. 5 reasons timber is superior to steel and brick

<http://www.internationaltimber.com/news/timber/5-reasons-timber-is-superior-to-steel-and-brick>

(Pridobljeno 1. 9. 2017.)

Javušnik. 2017. Brunarice.

<http://www.hise-montazne.si/montazne-hise/brunarice/brunarica.aspx> (Pridobljeno 1. 9. 2017.)

Kager hiša d.o.o. 2017. Idejni projekt. Osebna komunikacija (23. 1. 2017.)

Kolb, J. 2008. Systems in Timber Engineering: loadbearing structures and component layers. Basel, Berlin, Boston, Birkhäuser: 317 str.

Marken. 2014. South Surrey Passive House.

http://www.markendc.com/passive-house-south-surrey.html?page_g29868=2 (Pridobljeno 1. 9. 2017.)

Meyes. 2017. Massivholzhaus.

<http://mw-holzhaus.de/referenzen/massivholzhaus-kfw-55/> (Pridobljeno 1. 9. 2017.)

Nemetschek group. 2015. Scia Engineer 15.1: računalniški program za analizo in dimenzioniranje konstrukcijskih sistemov. München, Nemetschek group.

Olsen, K. 2003. Anne Hvides Gaard Svendborg.

<https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=660672> (Pridobljeno 1. 9. 2017.)

Rothoblaas. 2013. Handbook for wooden buildings.

<https://issuu.com/rothoblaas/docs/handbook-for-wooden-buildings-en?e=18207635/43222546>

(Pridobljeno 21. 12. 2016.)

Rothoblaas. 2009. My project 4.01: računalniški program za analizo veznih sredstev pri lesenih konstrukcijah. Cortaccia, Rothoblaas.

Sure house. 2015. SURE Construction: 03 Wall Framing. Sure house blog, objavljeno 19. 5. 2015.
<http://www.popsci.com/sure-construction-floor-framing#page-3> (Pridobljeno 1. 9. 2017.)

Zavod za gozdove Slovenije (ZGS). 2017. O gozdovih Slovenije.
http://www.zgs.si/slo/gozdovi_slovenije/o_gozdovih_slovenije/lesna_zaloga/index.html (Pridobljeno 1. 9. 2017.)

Standardi:

SIST EN 1991-1-1:2005 – Eurocode 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1.del: Splošni vplivi – gostote, lastna teža, koristne obtežbe stavb

SIST EN 1991-1-3:2004 – Eurocode 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3.del: Splošni vplivi – obtežba snega

SIST EN 1991-1-4:2005 – Eurocode 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4.del: Splošni vplivi – obtežba vetra

SIST EN 1993-1-1:2005 – Eurocode 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe

SIST EN 1995-1-1:2005 – Eurocode 5: Projektiranje lesenih konstrukcij – 1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

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

»Ta stran je namenoma prazna«

PRILOGE

PRILOGA A: IZPIS REZULTATOV IZ PROGRAMA SCIA ENGINEER

PRILOGA B: POZICIJSKI NAČRTI

- B.1 TLORIS PRITLIČJA M 1:50
- B.2 TLORIS ETAŽE M 1:50
- B.3 TLORIS STREHE M 1:50
- B.4 PREREZ A-A M 1:50
- B.5 PREREZ B-B M 1:50
- B.6 DETAJL SPOJA 1 – STEBER, GREDA, POVEZJE, JEKLEN NOSILEC M 1:5
- B.7 DETAJL SPOJA 2 – STEBER, GREDA, POVEZJE, JEKLEN NOSILEC M 1:5
- B.8 DETAJL MOMENTNEGA SPOJA M 1:5
- B.9 DETAJL PRIKLJUČITVE LESENEGA POVEZJA M 1:5