

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Lulić, A., 2014. Projektiranje nosilnih elementov konstrukcije iz križno lepljenih lesenih plošč. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Lopatič, J.): 117 str.

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Lulić, A., 2014. Projektiranje nosilnih elementov konstrukcije iz križno lepljenih lesenih plošč. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Lopatič, J.): 117 pp.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ
GRADBENIŠTVA
ORGANIZACIJSKO
TEHNOLOŠKA SMER

Kandidat:

ALEN LULIĆ

**PROJEKTIRANJE NOSILNIH ELEMENTOV
KONSTRUKCIJE IZ KRIŽNO LEPLJENIH LESENIH
PLOŠČ**

Diplomska naloga št.: 3364/OTS

**DESIGN OF LOAD-BEARING STRUCTURAL
ELEMENTS MADE OF CROSS LAMINATED TIMBER**

Graduation thesis No.: 3364/OTS

Mentor:

izr. prof. dr. Jože Lopatič

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Član komisije:

prof. dr. Boštjan Brank

doc. dr. Sebastjan Bratina

Ljubljana, 23. 01. 2014

POPRAVKI

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani Alen Lulić izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom »**Projektiranje nosilnih elementov konstrukcije iz križno lepljenih lesenih plošč**«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 5. 1. 2014

Alen Lulić

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.011.1:674(043.2)
Avtor:	Alen Lulić
Mentor:	izr. prof. dr. Jože Lopatič
Naslov:	Projektiranje nosilnih elementov konstrukcije iz križno lepljenih lesenih plošč
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	117 str., 25 pregl., 99 sl.
Ključne besede:	projektiranje lesenih konstrukcij, križno lepljene lesene plošče, vplivi na stavbe, računski model, mejna stanja, projektiranje spojev, potresna odpornost, požarna varnost, zaščita lesenih konstrukcij

Izvleček

Les se je v zadnjih letih razvil v visokotehnološki izdelek, katerega meje razvoja še zdaleč niso dosežene. Miselnost, da je les uporaben le za gradnjo počitniških hiš, vrtnih lop in podobnih pomožnih objektov, z razvojem postaja del preteklosti. Danes les oziroma lesena gradnja lahko konkurira najzahtevnejšim izvedbam objektov, tako individualnega kot javnega značaja. K temu je veliko pripomogla iznajdba konstrukcijskih elementov iz križno lepljenih lesenih panelov, s katerimi lahko rešujemo zelo zahtevne in kompleksne konstrukcijske in arhitekturne zasnove objektov. V diplomski nalogi je predstavljeno projektiranje konstrukcije iz križno lepljenih lesenih plošč na potresnem območju. V začetku diplomske naloge so opisane prednosti gradnje lesenih stavb z vidika trajnostnega razvoja. Sledi predstavitev križno lepljenih lesenih plošč, ki izkazujejo mnogo bolj enakomerne in boljše mehanske lastnosti kot enosmerno lepljeni leseni elementi. Predstavljena je HOBBS metoda projektiranja konstrukcij iz križno lepljenih lesenih plošč, ki sta jo predlagala Blass in Fellmoser («Homogenised, Orthotropic plane stress Blass reduced cross Section method»). Projektiranje nosilnih elementov konstrukcije iz križno lepljenih plošč je predstavljeno na idejnem načrtu študentskega doma, katerega načrte je pripravil študent arhitekture. Modeliranje konstrukcije je bilo izvedeno s pomočjo programskega orodja Sofistik za osnovna projektna stanja in potresno situacijo. Dimenzionirani so izbrani kritični nosilni elementi in spoji za mejno stanje nosilnosti. Kontrola mejnega stanja uporabnosti je bila izvedena s kontrolo povosov plošč in kontrolo etažnih pomikov konstrukcije zaradi potresne obtežbe. Požarno zaščito konstrukcije smo preverili s poenostavljenim računskim postopkom v skladu s standardom SIST EN 1995-1-2 na podlagi reduciranega prereza. Končamo z zaščito lesenih konstrukcij.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.011.1:674(043.2)

Author: Alen Lulić

Supervisor: Assoc. Prof. Jože Lopatič, Ph. D.

Title: Design of load-bearing structural elements made of cross laminated timber

Document type: Graduation Thesis – University studies

Scope and tools: 117 p., 25 tab., 99 fig.

Key words: design of timber structures, cross laminated timber, actions on buildings, numerical model, limit states, design of joints, seismic resistance, fire safety, protection of timber structures

Abstract

In the past years, timber has become a cutting-edge product, but it has not achieved the limits of its evolution. The belief that timber can be used solely for the construction of holiday houses, garden sheds, and other functional facilities is proving to be obsolete. Nowadays, both public and private timber constructions can compete with the most challenging building structures. What enhanced the development of timber was the invention of cross laminated timber; a construction element that allows for highly complicated and demanding architectural and constructional building designs. This graduation thesis presents a design of a cross laminated timber panel construction in a seismic area. First, the thesis highlights the advantages of timber constructions in terms of sustainable development. It goes on to describe cross laminated wooden panels, which have more uniform and better mechanical properties than one-way laminated timber elements. For the structural design of cross laminated timber panels, the HOBS ('Homogenised, Orthotropic plane stress Blass reduced cross Section') method was used, as proposed by Blass and Fellmoser. The design of the load-bearing construction elements made of cross laminated timber was based on an architecture student's blueprints of a student residence halls. The modelling of the construction was conducted by the Sofistik software, which is used for basic limit states and seismic state. The crucial load-bearing elements and connectional joints were designed for the ultimate limit state. Service limit state check was performed by controls for deflection of timber panels and the displacement of flooring during seismic activity. A simplified calculation, adhering to the standard SIST EN 1995-1-2 and based on a reduced cross-section method, was used to verify the construction's compliance with the fire safety regulations. The thesis ends with a description of preservational methods for timber construction.

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju izr. prof. dr. Jožetu Lopatiču za pomoč, usmerjanje in koristne nasvete pri nastanku diplomske naloge, podjetju SOFiSTiK AG za uporabo programa in študentu arhitekture, Klemenu Kroparju, za arhitekturne podloge.

Posebna zahvala gre mojim staršem, ki so mi omogočili študij. Njim in bratu se iskreno zahvaljujem za vso izkazano podporo, zaupanje in razumevanje.

Hvala tudi vsem prijateljem, ki so mi stali ob strani in vsem sošolcem, ki so mi pri študiju kakorkoli pomagali.

KAZALO VSEBINE

1	Uvod.....	1
2	Trajnostna gradnja lesenih stavb	4
2.1	Trajnostni razvoj	4
2.2	Uredba o zelenih javnih naročilih	4
2.3	Les, konstrukcijski material z ekološkimi prednostmi	5
2.4	Prednosti lesa tekom življenjskega cikla in predelovalna veriga.....	5
2.4.1	Gozd - vir surovin	5
2.4.2	Les – predelava surovin.....	5
2.4.3	Stavbe in proizvodi – izdelava	6
2.4.4	Uporaba - poraba	6
2.4.5	Ponovna uporaba – reciklaža	7
3	Konstrukcije iz križno lepljenih lesenih plošč – CLT (Cross Laminated Timber).....	8
3.1	Konstrukcije iz masivnega lesa.....	8
3.1.1	Lastnosti konstrukcij iz masivnega lesa	8
3.1.2	Večetažne stavbe iz masivnega lesa	9
3.2	Križno lepljene plošče.....	9
3.2.1	Lepljenje.....	10
3.2.2	Rezanje	10
3.2.3	Montaža.....	11
3.2.4	Nosilnost.....	11
3.2.5	Delovanje lesa – krčenje in nabrekanje.....	12
3.2.6	Prednosti križno lepljenih plošč.....	12
3.2.7	Primeri uporabe	13
3.3	Projektiranje križno lepljenih konstrukcij po Blass-u	13
3.3.1	Vpliv strižne deformabilnosti	14
3.3.2	Računske metode za masivne lesene plošče	14
3.3.3	Izračun križno lepljenih plošč s teorijo kompozitov	15
3.3.4	Zaključek	18

3.4	Vezna sredstva	18
4	Računski primer projektiranja konstrukcije iz križno lepljenih lesenih plošč	21
4.1	Opis obravnavane konkretne konstrukcije.....	21
4.2	Vplivi na konstrukcijo	24
4.2.1	Stalna obtežba.....	24
4.2.2	Koristna obtežba.....	26
4.2.3	Obtežba snega	28
4.2.4	Obtežba vetra	28
4.2.5	Potresni vpliv	34
4.3	Podloge za projektiranje in določitev začetnih dimenzij.....	38
4.3.1	Predpisi in zahteve	38
4.3.2	Tehnične in trdnostne karakteristike križno lepljenih plošč.....	42
4.3.3	Projektiranje križno lepljenih plošč po teoriji nosilcev povezanih z mehanskimi veznimi sredstvi (Gama metoda).....	43
4.3.4	Določitev začetnih dimenzij.....	47
4.4	Računski model konstrukcije.....	60
4.5	Rezultati.....	65
4.6	Dimenzioniranje	80
4.6.1	MSN – mejno stanje nosilnosti.....	80
4.6.2	MSU – mejno stanje uporabnosti	103
4.6.3	Požarna zaščita konstrukcije.....	109
4.7	Zaščita lesenih konstrukcij	112
4.7.1	Zaščita pred vlago in UV žarki	112
4.7.2	Zaščita lesa proti zunanjih vplivom.....	112
4.7.3	Zaščita lesa proti boleznim	112
4.7.4	Zaščita lesa proti insektom	112
4.7.5	Konstrukcijski zaščitni ukrepi	113
5	Zaključek	114
VIRI		116

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Sestavni koeficienti k_i v odvisnosti od smeri obremenitve in smeri poteka zunanjih vlaken (Blass, 2004)	15
Preglednica 2: Efektivne trdnosti in togosti glede na smer obremenitve (Blass, 2004)	16
Preglednica 3: Preostala stalna teža zelene strehe.....	24
Preglednica 4: Preostala stalna obtežba medetažne konstrukcije na stanovanjskem delu ...	25
Preglednica 5: Preostala stalna obtežba medetažne konstrukcije na balkonih in hodnikih ...	25
Preglednica 6: Preostala stalna obtežba zunanje stene	25
Preglednica 7: Preostala stalna obtežba predelne stene.....	26
Preglednica 8: Kategorije uporabe	27
Preglednica 9: Koristne obtežbe na tleh, balkonih in stopnicah stavb	27
Preglednica 10: Kategorije streh	27
Preglednica 11: Koeficienti zunanjega tlaka in vrednosti zunanjih tlakov glede na vpliv vetra v smeri x.....	31
Preglednica 12: Koeficienti zunanjega tlaka in vrednosti zunanjih tlakov glede na vpliv vetra v smeri y.....	31
Preglednica 13: Neto tlaki na strehi.....	32
Preglednica 14: Kategorije pomembnosti stavb	34
Preglednica 15: Razredi trajanja obtežbe (EC-5)	38
Preglednica 16: Primeri razvrstitve obtežb glede na njihovo trajanje (EC-5)	39
Preglednica 17: Vrednosti modifikacijskega faktorja k_{mod} za lepljen lameliran les (EC-5) ...	39
Preglednica 18: Osnovne vrednosti mejnih pomikov (EN 1995-1-1: Pr.:7.2)	41
Preglednica 19: Kombinacijski faktorji (EN 1995-1-1).....	41
Preglednica 20: Lastnosti pri mehanskem delovanju pravokotno na ploščo iz masivnega lesa (ETA-06/0138, 2006)	42
Preglednica 21: Mehansko delovanje v ravnini plošče iz masivnega lesa (ETA-06/0138, 2006)	43
Preglednica 22: Primeri obtežnih kombinacij za MSU	63
Preglednica 23: Mehanske lastnosti lesa trdnostnega razreda GL28h	80
Preglednica 24: Osnovne vrednosti mejnih pomikov	103
Preglednica 25: Kontrola etažnih pomikov konstrukcije.....	107

KAZALO SLIK

Slika 1: 9 nadstropna stanovanjska stavba iz križno lepljenih plošč v Londonu	1
Slika 2: 10 nadstropna CLT konstrukcija v Avstraliji	2
Slika 3: 7 nadstropni stanovanjski blok na Wagramer StraÙe na Dunaju	2
Slika 4: Življenjski krog lesa	7
Slika 5: Križno zlepljene lamele v konstrukcijski element (Dujič, Križno lepljene konstrukcije)	9
Slika 6: Računalniško vodeno rezanje panelov (KLH)	10
Slika 7: Montaža križno lepljenih plošč na gradbišču (www.cbd.si)	11
Slika 8: Mehansko delovanje križno lepljenih plošč v dveh smereh	12
Slika 9: Napetosti zaradi kotalnega strižnega modula (Blass, 2004)	14
Slika 10: Definicija plasti v panelu (Blass, 2004)	16
Slika 11: Detajl stikanja s temeljno ploščo (Dujič, 2009).....	19
Slika 12: Detajl stikanja v medetaži (Dujič, 2009).....	19
Slika 13: Detajl 5-slojne plošče z vijačnim preklopom (Dujič, 2009).....	20
Slika 14: Tridimenzionalni prikaz obravnavane stavbe	21
Slika 15: Tloris pritličja	22
Slika 16: Tloris zgornjih nadstropij.....	22
Slika 17: Prerez A-A.....	23
Slika 18: Poenostavljen tloris objekta	28
Slika 19: Referenčna višina za privetrne stene stavb s pravokotnim tlorisom	30
Slika 20: Razdelitev sten na področja glede na zunanje tlake vetra	30
Slika 21: Razdelitev strehe na področja glede na zunanje tlake vetra	31
Slika 22: Srk v atriju in znotraj stavbe.....	32
Slika 23: Tlak v atriju in znotraj stavbe	33
Slika 24: Kombinacija srka in tlaka znotraj atrija.....	33
Slika 25: Potresna nevarnost slovenije in projektni pospešek tal.....	35
Slika 26: Nihajne oblike, ki smo jih upoštevali pri modalni analizi	37
Slika 27: Računski model slojevitega elementa (ETA-06/0138, 2006).....	44
Slika 28: Računski model prereza stene (Gagnon, Mohammad; Structural performance and design of CLT building. 2011)	46
Slika 29: Ekstremni pozitivni moment v polju.....	47
Slika 30: Ekstremni negativni momenti nad podporama	48
Slika 31: Ekstremne prečne sile	48
Slika 32: Ekstremne sile v podporah	48
Slika 33: Začetni pomik v polju zaradi stalne obtežbe	48
Slika 34: Začetni pomik v polju zaradi obtežbe snega	48

Slika 35: Prerez strešne plošče širine 1m	49
Slika 36: Prerez stenskega panela širine 1m v 3. etaži	51
Slika 37: Ekstremni pozitivni moment v polju	53
Slika 38: Ekstremni negativni moment nad podporama.....	53
Slika 39: Ekstremne prečne sile	53
Slika 40: Ekstremne sile v podporah	53
Slika 41: Začetni pomik v polju zaradi stalne obtežbe	53
Slika 42: Začetni pomik v polju zaradi koristne obtežbe	53
Slika 43: Prerez stropne plošče širine 1m	54
Slika 44: Prerez stenskega panela širine 1m v 2. etaži	56
Slika 45: Prerez stenskega panela širine 1m v 1. Etaži	58
Slika 46: Določitev mehanskih karakteristik obstoječemu materialu	60
Slika 47: Modeliranje spoja med dvema ploskovnima elementoma.....	61
Slika 48: Sprostitev zasuka na posameznih robovih stenskega elementa	62
Slika 49: Podajanje obtežnih kombinacij v programu Sofistik	62
Slika 50: Ustvarjanje mreže končnih elementov v programu Sofistik.....	63
Slika 51: Končni model nosilne konstrukcije stavbe v programu Sofistik	64
Slika 52: Ekstremni negativni upogibni moment m_{xx}, min v strešni plošči na koti 9,4 m	65
Slika 53: Ekstremni pozitivni upogibni moment m_{xx}, max v strešni plošči na koti 9,4 m	65
Slika 54: Ekstremni negativni upogibni moment m_{yy}, min v strešni plošči na koti 9,4 m	66
Slika 55: Ekstremni pozitivni upogibni moment m_{yy}, max v strešni plošči na koti 9,4 m.....	66
Slika 56: Ekstremna negativna prečna sila v_{xz}, min v strešni plošči na koti 9,4 m	67
Slika 57: Ekstremna pozitivna prečna sila v_{xz}, max v strešni plošči na koti 9,4 m.....	67
Slika 58: Ekstremna negativna prečna sila v_{yz}, min v strešni plošči na koti 9,4 m	68
Slika 59: Ekstremna pozitivna prečna sila v_{yz}, max v strešni plošči na koti 9,4 m.....	68
Slika 60: Ekstremni negativni upogibni moment m_{xx}, min v stropni plošči na koti 6,6 m	69
Slika 61: Ekstremni pozitivni upogibni moment m_{xx} v stropni plošči na koti 6,6 m	69
Slika 62: Ekstremni negativni upogibni moment m_{yy}, min v stropni plošči na koti 6,6 m	70
Slika 63: Ekstremni pozitivni upogibni moment m_{yy}, max v stropni plošči na koti 6,6 m.....	70
Slika 64: Ekstremna negativna prečna sila v_{xz}, min v stropni plošči na koti 6,6 m	71
Slika 65: Ekstremna pozitivna prečna sila v_{xz}, max v stropni plošči na koti 6,6 m.....	71
Slika 66: Ekstremna negativna prečna sila v_{yz}, min v stropni plošči na koti 6,6 m	72
Slika 67: Ekstremna pozitivna prečna sila v_{yz}, max v stropni plošči na koti 6,6 m.....	72
Slika 68: Ekstremni negativni upogibni moment m_{xx}, min v stropni plošči na koti 3,8 m	73
Slika 69: Ekstremni pozitivni upogibni moment m_{xx}, max v stropni plošči na koti 3,8 m.....	73
Slika 70: Ekstremni negativni upogibni moment m_{yy}, min v stropni plošči na koti 3,8 m	74

Slika 71: Ekstremni pozitivni upogibni moment $m_{yy, max}$ v stropni plošči na koti 3,8 m.....	74
Slika 72: Ekstremna negativna prečna sila $v_{xz, min}$ v strešni plošči na koti 3,8 m	75
Slika 73: Ekstremna pozitivna prečna sila $v_{xz, max}$ v strešni plošči na koti 3,8 m	75
Slika 74: Ekstremna negativna prečna sila $v_{yz, min}$ v strešni plošči na koti 3,8 m	76
Slika 75: Ekstremna pozitivna prečna sila $v_{yz, max}$ v strešni plošči na koti 3,8 m	76
Slika 76: Ekstremna natezna sila v steni $n_{xx, nateg}$ v 3. etaži	77
Slika 77: Ekstremna tlačna sila v steni $n_{xx, tlak}$ v 3. etaži	77
Slika 78: Ekstremna natezna sila v steni $n_{xx, nateg}$ v 2. etaži	78
Slika 79: Ekstremna tlačna sila v steni $n_{xx, tlak}$ v 2. etaži	78
Slika 80: Ekstremna natezna sila v steni $n_{xx, nateg}$ v 1. etaži	79
Slika 81: Ekstremna tlačna sila v steni $n_{xx, tlak}$ v 1. etaži	79
Slika 82: Prerez elementa KLH 7s 226 TL	81
Slika 83: Prerez elementa KLH 5s 200 TL	83
Slika 84: Prerez elementa KLH 5s 128 TL	85
Slika 85: Skica členkastega spoja	86
Slika 86: Skica momentnega spoja	89
Slika 87: Skica kotnega spoja med stenama	94
Slika 88: Maksimalne prečne sile v stenah v 3. etaži	95
Slika 89: Ekstremna natezna sila v steni v 1. etaži	98
Slika 90: Pripadajoča strižna obremenitev	99
Slika 91: Začetni pomik strešne plošče	104
Slika 92: Končni pomik strešne plošče	104
Slika 93: Začetni pomik stropne plošče nad 2. etažo	105
Slika 94: Končni pomik stropne plošče nad 2. etažo	105
Slika 95: Začetni pomik stropne plošče nad 1. etažo	106
Slika 96: Končni pomik stropne plošče nad 1. etažo	106
Slika 97: Ekstremni pomiki konstrukcije zaradi potresne obtežbe v X in Y smeri	107
Slika 98: Pomiki konstrukcije zaradi potresne obtežbe v X smeri	108
Slika 99: Pomiki konstrukcije zaradi potresne obtežbe v Y smeri	108

1 Uvod

Les je zeleno zlato, je obnovljiv in nas v Sloveniji spremlja na vsakem koraku. Zaradi svojih številnih dobrih lastnosti, sorazmerno enostavne obdelave, estetike ter trenda po vse večji uporabi naravnih trajnostnih materialov je vedno pogosteje uporabljen gradbeni material. Vse višje zahteve pri uporabi lesa, podprte z razvojem različnih tehnologij obdelave, sušenja, lepljenja ter razvoj inovativnih veznih sredstev, zaščitnih premazov in konstrukcijskih sistemov so hkrati vzrok in posledica vse večje uporabe lesa ter nadaljnjega razvoja lesne industrije.

Z namenom homogeniziranja materialnih karakteristik lesenih ploskovnih elementov v posameznih smereh v ravnini elementa in predvsem doseganja njihove dimenzijske stabilnosti so se razvile t.i. masivne križno lepljene lesene plošče.

Trenutno najvišja stanovanjska stavba iz križno lepljenih plošč v Evropi je Murray Grove Tower v Londonu (Slika 1). Prvo nadstropje je iz armiranega betona, naslednjih 8 pa v celoti iz križno lepljenih lesenih plošč, vključno z nosilnimi stenami in medetažnimi konstrukcijami, stopnicami ter jedrom za dvigalo.



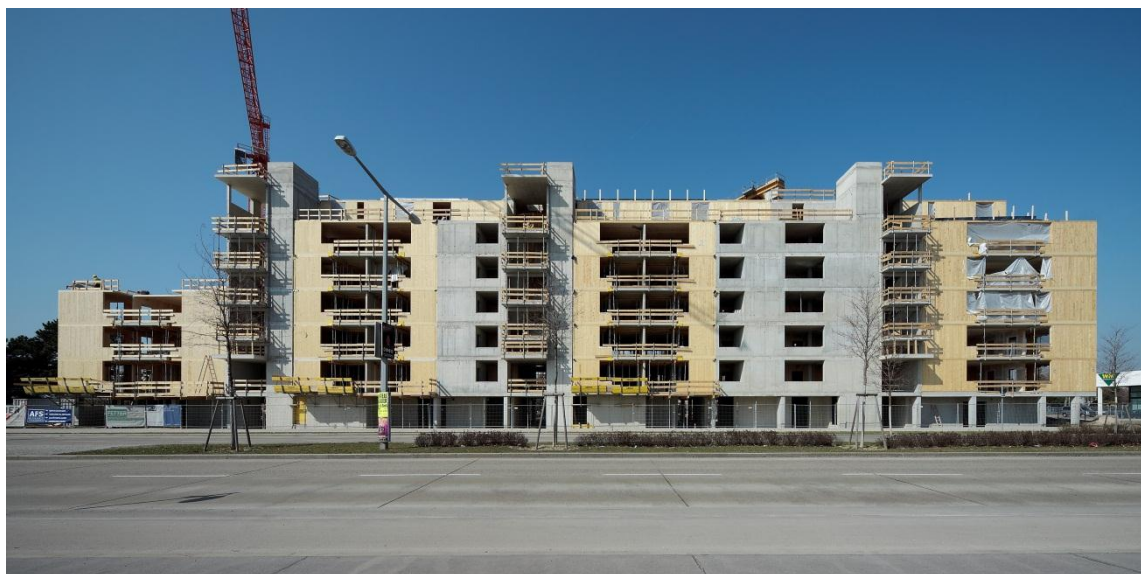
Slika 1: 9 nadstropna stanovanjska stavba iz križno lepljenih plošč v Londonu

Trenutno najvišja lesena stanovanjska stavba iz križno lepljenih plošč je 10 nadstropna konstrukcija v Avstraliji, Melbourne (Slika 2).



Slika 2: 10 nadstropna CLT konstrukcija v Avstraliji

Slovenska gradnja z lesom bi se zagotovo lahko zgledovala s severno sosedo, Avstrijo. Lesna gradnja je zagotovo motor celotne lesne panoge v Avstriji. Država je uspešno prepoznala prednosti lesa oz. lesene gradnje, njegov tehnični, ekološki in ekonomski potencial. Avstrijska lesna industrija je vodilna v Evropi kar se tiče naprednih tehnologij, to pa se odraža tudi na sami gradnji iz lesa. Tudi oni sledijo mednarodnemu trendu širitve lesenih stavb v urbana središča s projekti kot je 7 nadstropni stanovanjski blok v Dunaju (Slika 3).



Slika 3: 7 nadstropni stanovanjski blok na Wagramer StraÙe na Dunaju

Porast lesenih konstrukcij iz križno lepljenih plošč po svetu, pozitivne lastnosti gradnje z lesom in bogata naravna danost Slovenije z gozdom so povod za idejo in nastanek te diplomske naloge.

V začetnih poglavjih so predstavljene prednosti lesa z ekološkega vidika in vidika trajnostne gradnje. Za razumevanje učinkovitosti porabe lesa so predstavljene pozitivne lastnosti tekom celotnega življenjskega cikla, v katerem les kot surovina prevzema več oblik, kar je z vidika trajnostnega razvoja ključno.

V nadaljevanju so opisane značilnosti gradnje iz masivnega lesa. Podrobneje so opisani konstrukcijski sistemi iz križno lepljenih plošč. Projektiranje konstrukcij iz križno lepljenih plošč v evropskih standardih še ni zajeto, zato je podrobneje opisana HOBBS metoda, ki sta jo predlagala Blass in Fellmoser («Homogenised, Orthotropic plane stress Blass reduced cross Section method»). Metoda temelji na sestavnih koeficientih, ki predstavljajo razmerje med odpornostjo ali togostjo obravnavanega prečnega prereza in odpornostjo ali togostjo navideznega homogenega prereza, katerega vlakna vseh slojev so vzporedna s smerjo napetosti.

Analiza nosilne konstrukcije izbranega konkretnega objekta je opravljena na prostorskem računskem modelu s programskim orodjem Sofistik. Pri analizi upoštevamo, da je konstrukcija izpostavljena stalnim, spremenljivim in potresnim vplivom. Kot stalni vpliv je upoštevana lastna in stalna obtežba, med spremenljive vplive pa so uvrščeni koristna obtežba stavb, obtežba snega in obtežba vetra. Koristna obtežba stavbe izvira iz namena uporabe posameznih površin, obtežba snega in vetra pa je odvisna predvsem od lokacije in geometrije objekta. Potresni vpliv izračunamo z modalno analizo s spektri odziva.

Nosilno konstrukcijo projektiramo po metodi mejnih stanj, v katerih preverimo mejna stanja nosilnosti (MSN) in mejna stanja uporabnosti (MSU). Pri tem določimo najbolj neugodne kombinacije vplivov in upoštevamo projektne vrednosti materialnih lastnosti. Podrobneje se posvetimo dimenzioniranju tipičnih nosilnih elementov in spojev na najbolj neugodne obremenitve, ki se pojavijo v konstrukciji. Z vidika potresne varnosti preverimo etažne premike konstrukcije. Končamo z zaščito konstrukcij pred požarom, vlago, zunanjimi vplivi, boleznimi in insekti.

2 Trajnostna gradnja lesenih stavb

Les je učinkovit naravni gradbeni material z veliko pozitivnimi učinki znotraj ekosistema. Splošno znano in sprejeto dejstvo je, da je preiščena raba zemeljskih virov nujno potrebna, če želimo ohraniti trajnostni razvoj v prihodnosti. Prednosti lesa z vidika trajnostnega razvoja v naslednjih poglavjih so povzete po knjigi Josefa Kolba, *Systems in Timber Engineering*.

2.1 Trajnostni razvoj

"Trajnostni razvoj" je postal v zadnjih letih izrazito modna besedna zveza z zelo različnimi definicijami in razlagami. Začetne principe trajnostnega razvoja lahko najdemo v »Central European forest management«. V Švici, okoli leta 1870, je veljalo pravilo, da se mora število porušenih dreves ujemati s številom ponovno zasajenih dreves. Ta princip, da poraba ne preseže zaloge, se je izkazal za zelo koristnega, ne samo v industriji z lesom, in je danes globalnega pomena. Trajnostni ukrepi v gradnji in rabi stavb pomenijo rabo le toliko virov (material, energija, voda, zrak, življenjski prostor,...) kot jih lahko narava ponovno proizvede. Graditelji stavb iz lesa tako že v osnovi k temu veliko prispevajo. Tisti, ki gredo še korak dlje in izdelujejo visoko izolativne stavbne ovoje z uporabo ekološko sprejemljivih proizvodov, optimizirajo metode proizvodnje, oblike transporta in gradbene tehnike, se že zelo približajo cilju porabe le toliko sredstev, kot jih lahko narava ponovno proizvede.

2.2 Uredba o zelenih javnih naročilih

V zadnjih letih se je tudi Slovenija začela zavedati prednosti in koristi gradnje z lesom, ki ne zagotavlja zgolj prijetnega in zdravega bivanjskega okolja, temveč tudi zmanjšuje negativne obremenitve na okolje. To se izkazuje z uvedbo Uredbe o zelenih javnih naročilih, katere značilnosti so povzete iz portala www.lesena-gradnja.si.

Uredba o zelenih javnih naročilih je pričela veljati 14. 03. 2012. Za večino kategorij stavb, ki bodo v prihodnosti zgrajene iz javnih sredstev, uredba predpisuje, da mora delež lesa ali lesenih tvoriv, vgrajenih v stavbo (brez notranje opreme), znašati vsaj 30 % prostornine vgrajenih materialov. To velja tako za novogradnje, dozidave, nadzidave ali rekonstrukcije stavb, kot tudi za redno in investicijsko vzdrževanje. Poleg tega pa ta uredba omogoča naročniku (zavezancu za zeleno javno naročanje), da opredeli merilo, po katerem se ponudba, ki bo zagotovila, da se uporabijo gradbeni proizvodi, ki temeljijo na obnovljivih surovinah (les, celuloza, konoplja, volna) in presegajo 30 % prostorninski delež lesa, vgrajenega v stavbo, točkuje z dodatnimi točkami. Prav tako v dodatnih merilih naročnik lahko opredeli dodatne točke za vgradnjo lesenih oken. Način in delež tega merila v razmerju do ostalih meril v razpisni dokumentaciji določi naročnik. Zato je tudi na lesni industriji in

dobro misleči širši javnosti, da javne naročnike izобрази in na njih apelira, da s svojimi investicijami poskrbijo ne le za skrbnost poslovanja, temveč tudi za skrb za okolje.

2.3 Les, konstrukcijski material z ekološkimi prednostmi

Ekologija je veda, ki preučuje razporeditev in interakcije med živimi bitji in fizičnim okoljem (Wikipedija). Kot že omenjeno je les priznan kot ekološko koristen gradbeni material. Če bolj pozorno preučimo njegovo rast, pridejo na dan presenetljive ugotovitve. Tekom procesa fotosinteze se za proizvodnjo ogljikovih hidratov in kisika (O_2), ki sta ključna za življenje ljudi, rabi voda, ogljikov dioksid (CO_2) ter sončna svetloba. Ogljikov dioksid je glavni dejavnik pri učinku tople grede. Tako rast lesa s pomočjo fotosinteze iz zraka črpa ogljikov dioksid v drevo, ki se nato shrani v obliki posekanega lesa. Uporaba lesa tako iz zraka vsrka količine ogljikovega dioksida, ki jo tekom življenjske dobe izdelkov skladišči. Dolgotrajni leseni proizvodi so zato še posebej učinkoviti.

2.4 Prednosti lesa tekom življenjskega cikla in predelovalna veriga

Razmišljanje o življenjskem ciklu produkta je pogoj za trajnostni razvoj, saj vsak izdelek med življenjsko dobo izmenja več oblik. Tako tudi les prehaja skozi različne faze skozi življenjski cikel; rast, pridobivanje surovin, material za obdelavo in uporabo, ponovna uporaba. Kot polivalenten, obnovljiv material, obogaten s tradicijo, kot nalašč pomaga razumeti vidike trajnostnega razvoja v vsakdanjih situacijah in je idealen material za stavbe v prihodnosti.

2.4.1 Gozd - vir surovin

Začetek življenjskega kroga lesa je v gozdu. Poleg proizvodnje lesa, gozd opravlja številne funkcije, pomembne za našo družbo in trajnostni razvoj. Uporaba lesa in učinkovito upravljanje z gozdovi vpliva tako na kakovost naših gozdov in pokrajine, kot tudi na kakovost lesa kot surovine. Gozd je mogoče razumeti kot kapital v življenjskem krogu lesa. Slovenija je dežela gozdov, saj pokrivajo 58,5 % naše domovine. Po gozdnatosti smo na tretjem mestu v Evropski uniji, za Švedsko in Finsko. Pretežni del slovenskih gozdov je v območju bukovih, jelovo-bukovih in bukovo-hrastovih gozdov (70 %), ki imajo razmeroma veliko proizvodno sposobnost. (<http://www.zgs.gov.si/slo/gozdovi-slovenije/index.html>)

2.4.2 Les – predelava surovin

Podiranje dreves in predelava lesa je naslednji korak v življenjskem krogu lesa. Kratke transportne poti in lokalni oz. regionalni obrati za predelavo lesa so ključnega pomena v tej fazi. Predelava in obdelava lesa je osnova lesnopredelovalne industrije. Delo zahteva določeno znanje in izkušnje, lahko pa se opravi s pomočjo preproste kot tudi najnovejše

industrijske opreme. Vsak del podrtega drevesa se lahko uporabi. Poleg različnih konstrukcijskih elementov, profilov, desk ipd., se lahko les in celuloza uporabljata še za mnogo drugih produktov. Poleg tega pa se lahko surovina uporablja tudi kot vir energije. Les ne izkazuje le enkratnih statičnih lastnosti, ki se kažejo v dobri natezni in tlačni trdnosti vzporedno z vlakni, pač pa tudi dobre zvočne in toplotne lastnosti.

2.4.3 Stavbe in proizvodi – izdelava

Gradnja in oblikovanje iz lesa pomeni pretvorbo naravnih surovin v koristen in lep izdelek. Tehnološke inovacije in sodobni materiali omogočajo uresničevanje sofisticiranih oblik in komponent. Rezultat je nenehno nastajanje novih arhitekturnih podob. Obstaja veliko dejstev, ki na začetku 21. Stoletja dajejo prednost gradnji lesenih konstrukcij. Najpomembnejši argumenti so: les kot CO₂ nevtralna surovina je na voljo v velikih količinah, posebno v Srednji Evropi, les je naraven izdelek in hkrati gradivo, ki regulira vlago, je topel, zdrav in omogoča ponovno uporabo, predelava surovin ima veliko nižji vpliv na okolje kot pri betonu, opeki iz gline ali jeklu, poleg tega pa lesene konstrukcije ne zahtevajo dodatkov, ki bi onesnaževali okolje.

2.4.4 Uporaba - poraba

Imeti prostor za življenje in prostor za delo je ena izmed temeljnih človekovih potreb. Kako dobro lahko stavba zadovolji potrebe uporabnikov je odvisno od njene arhitekturne ter gradbene kakovosti skupaj z notranjo opremo. Številne prednosti glede kakovosti bivalnega okolja zaradi uporabe naravnih materialov, kot je les, so bile utemeljene z raziskavami. Raznolika tekstura, barva in vonj ter površina ustvarjajo prijetno in zdravo klimo znotraj bivalnega prostora.

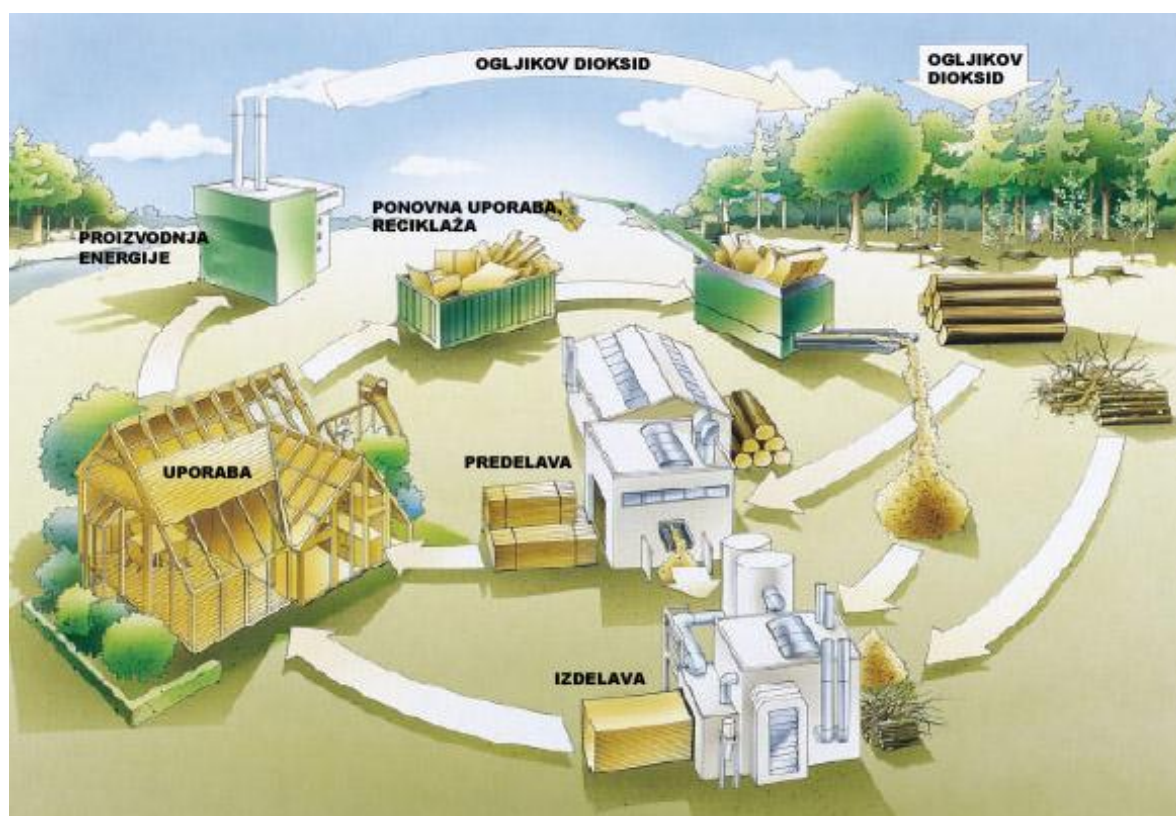
Poleg tega dobro izolirani stavbni ovoji, sestavljeni predvsem iz lesenih elementov, zagotavljajo visoko raven toplotnega udobja. Po eni strani dobro izolirane stene in strehe preprečujejo znižanje temperature na notranji površini v primerjavi s sobno temperaturo, ter po drugi strani, dobro izolirane stavbe (nizko- ali nič-energijske, pasivne) ne porabijo veliko energije. Prihranki so možni tekom celotne življenjske dobe stavbe, ki znaša v povprečju 60 do 100 let.

Na koncu, poleg zgoraj naštetih prednosti, ekološko dragocen gradbeni material, les, ponuja uporabniku prijetno in varno življenjsko in delovno okolje.

2.4.5 Ponovna uporaba – reciklaža

Ob koncu svojega življenjskega cikla je zaželeno vsak izdelek reciklirati. Sestavni deli gradbenega lesa se lahko reciklirajo znova v lastne materiale. To obliko kaskadne uporabe je treba nadaljevati tako dolgo, kolikor je le mogoče. Ko to ni več smiselno, je še vedno mogoče uporabiti lesene sestavine za proizvodnjo energije. Ob tem se res sprošča ogljikov dioksid, a se le ta absorbira v gozdu, življenjski krog ogljikovega dioksida je torej popoln. Leseni odpadki, ki vsebujejo neprimerne snovi, morajo biti pravilno odstranjeni v sežigalnici. Zdravi les se lahko žge brez povzročanja kakršnih koli težav, pepel pa se lahko odlaga skupaj z gospodinjskimi odpadki.

Shema življenjskega kroga lesa je povzeta in prirejena s portala www.timber.net.au (Slika 4).



Slika 4: Življenjski krog lesa

3 Konstrukcije iz križno lepljenih lesenih plošč – CLT (Cross Laminated Timber)

3.1 Konstrukcije iz masivnega lesa

Možnost izdelave elementov velikega formata v industrijskem merilu je privedla do razvoja novih sistemov v zadnjih letih. Ploskovni elementi, ki služijo tako za nosilne in zaščitne funkcije hkrati, so se uveljavili za različno uporabo, kot so stene, medetažne konstrukcije in strehe. Sestavni deli so narejeni iz masivnega lesa, ki so ponavadi zlepljeni ali zbiti oz. z drugimi mehanskimi veznimi sredstvi povezani skupaj.

Glavni del konstrukcijskega sistema je vedno sestavljen iz masivnega jedra. Križno lepljene lesene plošče se uporablja kot dvodimenzionalne konstrukcijske sisteme. Bremena se tako ploskovno prenašajo v dveh smereh. Toplotna izolacija je navadno pritrjena na zunanji strani objekta. Večina izdelkov se proizvaja in trži preko določenih podjetij, ki uporabljajo različna komercialna imena izdelkov.

Masivne lesene konstrukcije so se začele uveljavljati z uporabo vodoravnih delov iz masivnega lesa smreke ali jelke, položenih v stensko obliko. Danes se v lesni gradbeni industriji izraz konstrukcije iz masivnega lesa uporablja za nove oblike lesenih konstrukcij, ki se nanašajo na tovarniško proizvedene elemente, posebne tehnične zasnove in gradbena načela, ter do neke mere tudi arhitekturne značilnosti, ki nimajo ničesar v zvezi s tradicionalnimi zasnovami. V tem kontekstu se lahko vprašamo, kolikšen del masivnega lesa mora sistem vsebovati, da ga lahko obravnavamo kot masivno leseno konstrukcijo? Obstaja veliko sistemov, ki vsebujejo velik delež masivnega lesa, ampak poleg tega vsebujejo tudi notranje praznine ali votline. Če imajo ti sistemi dovolj velik delež masivnega lesa, jih obravnavamo kot masivne lesene elemente, ki delujejo po principih ploskovnih elementov. Pogoji so, da masivna komponenta predstavlja najmanj 50 % nosilne konstrukcije.

3.1.1 Lastnosti konstrukcij iz masivnega lesa

Za konstrukcije iz masivnega lesa so značilne naslednje lastnosti:

- Nosilna plast je sestavljena iz masivne plošče, ki je definirana s središčno ravnino.
- Delež masivnega lesa v nosilnih plasteh je vsaj 50 %.
- Konstrukcijski sistem velikega ali majhnega formata je sestavljen iz ravninskih sestavnih delov, ki skupaj delujejo kot ploskovni nosilni element.
- Posamezne lamele so zlepljene ali z mehanskimi veznimi sredstvi povezane skupaj v večslojni element.
- Navadno poteka montaža vsake etaže posebej, možne pa so tudi neprekinjene stene s prekinjeno medetažno konstrukcijo.
- Visoka nosilnost.

- Stabilnost zagotovljena z nosilnostjo v dveh smereh in obnašanjem kot ploskovni element.
- Križno lepljene lamele izkazujejo odlično dimenzijsko stabilnost.
- Manjše dimenzije sistemov, saj elementi poleg nosilne zagotavljajo tudi zaščitne funkcije.
- Masivni elementi vsrkajo vlago iz prostorov, jo shranijo in oddajo tekom bolj suhih obdobj.
- Raznolikost konstrukcijskih sistemov in elementov je navadno povezana z različnimi proizvajalci.

3.1.2 Večetažne stavbe iz masivnega lesa

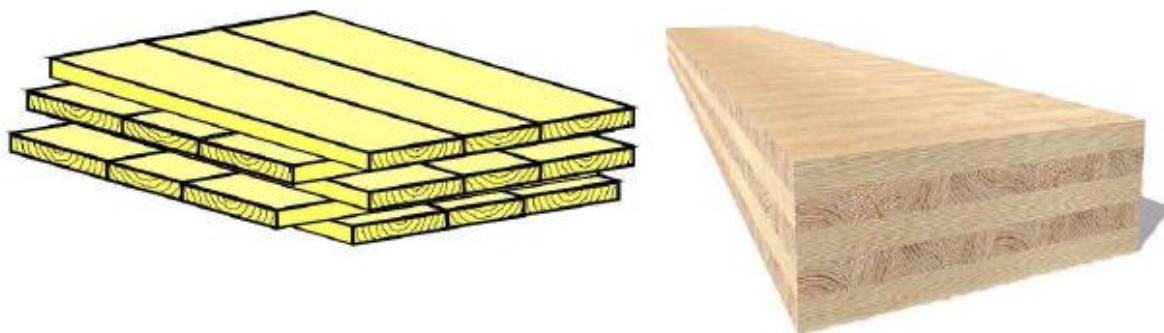
Večetažne stavbe iz masivnega lesa so:

- Zelo primerne za uporabo.
- Za velike obremenitve so primerni različni sistemi, posebej iz križno lepljenih elementov.
- Vključevanje strokovnjakov, inženirjev je nujno potrebno že na samem začetku snovanja.
- Zasnova stavbe in sistem gradnje morata biti usklajena že v zgodnji fazi projekta.

3.2 Križno lepljene plošče

Lastnosti križno lepljenih plošč so povzete iz portala www.cbd.si.

Križno lepljene plošče se proizvajajo iz slojev smrekovega lesa, ki so razvrščeni pravokotno med seboj in zlepljeni skupaj pod visokim pritiskom, tako da nastanejo elementi velike nosilnosti. Izmenična postavitev lamel v vzdolžni in prečni smeri zmanjšuje delovanje lesa (krčenje in nabrekanje) ter znatno povečuje statično nosilnost in stabilnost. Da bi izključili poškodbe zaradi bolezni škodljivcev, gliv ali insektov, se v skladu z Evropskim tehničnim soglasjem za proizvodnjo uporablja tehnično sušen les vlažnosti 12 % ($\pm 2\%$). Za doseg visokih lastnosti materiala morajo vse lamele skozi notranje sortiranje v okviru sistema notranje kontrole kakovosti.



Slika 5: Križno zlepljene lamele v konstrukcijski element (Dujč, Križno lepljene konstrukcije)

3.2.1 Lepljenje

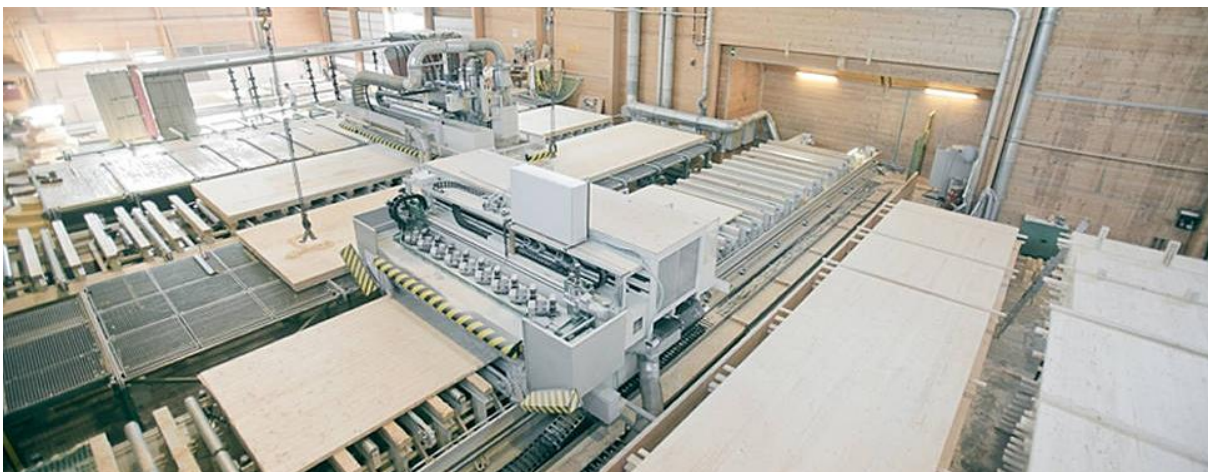
Lepljenje navadno poteka z uporabo enokomponentnih poliuretanskih lepil brez topila in formaldehida. Optimizirana količina lepila se enakomerno raznese po celotni površini lesenih desk. Visoka raven oprijema se doseže zaradi stiskanja pod visokim pritiskom. Lepila morajo zagotavljati določene lastnosti, kot so odpornost na povišano temperaturo, klimatske spremembe, kemikalije in mikroorganizme.

Stik mora imeti boljše mehanske lastnosti od okolišnjega lesenega medija. Izpolnjevati mora naslednje pogoje:

- trajna trdnost,
- trdnost na stiku mora biti večja ali enaka, kot je trdnost lesa na strig vzporedno ali pravokotno na vlakna,
- odpornost na anorganske in organske snovi,
- odpornost na kemijske vplive,
- strjevanje pri temperaturi do 25°C,
- požarna odpornost in
- ustrezen odprti čas lepila.

3.2.2 Rezanje

Tovarniško rezanje oz. žaganje poteka z uporabo CNC tehnologije pod kontroliranimi pogoji. Podlaga za izdelavo pravilne oblike so načrti in plani za proizvodnjo, ki jih je za stranko izdelalo projektantsko podjetje. Natančnost rezanja je prilagojena območju dovoljenih odstopanj v gradbeništvu, ki se nanašajo na ustrezen standard za stene, tla, stropne konstrukcije in strešne plošče iz lesenih materialov. Na zahtevo in z ustrežno opremo lahko plošče oblikujejo tudi ustrezna gradbena podjetja.



Slika 6: Računalniško vodeno rezanje panelov (KLH)

3.2.3 Montaža

Čas gradnje je izredno hiter. Ustrezno oblikovani masivni elementi iz križno lepljenega lesa so lahko dostavljeni na gradbišče ob ravno pravem času. Tam jih ustrezno gradbeno podjetje s pomočjo gradbenega dvigala sestavi v pravilno obliko.

Povezava med tradicijo, dobro utemeljeno klasično leseno gradnjo in sodobno tehnologijo omogoča unikatno, individualno in dragoceno izdelavo gradbenih konstrukcij, pri tem pa je posebna pozornost namenjena tudi okolju in učinkoviti rabi energije.

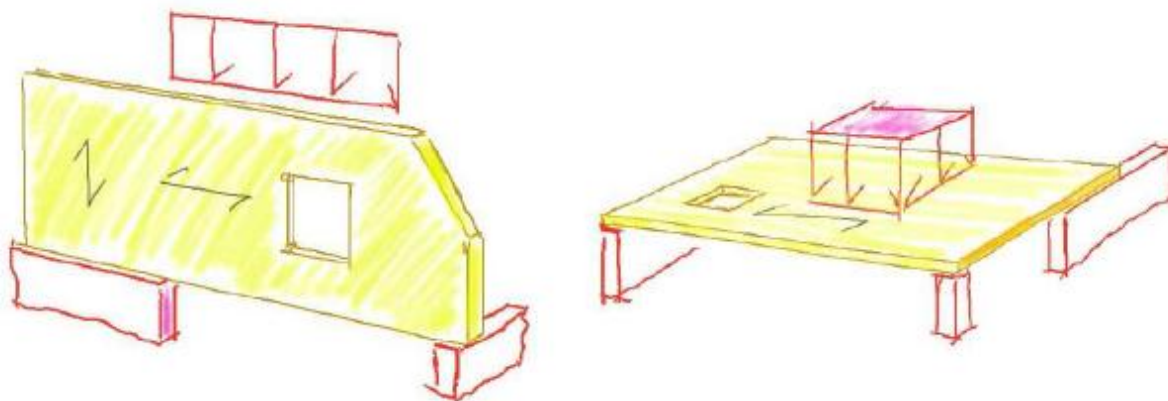


Slika 7: Montaža križno lepljenih plošč na gradbišču (www.cbd.si)

3.2.4 Nosilnost

Obremenitve se lahko zaradi križno orientiranih lamel po elementih prenašajo v dveh pravokotnih smereh, kar omogoča uporabo tako za stenske kot tudi stropne elemente. Primarna smer prenosa obtežbe ustreza orientaciji vlaken zunanjih plasti desk. Paneli lahko dosegajo dimenzije, ki so primerne tudi za gradnjo etažnih sten v enem kosu s predhodno izrezanimi odprtinami in pripravljenimi površinami za stikanje. Največje dolžine elementov so običajno pogojene z načinom transporta.

Z ustrezno povezavo elementov v konstrukcijsko celoto lahko dosežemo, da plošče, ki se uporabljajo kot stenski elementi, prevzamejo veliko gravitacijsko obtežbo. S primerno arhitekturno in statično zasnovo objekta, ustrezno nosilnostjo križno lepljenih plošč, ter primerno izvedbo stikov med stenami in ploščami, lahko zagotovimo odlično odpornost konstrukcije tudi na delovanje vodoravnih obtežb kot sta veter in potres.



Slika 8: Mehansko delovanje križno lepljenih plošč v dveh smereh

3.2.5 Delovanje lesa – krčenje in nabrekanje

Križno lepljeni elementi imajo to prednost, da je zaradi križno zlepljenih lamel delovanje lesa zmanjšano na zanemarljivo vrednost, njihova dimenzijska stabilnost je torej odlična. Tako so deformacije v ravnini takšne plošče dejansko zanemarljive, medtem ko pravokotno na ravnino plošče znašajo približno 2,4mm/m za vsak % spremembe vlažnosti lesa. V primeru enoslojnih lesenih sistemov je potrebno krčenje in nabrekanje skrbno preučiti ter upoštevati možne spremembe prereza zaradi vpliva vlage. Vsebnost vlage v lesu mora biti ob montaži enaka vlagi lesa v končni zgradbi. Za stavbe to pomeni vsebnost vlage pribl. 12 ± 2 % ob montaži, izjemoma so v nekaterih primerih za medetažne konstrukcije dovoljene nekoliko višje vrednosti vlage (največ 18 %). Posamezne lamele ne nabreknejo zaradi odvečne vlage v času gradnje, vendar se lahko izsušijo drugače kot preostali elementi tekom izsušitvenega procesa. Pod pogojem, da so bili vključeni pravilni ukrepi, vlaga torej vpliva samo na posamezne lamele, ne pa na elemente kot celoto.

3.2.6 Prednosti križno lepljenih plošč

Prednosti križno lepljenih plošč so naslednje:

- Ekološko trajnosten gradbeni material,
- zdravo in udobno bivalno okolje,
- pozitivno eko-ravnotežje,
- gradnja iz masivnega lesa ima trajno vrednost,
- svoboda v arhitekturnem oblikovanju,
- prilagodljiva zasnova,
- lesene križno lepljene plošče je mogoče uporabljati tudi v kombinaciji z jeklom, steklom in drugimi materiali,
- odlične statične lastnosti,
- povečanje notranjega prostora zaradi vitkih konstrukcijskih elementov,
- tehnično odobren in certificiran izdelek,

- nadzorovana kakovost proizvodnje,
- montažni elementi imajo visoko natančnost dimenzij,
- CNC nadzorovano rezanje elementov,
- dostava neposredno na gradbišče,
- enostavna namestitvev,
- kratek čas gradnje,
- suhe gradbene metode,
- stavbe so v kratkem času pripravljene na vselitev.

3.2.7 Primeri uporabe

Križno lepljene plošče se uporablja za nosilne in nenosilne elemente v primeru:

- Samostojnih hiš in stanovanjskih stavb,
- večetažnih stavb,
- javnih zgradb,
- v gostinstvu,
- domov za starejše,
- šol in vrtcev,
- uradih in upravnih stavbah,
- dvoran,
- industrijskih in poslovnih stavb,
- rekonstrukcij in nadgradenj ter
- mostov.

3.3 Projektiranje križno lepljenih konstrukcij po Blass-u

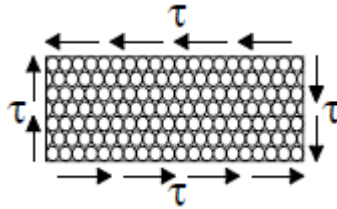
Hans Joachim Blass je predstavil metodo za dimenzioniranje elementov s križnimi lamelami.

Križno lepljene plošče so sestavljene iz vsaj dveh vzporednih zunanjih plasti in vsaj eno vmesno plastjo, katere vlakna potekajo v pravokotni smeri glede na zunanji dve plasti. Plasti so sestavljene iz posameznih desk, ki so zlepljene skupaj. Nalaganje slojev je simetrično glede na sredinskega. Primarna smer nosilnosti elementa ustreza smeri vlaken zunanjih plasti.

Pravila za načrtovanje so navedena v tehničnih soglasjih, kjer so vključene vrednosti za trdnost in togost elementov, ki temeljijo na testih. Zaradi vedno večjega števila različnih tipov masivnih križno lepljenih elementov je potrebna splošna oblika za projektiranje in razvrščanje plošč iz masivnega lesa za praktične namene. V nadaljevanju so predstavljeni različni načini za projektiranje kot tudi predlogi za razvrščanje v trdnostne razrede.

3.3.1 Vpliv strižne deformabilnosti

Porazdelitev napetosti in deformacij lesene plošče, katere vlakna potekajo pravokotno glede na glavno smer, je odvisna od strižne deformabilnosti. Zaradi zelo nizkega kotalnega strižnega modula se strižne deformacije znatno povečajo, odvisno od debeline plasti.



Slika 9: Napetosti zaradi kotalnega strižnega modula (Blass, 2004)

Malo podatkov je na voljo o kotalnem strižnem modulu, ki je prav tako odvisen tudi od določenih lastnosti lesa, kot je gostota in usmerjenost vlaken oz. letnic. Za določitev modula elastičnosti pravokotno na vlakna in kotalnega strižnega modula so bili tekom preizkusov uporabljeni vzorci smrekovega lesa. Povprečne vrednosti kotalnega strižnega modula se gibljejo med 40 N/mm^2 in 80 N/mm^2 , v odvisnosti od poteka vlaken. Veljavnost preiskav je bila preverjena tudi s simulacijo z MKE.

3.3.2 Računske metode za masivne lesene plošče

Križno lepljene plošče so obremenjene z dvema vrstama normalnih napetosti, napetosti v smeri vlaken ter napetosti pravokotno na vlakna. Poleg tega se trdnost in togost materiala prav tako razlikuje glede na smer poteka vlaken oz. orientacije letnic v določeni plasti.

Za dimenzioniranje masivnih panelov se lahko uporabi kompozitno teorijo. Računska metoda temelji na trdnosti in togosti posameznih plasti, ki sestavljajo panel. V račun so vključene vse posamezne plasti, plasti katerih vlakna potekajo v glavni smeri, ter plasti, katerih vlakna potekajo pravokotno na glavno smer. Trdnost in togost celotnega elementa je določena s potekom in lastnostmi posameznih plasti. Vendar kompozitna teorija ne vključuje tudi vpliva strižne deformabilnosti materiala, zato je primerna samo v primerih velikega razmerja med dolžino in višino elementov.

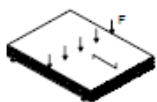
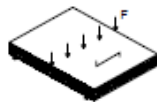
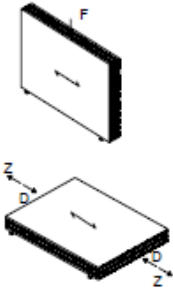
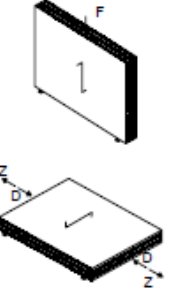
Za upoštevanje strižne deformacije lahko uporabimo teorijo mehansko spojenih nosilcev. Pri tem izračunamo efektivne upogibne togosti in ne upoštevamo normalnih napetosti v pravokotnih plasteh. Vpliv strižne deformacije zajamemo z upoštevanjem faktorja redukcije γ_i . Ta metoda za izračun v skladu s standardi družine Evrokod 5 da natančno rešitev samo za enostavno podprte nosilce z enakomerno ali sinusno porazdelitvijo bremena. Zaradi strižne deformacije v navzkrižni plasti ta metoda velja tudi za izračun v primerih majhnega razmerja med dolžino in višino elementov.

Natančnejša metoda za izračun lesenih plošč in križno lepljenih plasti je metoda strižne analogije, ki jo je definiral Kreuzinger. Za vsako konfiguracijo sistema se upoštevajo različni moduli elastičnosti in strižni moduli posamezne plasti, tudi število slojev ni omejeno.

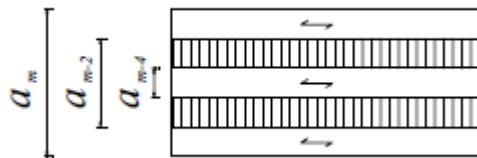
3.3.3 Izračun križno lepljenih plošč s teorijo kompozitov

Pri izračunu po tej metodi se upoštevajo trdnosti in togosti vseh posameznih plasti, ki sestavljajo prerez. Predpostavi se linearna zveza med napetostmi in deformacijami ter Bernoullijeva hipoteza o ravnih prerezih po deformiranju. Strižnih deformacij se ne upošteva. Metoda temelji na sestavnih koeficientih, ki predstavljajo razmerje med trdnostjo oz. modulom elastičnosti obravnavanega križno lepljenega prereza in trdnostjo oz. modulom elastičnosti namišljenega homogenega prereza enake debeline, ki ima vlakna vseh plasti vzporedna s smerjo napetosti. Obnašanje križno lepljenega elementa torej opišemo z efektivnimi vrednostmi za trdnost oz. togost.

Preglednica 1: Sestavni koeficienti k_i v odvisnosti od smeri obremenitve in smeri poteka zunanjih vlaken (Blass, 2004)

	k_i
	$k_1 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0} \right) \cdot \frac{a_{m-2}^3 - a_{m-4}^3 + \dots \pm a_1^3}{a_m^3}$
	$k_2 = \frac{E_{90}}{E_0} + \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0} \right) \cdot \frac{a_{m-2}^3 - a_{m-4}^3 + \dots \pm a_1^3}{a_m^3}$
	$k_3 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0} \right) \cdot \frac{a_{m-2} - a_{m-4} + \dots \pm a_1}{a_m}$
	$k_4 = \frac{E_{90}}{E_0} + \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0} \right) \cdot \frac{a_{m-2} - a_{m-4} + \dots \pm a_1}{a_m}$

Sestavni koeficienti k_i posameznih slojev se razlikujejo glede na smer delovanja obremenitve ter potek vlaknen.



Slika 10: Definicija plasti v panelu (Blass, 2004)

Efektivne trdnosti in togosti masivnih lesenih panelov določimo s pomočjo sestavnih koeficientov ter trdnostjo in togostjo vzporedno z vlakni. Predpostavimo, da velja razmerje modulov elastičnosti vzporedno z vlakni in pravokotno na vlakna $E_0/E_{90} = 30$. Preglednica 2 prikazuje efektivne trdnosti in togosti križno lepljenega lesenega panela za različne smeri obremenitve.

Preglednica 2: Efektivne trdnosti in togosti glede na smer obremenitve (Blass, 2004)

Obremenitev	Glede na smer vlaknen zunanjih plasti	Efektivna trdnost	Efektivna togost
Obtežba pravokotno na ravnino plošče			
Upogib	Vzporedno	$f_{m,0,ef} = f_{m,0} \cdot k_1$	$E_{m,0,ef} = E_0 \cdot k_1$
	Pravokotno	$f_{m,90,ef} = f_{m,0} \cdot k_2 \cdot a_m / a_{m-2}$	$E_{m,90,ef} = E_0 \cdot k_2$
Obtežba v ravnini plošče			
Upogib	Vzporedno	$f_{m,0,ef} = f_{m,0} \cdot k_3$	$E_{m,0,ef} = E_0 \cdot k_3$
	Pravokotno	$f_{m,90,ef} = f_{m,0} \cdot k_4$	$E_{m,90,ef} = E_0 \cdot k_4$
Nateg	Vzporedno	$f_{t,0,ef} = f_{t,0} \cdot k_3$	$E_{t,0,ef} = E_0 \cdot k_3$
	Pravokotno	$f_{t,90,ef} = f_{t,0} \cdot k_4$	$E_{t,90,ef} = E_0 \cdot k_4$
Tlak	Vzporedno	$f_{c,0,ef} = f_{c,0} \cdot k_3$	$E_{c,0,ef} = E_0 \cdot k_3$
	Pravokotno	$f_{c,90,ef} = f_{c,0} \cdot k_4$	$E_{c,90,ef} = E_0 \cdot k_4$

V splošnem so posamezne plasti križno lepljenih plošč v glavnem sestavljene iz lesa trdnostnega razreda C24. Sklepali bi, da bi lahko torej te vrednosti za trdnost in elastični modul križno lepljenih plošč uporabili kot vhodne podatke. Toda tak postopek ne upošteva lamelnega učinka, ki vodi k znatnemu izboljšanju karakteristik plošče v primerjavi z osnovnim materialom posameznih plasti. Številni rezultati testov kažejo, da se lahko vrednosti za trdnost in elastični modul križno lepljenih plošč, sestavljenih iz desk trdnostnega razreda C24, izračuna s privzetimi začetnimi vrednostmi za les trdnostnega razreda GL28h.

Dejanske vrednosti trdnosti in elastičnega modula križno lepljene plošče se določi s pomočjo sestavnih faktorjev za različne načine sestave in vrste napetosti. Učinkovita upogibna in osna togost se lahko neposredno določi z uporabo modula elastičnosti:

Upogib pri delovanju obtežbe pravokotno na ravnino, vzporedno (pravokotno) s smerjo vlaken zunanjih plasti:

$$(EI)_{ef} = E_0 \cdot \frac{b \cdot a_m^3}{12} \cdot k_{1(2)}$$

kjer je b širina križno lepljenega panela, obremenjenega pravokotno na ravnino.

Nateg oz tlak v ravnini in vzporedno (pravokotno) s smerjo vlaken zunanjih plasti:

$$(EA)_{ef} = E_0 \cdot b \cdot a_m \cdot k_{3(4)}$$

kjer je b širina masivnega panela, obremenjenega v smeri ravnine panela.

Normalne napetosti v plasteh, obremenjenih vzporedno s smerjo vlaken, lahko določimo z uporabo efektivne togosti v skladu z naslednjimi enačbami:

- Upogibne napetosti zunanjih vlaken pri delovanju obtežbe pravokotno na ravnino, vzporedno glede na smer vlaken zunanjih plasti:

$$\sigma_m = \frac{M}{(EI)_{ef}} \cdot E_0 \cdot \frac{a_m}{2}$$

- Upogibne napetosti zunanjih vlaken pri delovanju obtežbe pravokotno na ravnino, pravokotno glede na smer vlaken zunanjih plasti:

$$\sigma_m = \frac{M}{(EI)_{ef}} \cdot E_0 \cdot \frac{a_{m-2}}{2}$$

- Tlačne ali natezne napetosti pri delovanju obtežbe v ravnini, vzporedno ali pravokotno glede na smer vlaken zunanjih plasti:

$$\sigma_{c(t)} = \frac{N}{(EA)_{ef}} \cdot E_0$$

Normalne napetosti pri delovanju obtežbe pravokotno na ravnino in pravokotno glede na smer vlaken zunanjih plasti se nahajajo na najbolj oddaljeni plasti od središča, obremenjeni vzporedno s smerjo vlaken ($m-2$). Napetosti v zunanjih plasteh (m) pravokotno na vlakna ne

povzročijo porušitve, saj predpostavimo, da zunanje plasti (m) v tem primeru ne zagotavljajo nosilne funkcije.

Preverjanje interakcije med upogibno in natezno/tlačno obremenjenimi vlakni zunanjih plasti ni potrebno za križno lepljene plošče v nasprotju z mehansko spojenimi nosilci.

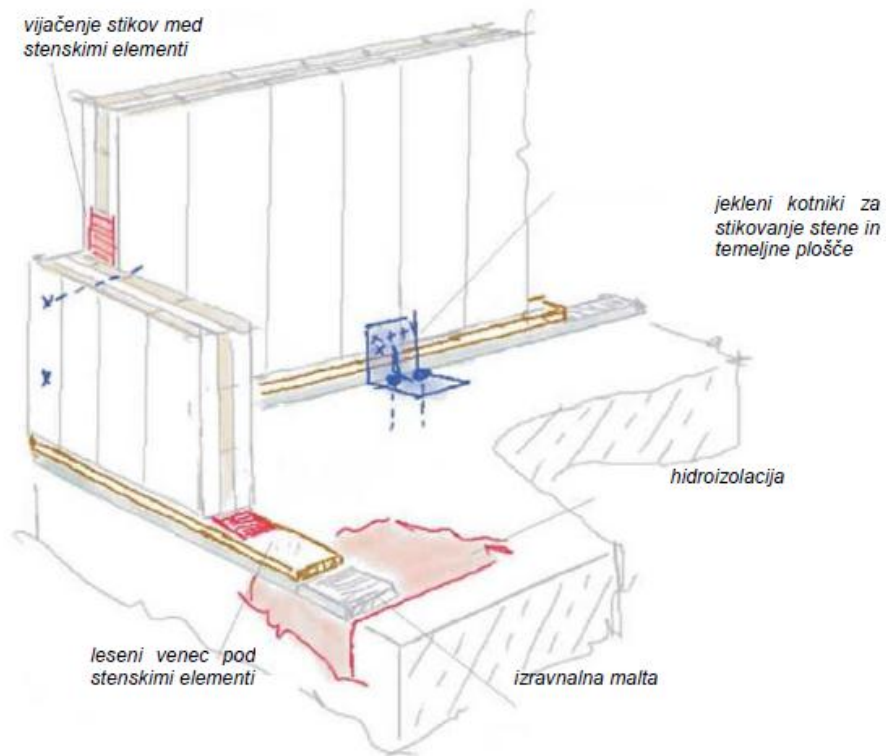
Zaradi neupoštevanja strižnega vpliva pri tej metodi je le ta veljavna za izračun v primeru velikega razmerja dolžine nosilca v primerjavi z njegovo debelino ($L/d > 30$ pri delovanju obtežbe pravokotno na ravnino, napetosti vzporedno z vlakni zunanjega sloja in $L/d > 20$ pri delovanju obtežbe pravokotno na ravnino, napetosti pravokotno glede na smer vlaken zunanjega sloja).

3.3.4 Zaključek

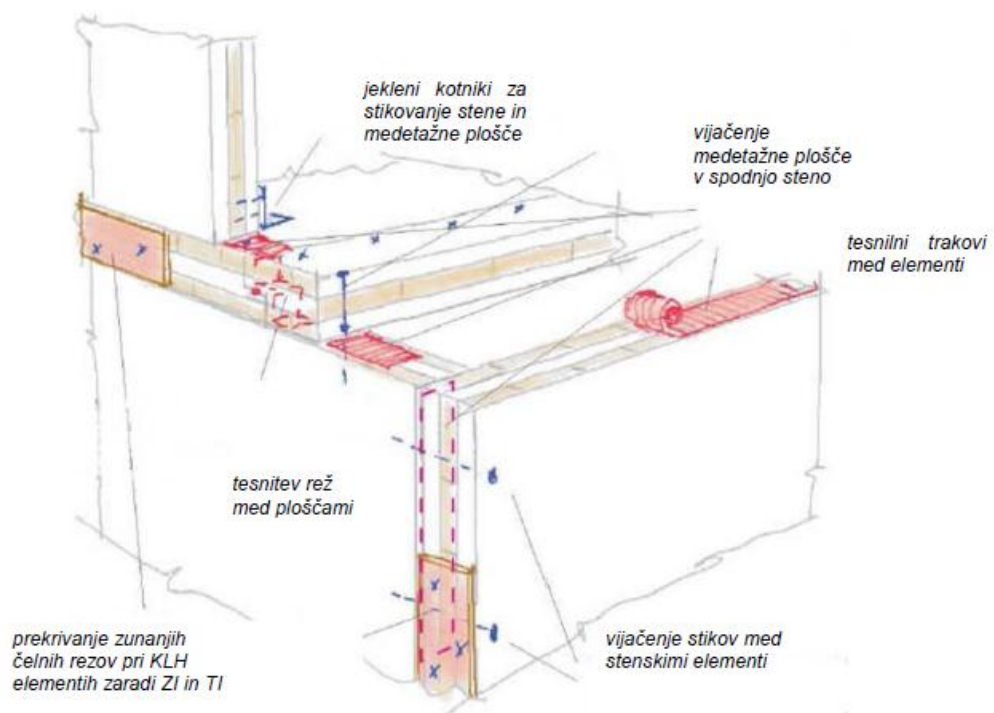
Pravila za projektiranje križno lepljenih lesenih plošč so trenutno navedena v tehničnih soglasjih. Cilj Blassove raziskave je bil izpeljati splošno metodo za projektiranje križno lepljenih plošč. Strižnega vpliva ni treba upoštevati pri razmerju dolžine in debeline elementa najmanj 30 pri delovanju obtežbe pravokotno na ravnino. V tem primeru teorija kompozitov služi kot osnova za projektiranje križno lepljenih lesenih plošč. Metoda upošteva plasti usmerjene vzporedno in pravokotno glede na smer vlaken zunanjega sloja. Trdnost in togost lahko določimo glede na posamezne plasti, upoštevajoč še sestavne koeficiente zaradi homogenega delovanja posameznih plasti kot plošče v celoti. Končno so podani tudi trdnostni in togostni razredi v odvisnosti od smeri obremenitve glede na potek vlaken zunanjih slojev.

3.4 Vezna sredstva

Križno lepljene stenske plošče sidramo s pomočjo kovinskih sider. Za prevzem dvižne sile, ki nastane zaradi rotacije stene ob vodoravni obremenitvi se uporabljajo t.i. dvižna sidra, za prevzem strižnih sil pa t.i. strižna sidra, ki preprečujejo zdrs. V temeljno konstrukcijo so sidra pritrjena s sidrnimi vijaki, v lesene plošče pa običajno z lesnimi vijaki ali obročastimi žebliji premera vsaj 4mm in dolžine med 40 in 60 mm, vendar so raziskave pokazale, da je priporočljivo uporabljati 60 mm dolge vijake ali žeblije, saj tako lažje dosežemo duktilen način porušitve v spojih. Podobno se pritrjujejo tudi stene na medetažne plošče, le da se tu uporabljajo samo lesni vijaki ali obročasti žebliji, s katerimi kovinski kotnik pritrđimo na steno in medetažno ploščo.

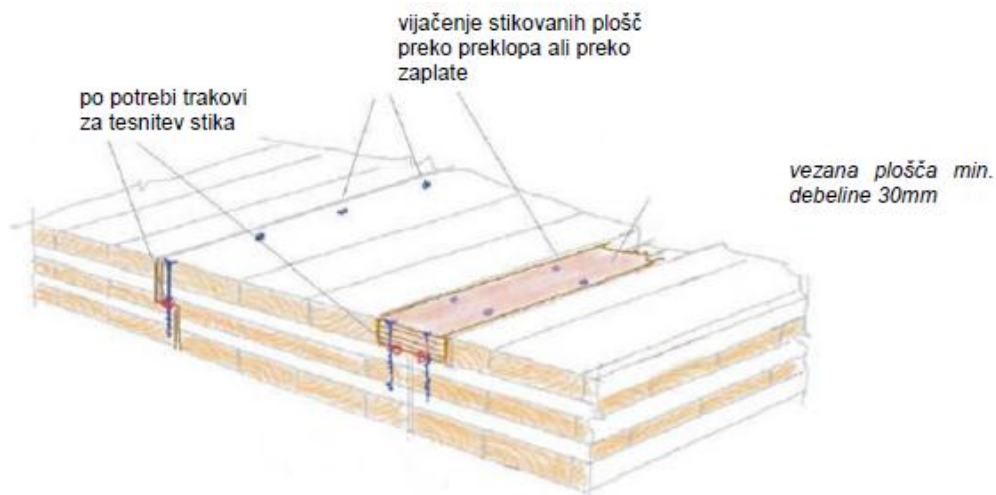


Slika 11: Detajl stikanja s temeljno ploščo (Dujič, 2009)



Slika 12: Detajl stikanja v medetaži (Dujič, 2009)

Stiki med posameznimi paneli se običajno izvedejo kot preklopni vijacheni spoj. Značilen spoj med sosednjimi stropnimi paneli je izveden s 50 mm dolgim preklopom, kjer je vsak preklop izrezan na srednji višini. Vijaki premera 6 mm so navadno zaporedno uvrtni na medsebojni razdalji 30 cm. Druga možnost je uporaba vezne plošče med dvema paneloma, kar vodi k povečani duktilnosti sistema, a hkrati manjši togosti.



Slika 13: Detajl 5-slojne plošče z vijačnim preklopom (Dujič, 2009)

Računska nosilnost vijakov in žabljev se določi v skladu z veljavnimi standardi za projektiranje mehanskih stikov v lesenih konstrukcijah in tehničnimi podatki proizvajalcev mehanskih veznih sredstev.

4 Računski primer projektiranja konstrukcije iz križno lepljenih lesenih plošč

4.1 Opis obravnavane konkretne konstrukcije

Študentski dom bi postavili v okolici novih fakultet na Brdu pri Ljubljani (Fakulteta za kemijo in kemijsko tehnologijo ter Fakulteta za računalništvo in informatiko). V bližini se nahajajo stavbe Biološkega središča ter Biotehnične fakultete.

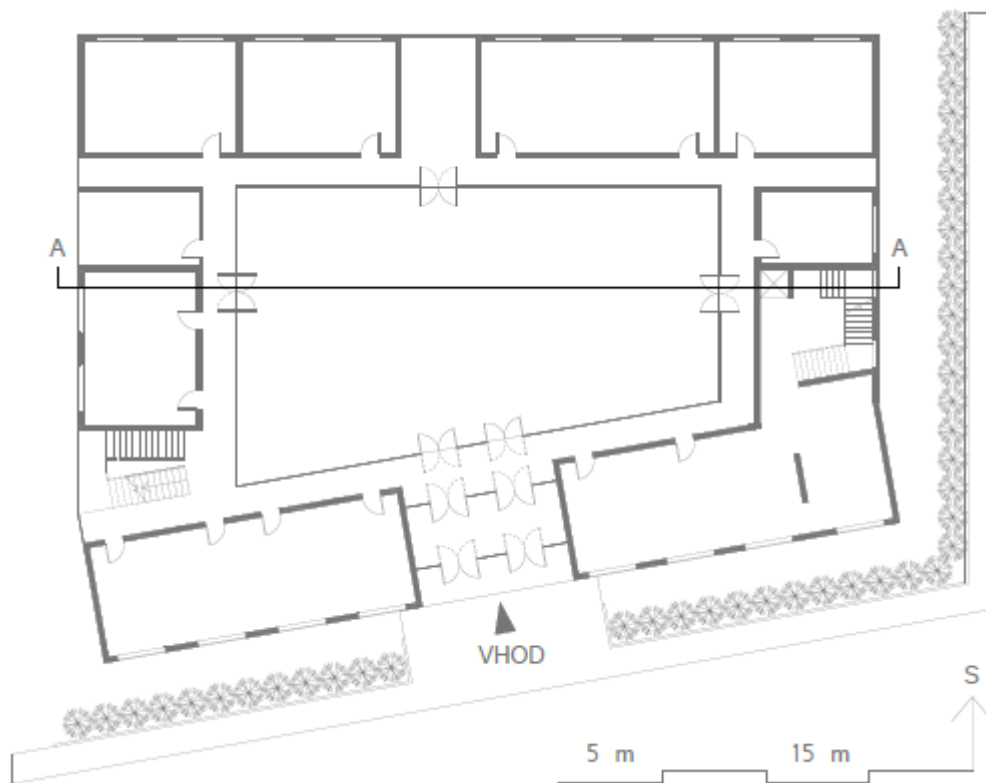
Nosilna konstrukcija študentskega doma bo v celoti sestavljena iz lesenih križno lepljenih plošč, ki bodo prenašale obtežbo v armiranobetonski temelj.

Osnovne dimenzije tlorisa objekta so 38,75 m x 31 m. Dimenzije atrija so 23,5 x 14,5 m. Prva etaža je na relativni višini 3,80 m, druga etaža pa je od prve etaže višja za 2,80 m, streha pa je od druge etaže višja prav tako za 2,80 m. Sobe so lahko posamične ali pa se po potrebi združijo. Poleg sob v prvem in drugem nadstropju so tu še prostori v pritličju: sprejemni prostor, skupni prostori, kuhinja, jedilnica, fitness, kopirnica/papirnica, dve učilnici, kolesarnica, prostor namenjen strojnimi inštalacijam, dve stopnišči.

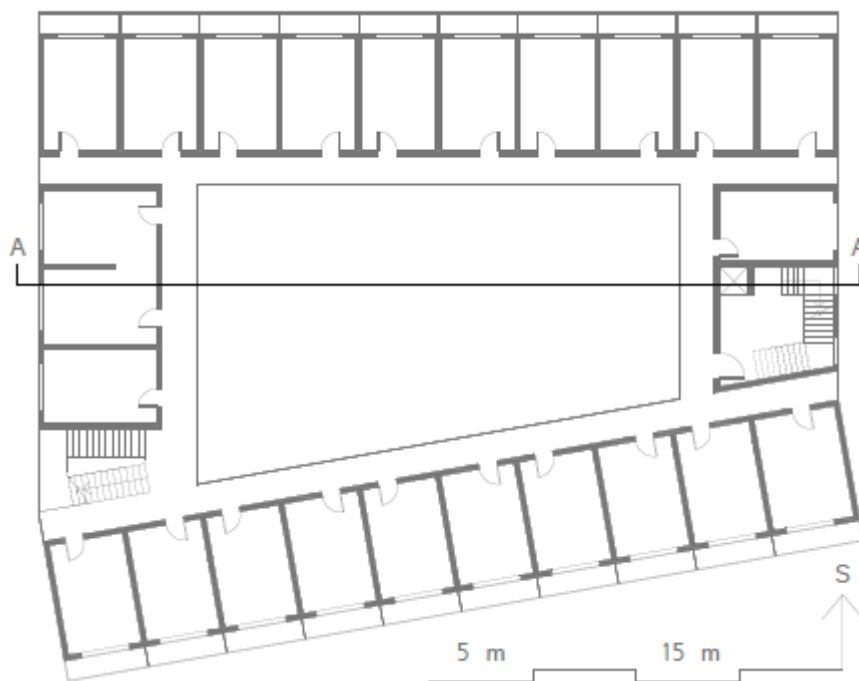
Ovo stavbo bo prav tako lesen, da se poudari zasnova stavbe. Izgubljene zelene površine bi poskušali nadomestiti z ravno zeleno streho z ekstenzivnim rastjem.



Slika 14: Tridimenzionalni prikaz obravnavane stavbe

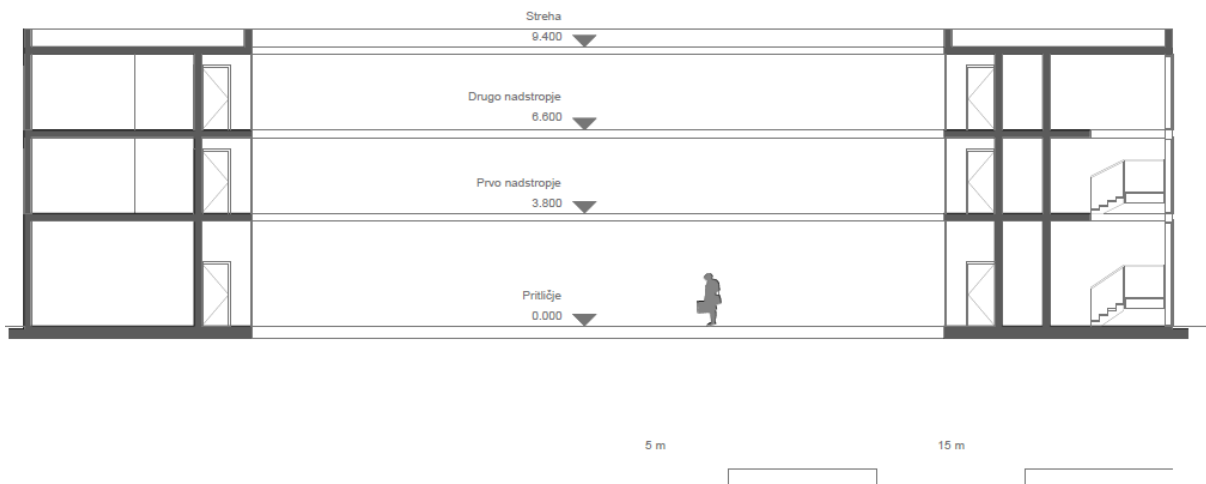


Slika 15: Tloris pritličja



Slika 16: Tloris zgornjih nadstropij

Prerez A-A



Slika 17: Prerez A-A

Odprt atrij v središču tlorisa bo posebna zanimivost stavbe. Zgodovinska zasnova atrija sega daleč v preteklost do antične Grčije in Rima. Že takrat so ugotovili prednosti atrija v smislu oskrbovanja notranjosti stavbe s svežim zrakom in naravno svetlobo, da bi dosegli čim bolj ugodne notranje bivalne pogoje. Danes temu posvečamo še več pozornosti, saj je pri načrtovanju stavbe poleg nosilnosti pomemben dejavnik tudi poraba energije ter zdravje in počutje ljudi, ki uporabljajo stavbo. Atrij lahko spodbuja naravno prezračevanje stavbe, izboljša svetlobne pogoje ter zmanjša porabo energije.

4.2 Vplivi na konstrukcijo

4.2.1 Stalna obtežba

Stalna obtežba na konstrukciji vključuje lastno težo nosilnih konstrukcijskih elementov ter obtežbo zaradi različnih nekonstrukcijskih elementov s pritrjeno opremo ter težo zemljine in balasta. Nekonstrukcijski elementi so:

- kritna,
- obloge in opaži,
- nekonstrukcijske predelne stene in podlage,
- stopniščne ograje, varnostne pregrade, parapeti in robniki,
- obloge sten,
- obešeni stropi,
- toplotna izolacija,
- pritrjene naprave in napeljave.

Navedene obtežbe upoštevamo kot stalni nepomični vpliv.

Lastno težo nosilnih konstrukcijskih elementov program za analizo zajame samodejno glede na gostoto materiala ter geometrijo elementov.

Težo nekonstrukcijskih elementov (balast), ki predstavlja preostalo stalno obtežbo, moramo posebej vnesti v program. Izračunamo jo glede na predvideno geometrijo in gostoto materialov.

4.2.1.1 Zelena streha

Preglednica 3: Preostala stalna teža zelene strehe

<i>Material</i>	<i>Debelina d [m]</i>	<i>Prost. teža [kN/m³]</i>	<i>Obtežba g [kN/m²]</i>
Xeroflor zelena preproga	/	/	0,5
Drenažni filc	/	/	/
Drenažni sloj	0,05	20	1
Protikoreninska zaščita	/	/	/
Tyvek folija	/	/	/
Ekstrudirani polistiren	0,25	0,6	0,15
Hidroizolacija z Al folijo	/	/	/
Naklonski beton	0,03	24	0,72
Spuščeni strop	/	/	0,15
Inštalacije	/	/	0,15
		Skupaj	2,67

4.2.1.2 Medetažna konstrukcija

Medetažna konstrukcija stanovanjski del:

Preglednica 4: Preostala stalna obtežba medetažne konstrukcije na stanovanjskem delu

<i>Material</i>	<i>Debelina d [m]</i>	<i>Prost. teža [kN/m³]</i>	<i>Obtežba [kN/m²]</i>
Parket	0,015	4,2	0,063
Cementni estrih	0,03	24	0,72
PE folija			
Zvočna in toplotna izolacija	0,05	0,5	0,025
Spuščeni strop			0,15
Inštalacije			0,15
		Skupaj	1,108

Balkoni in hodniki:

Preglednica 5: Preostala stalna obtežba medetažne konstrukcije na balkonih in hodnikih

<i>Material</i>	<i>Debelina d [m]</i>	<i>Prost. teža [kN/m³]</i>	<i>Obtežba [kN/m²]</i>
Naravni kamen	0,02	28	0,56
Cementni estrih	0,03	24	0,72
PE folija			
Zvočna in toplotna izolacija	0,05	0,5	0,025
		Skupaj	1,305

4.2.1.3 Zunanja stena

Preglednica 6: Preostala stalna obtežba zunanje stene

<i>Material</i>	<i>Debelina d [m]</i>	<i>Prost. teža [kN/m³]</i>	<i>Obtežba [kN/m²]</i>
Lesena obloga	0,04	4,2	0,168
Toplotna izolacija	0,2	0,5	0,1
Lesena podkonstrukcija			0,1
		Skupaj	0,368

4.2.1.4 Predelna stena

Prikazan je izračun obtežbe tipične predelne stene, ki se pojavlja v stavbi.

Preglednica 7: Preostala stalna obtežba predelne stene

Material	Debelina d [m]	Prost. teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
Mavčna plošča	0,0125	7,8	0,0975
Zvočna izolacija	0,1	0,5	0,05
Mavčna plošča	0,0125	7,8	0,0975
Skupaj			0,245

Za določitev preostale stalne obtežbe predelne stene kot linijske zvezne obtežbe izračunano skupno vrednost množimo še z načrtovano višino predelne stene.

4.2.1.5 Steklena stena

Po podatkih proizvajalcev steklenih sten ocenim težo steklene stene na 35 kg/m².

- steklena stena višine $h = 2,6$ m, obtežba znaša $0,91 \frac{kN}{m}$
- steklena stena višine $h = 3,6$ m, obtežba znaša $1,26 \frac{kN}{m}$

4.2.2 Koristna obtežba

Koristne obtežbe v stavbah izvirajo iz namena uporabe. Podane vrednosti koristne obtežbe vključujejo:

- običajno uporabo za ljudi,
- pohištvo in premične stvari (npr. lahke pomične stene).

Koristne obtežbe so modelirane kot enakomerno porazdeljene ploskovne, linijske ali koncentrirane obtežbe.

Pri projektiranju stropne konstrukcije v neki etaži ali strehe je treba upoštevati koristno obtežbo kot pomični vpliv, ki je razporejen na najneugodnejših delih vplivne površine glede na obravnavani učinek vpliva.

Pri projektiranju sten, ki nosijo več etaž, se upošteva koristna obtežba, enakomerno porazdeljena po površini vseh etaž.

Koristne obtežbe smo določili glede na kategorije uporabe (Preglednica 8).

Preglednica 8: Kategorije uporabe

<i>Kategorija</i>	<i>Opis uporabe</i>	<i>Primeri</i>
A	Bivalni prostori	Sobe v stanovanjih in hišah, spalnice in oddelki v bolnišnicah, spalnice v hotelih, kuhinje v gostilnah in sanitarije.
C	Površine, kjer se zbirajo ljudje (z izjemo površin v kategorijah A, B, D)	C1: Površine z mizami, npr. v šolah, kavarnah, restavracijah, jedilnicah, čitalnicah, sprejemnicah.

Vrednosti koristnih obtežb smo določili na podlagi preglednice št. 6.2: Koristne obtežbe na tleh, balkonih in stopnicah stavb v SIST 1991-1-1:2004.

Preglednica 9: Koristne obtežbe na tleh, balkonih in stopnicah stavb

<i>Kategorije površin</i>	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
A	tla na splošno	2
	stopnice	2
	balkoni	2,5
C	C1	3

Streho uvrstimo v ustrezno kategorijo na podlagi preglednice 6.9: Kategorije streh v SIST 1991-1-1:2004:

Preglednica 10: Kategorije streh

<i>Kategorije obtežnih površin</i>	<i>Opis uporabe</i>
H	Strehe, dostopne le za normalno vzdrževanje in popravila.

Koristno obtežbo določimo na podlagi preglednice 6.10 v SIST 1991-1-1:2004: Koristne obtežbe streh kategorije H:

Kategorija H:

$$q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2,$$

$$Q_k = 1,0 \text{ kN}.$$

4.2.3 Obtežba snega

Predvidena lokacija objekta je Ljubljana, katere nadmorska višina znaša 298 m.

Obtežbo snega na strehi določimo na naslednji način:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 1,21 \text{ kN/m}^2,$$

kjer so:

μ_i oblikovni koeficient obtežbe snega (za ravne strehe $\mu = 0,8$),

s_k karakteristična obtežba snega na tleh,

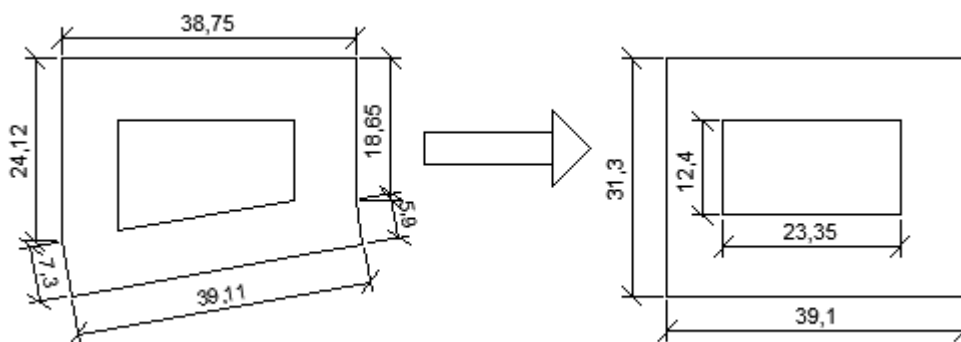
C_e koeficient izpostavljenosti ($C_e = 1$),

C_t toplotni koeficient ($C_t = 1$) in

$$s_k = 1,293 \left[1 + \left(\frac{298}{728} \right)^2 \right] = 1,51 \text{ kN/m}^2.$$

4.2.4 Obtežba vetra

Za določitev vpliva vetra na konstrukcijo smo najprej poenostavili tloris objekta kot prikazuje naslednja slika.



Slika 18: Poenostavljen tloris objekta

4.2.4.1 Največji tlak ob sunkih vetra

Ljubljana spada enako kot večina Slovenije v cono 1, kjer je temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra na nadmorski višini pod 800 m $v_{b,0} = 20 \text{ m/s}$.

Osnovna hitrost vetra v_b :

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 20 \text{ m/s}.$$

Priporočena vrednost faktorjev c_{dir} in c_{season} za stalne konstrukcije je 1.

Kategorija izpostavljenosti terena III, pripadajoče vrednosti so:

$$z_0 = 0,3 \text{ m},$$

$$z_{0,II} = 0,05 \text{ m in}$$

$$z_{min} = 5 \text{ m} .$$

Srednja hitrost vetra na določeni višini:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 14,82 \text{ m/s}$$

kjer sta:

$c_r(z)$ faktor hrapavosti,

$c_0(z)$ faktor hribovitosti terena ($c_0(z) = 1$).

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,741$$

kjer sta:

z_0 hrapavostna dolžina in

k_r faktor terena, ki je odvisen od hrapavostne dolžine z_0 in se izračuna po enačbi:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,215$$

$z = 9,4 \text{ m}$ (višina objekta).

Intenziteta turbulence $I_v(z)$:

$$I_v(z) = \frac{k_t}{(c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right))} = 0,290;$$

kjer je k_t turbolenčni faktor, katerega priporočena vrednost je 1.

Tlak pri največji hitrosti pri sunkih vetra:

Tlak pri največji hitrosti pri sunkih vetra $q_p(z)$ na višini z izračunamo z upoštevanjem srednje hitrosti in kratkotrajne spremembe hitrosti vetra po enačbi:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = 0,416 \text{ kN/m}^2.$$

4.2.4.2 Tlak vetra na ploskve

Tlak vetra w_e na zunanje ploskve stavbe izračunamo po enačbi:

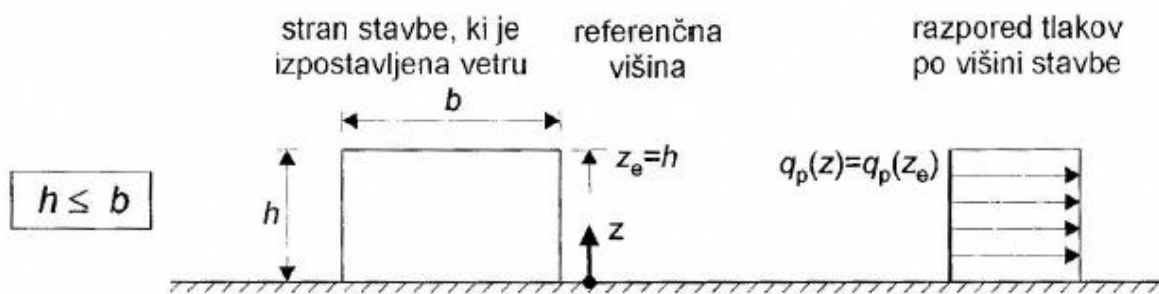
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

kjer je c_{pe} koeficient zunanje tlaka, dan v nadaljevanju.

Referenčne višine z_e za privetrne stene stavb s pravokotnim tlorisom so odvisne od razmerja h/b .

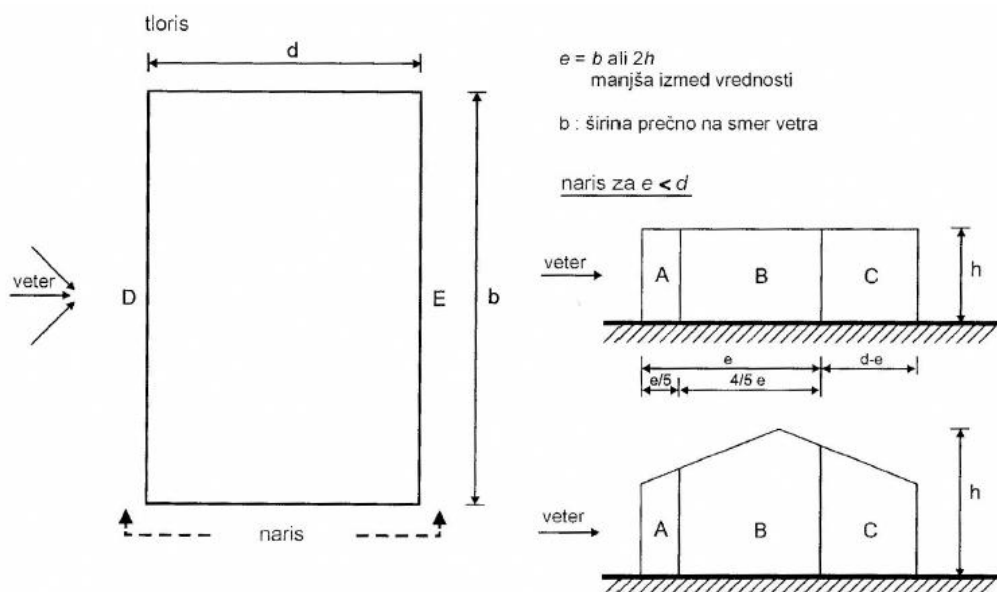
Stavba, katere višina h je manjša kot b , se obravnava kot en del:

$$h = 9,4 \text{ m} < b$$



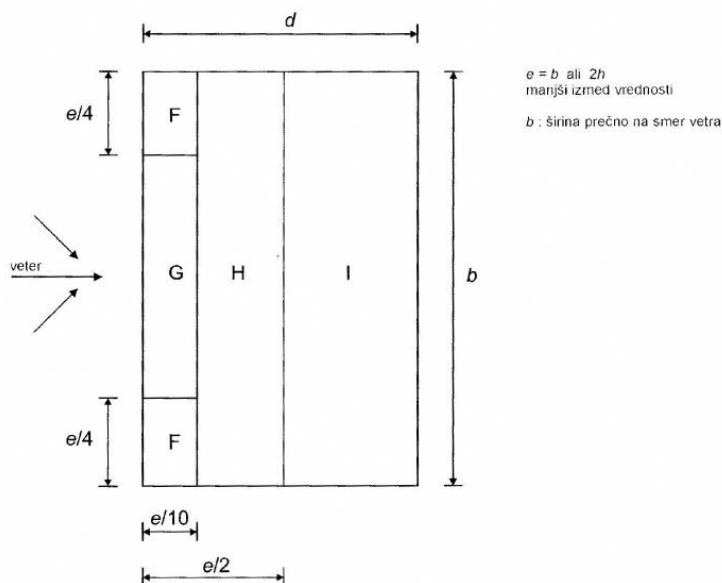
Slika 19: Referenčna višina za privetrne stene stavb s pravokotnim tlorisom

Razdelitev sten na področja:



Slika 20: Razdelitev sten na področja glede na zunanje tlake vetra

Razdelitev strehe na področja:



Slika 21: Razdelitev strehe na področja glede na zunanje tlake vetra

Koeficiente zunanje tlaka odčitamo iz preglednice v standardu, za vmesne vrednosti uporabimo linearno interpolacijo. S pomočjo koeficientov izračunamo tlak vetra na zunanje površine.

Vpliv vetra v smeri x

Preglednica 11: Koeficienti zunanje tlaka in vrednosti zunanjih tlakov glede na vpliv vetra v smeri x

Smer X	A	B	C	D	E	F	G	H	I
$c_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3	-1,8	-1,2	-0,7	$\pm 0,2$
$w_e [kN/m^2]$	-0,50	-0,33	-0,21	0,29	-0,12	-0,75	-0,50	-0,29	$\pm 0,08$

Vpliv vetra v smeri y

Preglednica 12: Koeficienti zunanje tlaka in vrednosti zunanjih tlakov glede na vpliv vetra v smeri y

Smer Y	A	B	C	D	E	F	G	H	I
$c_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	+0,71	-0,31	-1,8	-1,2	-0,7	$\pm 0,2$
$w_e [kN/m^2]$	-0,50	-0,33	-0,21	0,30	-0,13	-0,75	-0,50	-0,29	$\pm 0,08$

Tlak vetra w_i na notranje ploskve stavbe izračunamo po enačbi:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi},$$

kjer za c_{pi} privzamemo neugodnejšo vrednost med +0,2 in -0,3.

Notranji tlaki so razporejeni enako na vse notranje površine, zato v smislu globalne nosilnosti po obodu stavbe niso pomembni. Ne smemo pa jih pozabiti na strehi ter pri obravnavanju lokalnih problemov, npr. dimenzioniranje fasadnih sten.

Neto tlaki na strehi

Preglednica 13: Neto tlaki na strehi

Smer X in Y	F	G	H	I
$c_{pe,10} + c_{pi}$	-2,0	-1,4	-0,9	-0,4 ali + 0,5
$w [kN/m^2]$	-0,83	-0,58	-0,37	-0,17 ali + 0,21

Učinek trenja vetra

Učinek trenja vetra na ploskev se lahko zanemari, če je celotna površina vseh ploskev, vzporednih (ali pod majhnim kotom) z vetrom, enaka ali manjša od štirikratne površine zunanjih ploskev, pravokotnih na veter (privetnih ali zavetnih).

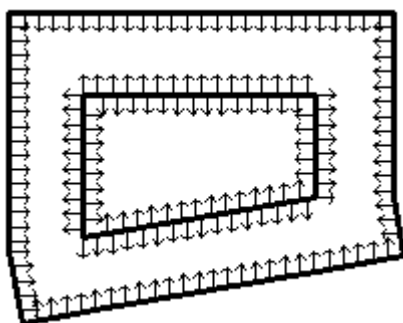
4.2.4.3 Vpliv vetra na stavbe z atrijem

Vpliv vetra pri visokih stavbah je lahko pri načrtovanju nosilnosti ključnega pomena. Toda v literaturi žal primanjkuje informacij glede vrednotenja vpliva vetra na visoke stavbe z atrijem. Tudi trenutni predpisi in standardi ne vsebujejo navodil ali priporočil za projektiranje stavb z atrijem, odpornih na veter.

Vpliv vetra zaradi atrija smo določili z dodatnimi obtežnimi primeri:

1) Srk v atriju in znotraj stavbe

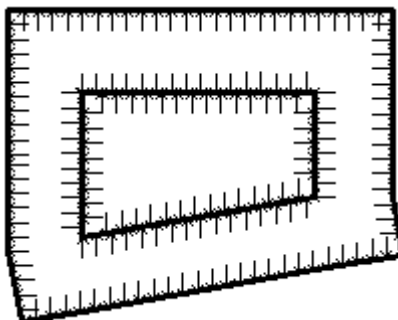
Ta obtežni primer izhaja iz predpostavke, da se znotraj celotnega atrija ustvarijo enakomerni negativni tlaki oz. srk, hkrati pa se tudi znotraj stavbe pojavi enakomeren srk. Vpliv smo ovrednotili s koeficientom notranjega tlaka $c_{pi} = -0,3$.



Slika 22: Srk v atriju in znotraj stavbe

2) Tlak v atriju in znotraj stavbe

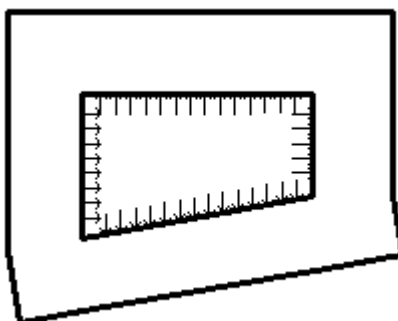
Obtežni primer izhaja iz predpostavke, da se znotraj atrija in stavbe ustvarijo enakomerni tlaki, katere smo ovrednotili s koeficientom notranjega tlaka $c_{pi} = 0,2$.



Slika 23: Tlak v atriju in znotraj stavbe

3) Kombinacija srka in tlaka znotraj atrija

Obtežni primer izhaja iz predpostavke, da se v smeri vetra pojavi enakomeren srk vzdolž prve stene, na ostale stene pa deluje enakomeren tlak. Obtežni primer je pomemben predvsem zaradi kontrole globalne nosilnosti. Vpliv smo ovrednotili s koeficientom notranjega tlaka $c_{pi} = \pm 0,3$. Na sliki je shematični prikaz vpliva vetra v pozitivni X smeri.



Slika 24: Kombinacija srka in tlaka znotraj atrija

Zaradi nepravilnega tlorisa stavbe smo veter obravnavali v vseh štirih smereh. Vse osnovne obtežne primere vetra smo kombinirali s prvim in drugim obtežnim primerom vetra v atriju, tretjega pa smo smiselno kombinirali z osnovnimi glede na smer delovanja vetra. Tako smo ustvarili ovojnico notranjih sil za vetrno kombinacijo, katero smo kombinirali z ostalimi obtežnimi primeri. Pri tem smo preverili globalno nosilnost konstrukcije kot tudi posamezne nosilne elemente.

4.2.5 Potresni vpliv

V primeru potresa je naš prvotni namen zaščititi človeška življenja, omejiti škodo ter zagotoviti, da ostanejo konstrukcije, pomembne za civilno zaščito, še naprej uporabne. Preprečevanje škoda bi bilo v večini primerov neekonomično, saj je verjetnost, da bo do potresa projektne jakosti dejansko tekom obratovalne dobe objekta dejansko prišlo, majhna. V Sloveniji je po EC8 privzeto, da se običajni objekti projektirajo na potres, za katerega obstaja 10 % verjetnosti, da bo presežen ali prekoračen v obdobju 50 let. 10% verjetnost, da se projektni potres zgodi v 50 letih pomeni, da je povratna doba projektnega potresa enaka 475 let.

Kriterij glede omejitve poškodb se nanaša na potres, za katerega obstaja precejšnja verjetnost, da se bo pojavil v življenjski dobi objekta, in zahteva, da pri takšnem potresu ostane konstrukcija brez večjih poškodb in z njimi povezanih omejitev uporabe, ki bi povzročile preveliko škodo. Potresni vpliv, ki se upošteva pri zahtevi po omejitvi poškodb, ima verjetnost prekoračitve 10 % v 10 letih in povratno dobo 95 let.

EC8 uporablja faktor pomembnosti γ s katerim poveča ali zmanjša projektne potresne sile. Na ta način je mogoče z ustrezno izbiro faktorja γ doseči enak učinek kot s spremembo povratne dobe potresa.

Stavbe so razdeljene v štiri kategorije pomembnosti glede na posledice.

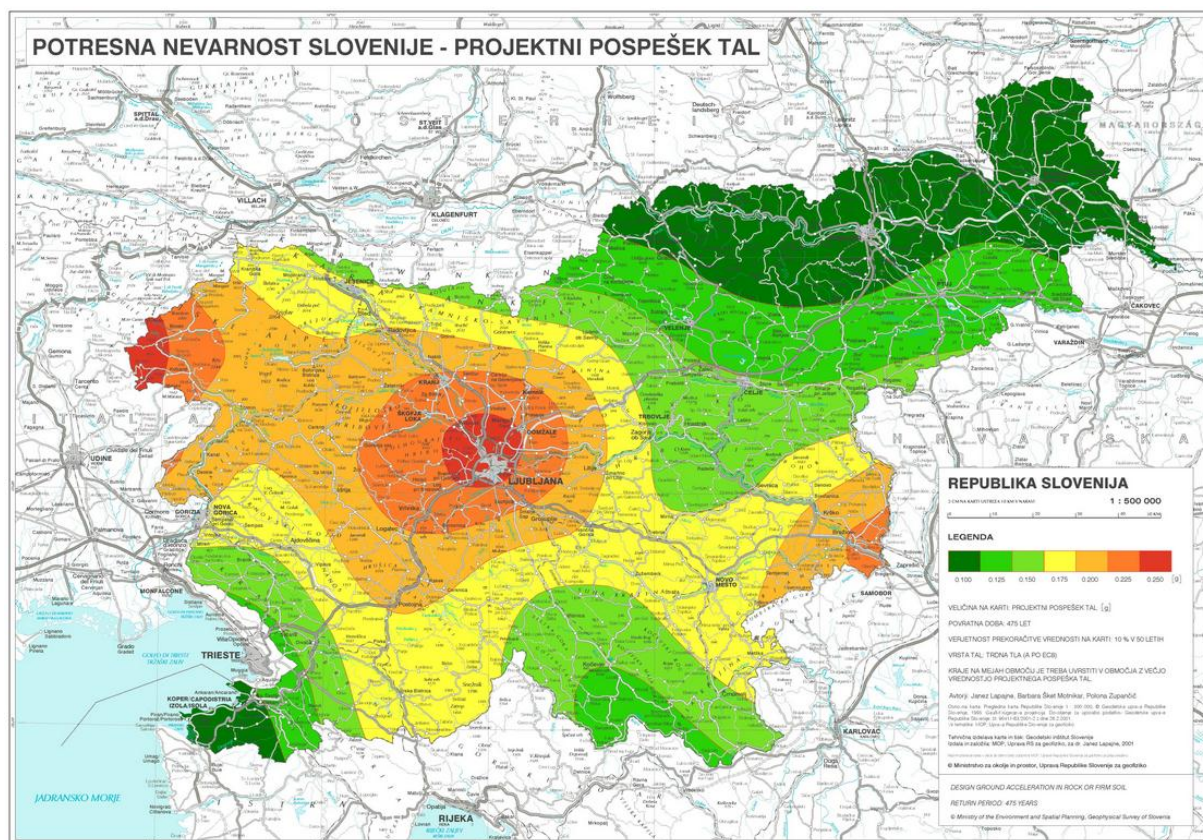
Preglednica 14: Kategorije pomembnosti stavb

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

Za kategorijo pomembnosti II je faktor pomembnosti γ enak 1.

Značilnosti tal

Pri določanju potresnega vpliva se uporablja karta potresne nevarnosti Slovenije, veljavna v času uporabe standarda.



Slika 25: Potresna nevarnost slovenije in projektni pospešek tal

Objekt se nahaja v Ljubljani. Projektni pospešek tal na tem območju znaša $a_g = 0,25 g$. Delež viskoznega dušenja $\xi = 5 \%$. Predpostavimo, da so tla na katerih stavba stoji, tipa E, iz katerega sledi:

- parameter tal: $S = 1,4$
- karakteristični nihajni časi spektra: $T_B = 0,15 s$, $T_C = 0,5 s$, $T_D = 2,0 s$.

Faktor obnašanja

Faktor obnašanja q je približek k razmerju med potresnimi silami, ki bi delovale na konstrukcijo s 5 % viskoznega dušenja, če bi se obnašala povsem elastično, in najmanjšimi potresnimi silami, ki se lahko uporabijo pri projektiranju ob uporabi običajnega elastičnega modela, a še zagotavljajo zadovoljivo obnašanje konstrukcije.

Našo stavbo bomo projektirali s faktorjem obnašanja $q = 2$, ki velja za konstrukcije s srednjo sposobnostjo sipanja energije – DCM in velja za primere konstrukcij iz lepljenih stenskih

panelov z lepljenimi diafragmami, povezanih z žebli ali vijaki z maticami (sorniki). Faktor obnašanja q smo izbrali s pomočjo Preglednice 8.1 v SIST EN 1998-1:2005.

Projektni spekter za elastično analizo

Da bi se pri projektiranju izognili eksplicitni nelinearni analizi, se sposobnost konstrukcije, da sipa energijo predvsem z duktilnim obnašanjem, upošteva tako, da se opravi elastična analiza z zmanjšanim spektrom odziva – projektni spektri. To zmanjšanje se izvede z upoštevanjem faktorja obnašanja q .

Projektni spekter $S_d(T)$ je določen z izrazi:

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

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

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

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

kjer je:

$S_d(T)$ projektni spekter in

β faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru, priporočena vrednost znaša $\beta = 0,2$.

Potresno projektno stanje

Potresno projektno stanje preverjamo pri naslednji kombinaciji vplivov:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "A_{Ed}" + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Pri določanju projektnega potresnega vpliva je treba upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} Q_{k,i}$$

Koeficiente $\psi_{E,i}$ izračunamo z izrazom:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$$

Faktor φ je enak 0,5 za vse etaže, le za vrhno je enak 1,0.

Modalna analiza s spektri odziva

Modalna analiza s spektri odziva se lahko uporabi za vse vrste stavb. Pri računu je treba upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno vplivajo na globalni odziv konstrukcije. Ta princip je izpolnjen, če velja eden od naslednjih pogojev:

- vsota efektivnih modalnih mas za nihajne oblike, ki se upoštevajo, znaša vsaj 90 % celotne mase konstrukcije,
- upoštevajo se vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, večjimi od 5 % celotne mase.

Modalno analizo in prostorski model imajo vključeno vsi sodobni programi za dinamične analize konstrukcij, prav tako tudi SOFISTIK.

Eigenfrequencies
 Using Lanczos Method
 Iterationsvectors

No.	LC	Eigenvalue [1/sec ²]	relative Error	omega [1/sec]	frequency [Hertz]	period [sec]	Damping D[%]	f-XX [%]	f-YY [%]
1	9001	8.3412E+02	0.00E+00	28.881	4.597	0.218	0.000	1.1	87.6
2	9002	1.0672E+03	0.00E+00	32.668	5.199	0.192	0.000	1.2	2.3
3	9003	1.3609E+03	0.00E+00	36.891	5.871	0.170	0.000	84.6	0.9
4	9004	1.9711E+03	0.00E+00	44.397	7.066	0.142	0.000	0.1	0.2
5	9005	2.7916E+03	1.02E-11	52.836	8.409	0.119	0.000	0.5	0.1
6	9006	4.7641E+03	2.97E-07	69.022	10.985	0.091	0.000	0.0	0.1
7	9007	6.2012E+03	2.36E-03	78.747	12.533	0.080	0.000	0.1	0.0
8	9008	6.5096E+03	1.49E-03	80.682	12.841	0.078	0.000	0.1	4.4
9	9009	6.8592E+03	1.76E-03	82.821	13.181	0.076	0.000	0.0	0.1
10	9010	8.0165E+03	2.30E-02	89.535	14.250	0.070	0.000	0.0	0.6
11	9011	8.6053E+03	1.61E-02	92.765	14.764	0.068	0.000	2.7	0.9
12		1.0005E+04	3.26E-02	100.024	15.919	0.063			
13		1.2651E+04	8.59E-02	112.478	17.901	0.056		90.6	97.0

Slika 26: Nihajne oblike, ki smo jih upoštevali pri modalni analizi

4.3 Podloge za projektiranje in določitev začetnih dimenzij

4.3.1 Predpisi in zahteve

Zahteve mejnega stanja nosilnosti (MSN) konstrukcij v najbolj preprosti obliki zapišemo s splošno neenačbo, ki izraža zahtevo, da mora biti projektna vrednost obremenitev (učinkov vplivov E_d) manjša ali kvečjemu enaka od nosilnosti (odpornosti R_d) konstrukcijske komponente:

$$E_d \leq R_d$$

Projektna nosilnost je odvisna od projektnih vrednosti lastnosti materiala R_d (običajno trdnost f_d) in projektnih vrednosti geometrijskih karakteristik prereza oziroma elementa. Projektno vrednost X_d dobimo po EC-5 iz karakteristične vrednosti (X_k) z izrazom:

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_M}$$

kjer so:

X_k karakteristična vrednost nosilnosti,

γ_M delni faktor varnosti za lastnosti materiala in

k_{mod} modifikacijski faktor, s katerim se upoštevata vpliv trajanja obtežbe in pogoji okolja pri uporabi.

Vrednost delnega faktorja γ_M je po EC-5 pri osnovnih obtežnih kombinacijah za lameliran lepljen les: $\gamma_M = 1,25$. Pri neugodnih obtežnih kombinacijah je vrednost $\gamma_M = 1,0$.

Preglednica 15: Razredi trajanja obtežbe (EC-5)

Razred trajanja obtežbe	Red velikosti akumuliranega trajanja karakteristične obtežbe
Stalna	več kot 10 let
Dolgotrajna	6 mesecev-10 let
Srednjetrjna	1 teden-6 mesecev
Kratkotrajna	manj kot 1 teden
Trenutna	

Preglednica 16: Primeri razvrstitve obtežb glede na njihovo trajanje (EC-5)

Razred trajanja obtežbe	Primer obtežbe
Stalna - P	lastna teža
Dolgotrajna - L	skladiščni material
Srednjetrajna - M	koristna obtežba, sneg
Kratkotrajna - S	sneg, veter
Trenutna - I	veter, nezagodna obtežba

Konstrukcije razvrstimo v enega od spodnjih razredov uporabnosti:

1. Za prvi razred uporabnosti je značilna vsebnost vlage v materialih, ki ustreza temperaturi 20 °C in relativni vlažnosti okoliškega zraka, ki preseže 65 % samo nekaj tednov v letu.
2. Za drugi razred uporabnosti je značilna vsebnost vlage v materialih, ki ustreza temperaturi 20 °C in relativni vlažnosti okoliškega zraka, ki preseže 85 % samo nekaj tednov v letu.
3. Za tretji razred uporabnosti so značilni podnebni pogoji, ki vodijo do višje vsebnosti vlage kot v drugem razredu uporabnosti.

V primeru, da v obtežni kombinaciji nastopajo obtežbe z različnimi vrednostmi za k_{mod} , upoštevamo vrednost za najkrajšo delujočo obtežbo, saj bo obravnavana obtežna kombinacija delovala na objektu le tako dolgo, dokler bo na njem najkrajša delujoča obtežba.

Preglednica 17: Vrednosti modifikacijskega faktorja k_{mod} za lepljen lameliran les (EC-5)

Material	Standard	Razred uporab.	Razred trajanja obtežbe				
			P	L	M	S	I
Lepljen lameliran les	EN 14080	1	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
		2	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
		3	0,5	0,55	0,65	0,7	0,9

Določitev projektne obremenitve E_d zaradi različne zunanje obtežbe je enaka za vse evrokode in je določena v SIST EN 1990 [2]. Pri stalnih in začasnih projektnih stanjih dobimo E_d kot učinek kombinacije vplivov:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

kjer so:

$G_{k,j}$ karakteristična vrednost j-tega stalnega vpliva,

$Q_{k,1}$ prevladujoči spremenljivi vpliv,

$Q_{k,i}$ karakteristična vrednost i-tega spremenljivega vplivoa,

$\gamma_{G,j}$ delni faktor varnosti za j-ti stalni vpliv,

$\gamma_{Q,i}$ delni faktor varnosti za i-ti spremenljivi vpliv.

Vrednosti so:

- neugodno delovanje obtežb: $\gamma_{G,j} = 1,35$, $\gamma_{Q,i} = 1,50$,
- ugodno delovanje obtežb: $\gamma_{G,j} = 1,00$, $\gamma_{Q,i} = 0$ (je ne upoštevamo).

Mejno stanje uporabnosti preverimo s pogoji glede deformacij in pomikov zaradi zunanje obtežbe in spremembe vlažnosti lesa, ki onemogočajo normalno uporabo in poslabšajo videz konstrukcije.

Mejna stanja uporabnosti konstrukcij v skladu s standardom EN 1990:2004 kontroliramo pri naslednjih kombinacijah vplivov:

$\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	karakteristična kombinacija vplivov,
$\sum G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$	pogosta kombinacija vplivov,
$\sum G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$	navidezno stalna kombinacija vplivov.

Pri računskih pomikih ločimo:

- w_{inst} trenutne, začetne pomike, ki se razvijejo takoj po nanosu obtežbe,
- w_{creep} pomike zaradi lezenja lesa in
- w_{fin} končni pomiki, ki nastopijo po končanem lezenju: $w_{fin} = w_{inst} + w_{creep}$.

Pomike v začetnem času w_{inst} v skladu s standardom EN 1995-1-1 določimo za karakteristično kombinacijo vplivov:

$$w_{inst} = \sum w_{inst}(G_{k,j}) + w_{inst}(Q_{k,1}) + \sum_{i>1} w_{inst}(\psi_{0,i} Q_{k,i}).$$

Pomike v končnem času w_{fin} dobimo tako, da določimo pomike zaradi lezenja za navidezno stalno kombinacijo vplivov in jih prištejemo začetnim pomikom določenim za karakteristično kombinacijo vplivov (Lopatič, 2011):

$$w_{fin} = \sum (1 + k_{def}) w_{inst}(G_{k,j}) + (1 + \psi_{2,1} k_{def}) w_{inst}(Q_{k,1}) + \sum_{i>1} (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} k_{def}) w_{inst}(Q_{k,i}).$$

Preglednica 18: Osnovne vrednosti mejnih pomikov (EN 1995-1-1: Pr.:7.2)

	$w_{inst,lim}$	$w_{fin,lim}$
Nosilci na dveh podporah	$l/500$ do $l/300$	$l/300$ do $l/150$
Konzolni nosilci	$l/250$ do $l/150$	$l/150$ do $l/75$

Preglednica 19: Kombinacijski faktorji (EN 1995-1-1)

Vpliv	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Koristna obtežba v stavbah (EN 1991-1-1)			
Kategorija A: stanovanja	0,7	0,5	0,3
Kategorija C: stavbe, kjer se zbirajo ljudje	0,7	0,7	0,6
Kategorija H: strehe	0	0	0
Obtežba snega na stavbah (EN 1991-1-3)			
Kraji z nadmorsko višino pod 1000 m	0,5	0,2	0
Obtežba vetra na stavbah (EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0

4.3.2 Tehnične in trdnostne karakteristike križno lepljenih plošč

Tehnične in trdnostne karakteristike privzamemo z Evropskega tehničnega soglasja ETA-06/0138, ki je bilo leta 2006 izdano avstrijskemu podjetju KLH Massivholz GmbH, ki izdeluje plošče iz križno lepljenega lesa.

Preglednica 20: Lastnosti pri mehanskem delovanju pravokotno na ploščo iz masivnega lesa (ETA-06/0138, 2006)

ER	Zahteva	Razred/Kategorija rabe/Številčna vrednost
1	Mehanska odpornost in stabilnost	
	1. Mehansko delovanje pravokotno na ploščo iz masivnega lesa	
	Modul elastičnosti - vzporedno z vlakni desk $E_{0,mean}$	12000 MPa
	- pravokotno na vlakna desk $E_{90,mean}$	370 MPa
	Strižni modul - vzporedno z vlakni desk G_{mean}	690 MPa
	- pravokotno na vlakna desk, kotalni strižni modul $G_{R,mean}$	50 MPa
	Upogibna trdnost - vzporedno z vlakni desk $f_{m,k}$	24 MPa
	Natezna trdnost - pravokotno na vlakna desk $f_{t,90,k}$	0,12 MPa
	Tlačna trdnost - pravokotno na vlakna desk $f_{c,90,k}$	2,7 MPa
	Strižna trdnost - vzporedno z vlakni desk $f_{v,k}$ - pravokotno na vlakna desk (kotalna strižna trdnost) $f_{R,v,k}$	2,7 MPa 1,5 MPa

Preglednica 21: Mehansko delovanje v ravnini plošče iz masivnega lesa (ETA-06/0138, 2006)

ER	Zahteva	Razred/Kategorija rabe/Številčna vrednost
1	2. Mehansko delovanje v ravnini plošče iz masivnega lesa	
	Modul elastičnosti - vzporedno z vlakni desk $E_{0,mean}$	12000 MPa
	Strižni modul - vzporedno z vlakni desk G_{mean}	250 MPa
	Upogibna trdnost - vzporedno z vlakni desk $f_{m,k}$	23 MPa
	Natezna trdnost - vzporedno z vlakni desk $f_{t,0,k}$	16,5 MPa
	Tlačna trdnost - vzporedno z vlakni desk $f_{c,0,k}$ - koncentrirano, vzporedno z vlakni desk $f_{c,0,k}$	24 MPa 30 MPa
	Strižna trdnost -vzporedno z vlakni desk $f_{v,k}$	5,2 MPa

4.3.3 Projektiranje križno lepljenih plošč po teoriji nosilcev povezanih z mehanskimi veznimi sredstvi (Gama metoda)

4.3.3.1 CLT kot strešni oziroma medetažni nosilni element

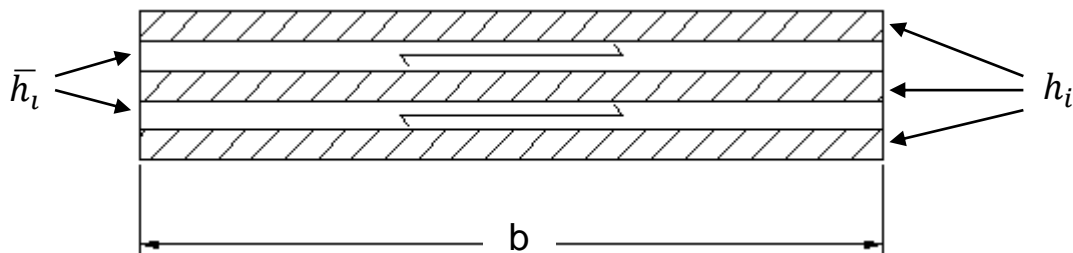
- Metoda upošteva kotalni strižni modul G_R v prečni plasti z uporabo imaginarne vezi.
- Vzdolžne plasti se obravnavajo kot sloji, povezani z imaginarnimi vezmi, katerih togost je enaka strižni togosti prečnih plasti.
- Metoda je priporočljiva za križno lepljene plošče, sestavljene iz 3 ali 5 plasti.
- Uporabna za preprosto podprte nosilce oziroma plošče.

V izrazih za račun efektivne togosti elementov pomeni dolžina L razpetino pri prostoležečem nosilcu, pri kontinuiranem nosilcu se v podanih izrazih upošteva 80 % merodajne razpetine ($0,8 L$), pri konzolah pa za L vzamemo dvakratno dolžino konzole.

Naslednja slika prikazuje prikazuje računski model slojevitega elementa, kjer sta:

h_i debelina slojev desk v smeri mehanskega delovanja in

\bar{h}_i debelina slojev desk pravokotno glede na smer mehanskega delovanja.



Slika 27: Računski model slojevitega elementa (ETA-06/0138, 2006)

Nadomestno upogibno togost prereza izračunamo z naslednjima izrazoma:

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2),$$

$$\gamma_i = \left[1 + \frac{\pi^2 E_i A_i \bar{h}_i}{G_R b L^2} \right]^{-1}.$$

γ_i je faktor togosti imaginarnih vezi med i -tim in srednjim slojem: $0 \leq \gamma_i \leq 1,0$; srednji del je osnovni del, na katerega so priključeni ostali deli, zato $\gamma_2 = 1,0$. Izraz $\frac{S_i}{K_i}$, podan v Evrokodu 5 (SIST EN 1995-1-1) je zamenjan z izrazom $\frac{\bar{h}_i}{G_R \cdot b}$.

Geometrijske lastnosti slojevitega prereza določimo z naslednjimi izrazi:

$$I_i = \frac{b_i h_i^3}{12},$$

$$A_i = b_i \cdot h_i,$$

$$h_{tot} = \sum_i (h_i + \bar{h}_i),$$

$$W_{eff} = \frac{2 \cdot I_{eff}}{h_{tot}},$$

$$A_{tot} = b \cdot h_{tot}.$$

Kontrola normalnih napetosti:

Napetosti v težišču posameznega sestavnega dela morajo ustrezati pogoju:

$$\frac{\sigma_{i,d}}{f_{i,c(t),d}} \leq 1.$$

Pri tem težiščno napetost posameznega sestavnega dela izračunamo po naslednjem izrazu:

$$\sigma_{i,d} = \frac{M_{Ed}}{(EI)_{ef}} \gamma_i a_i E_i.$$

$f_{i,c(t),d}$ je projektna tlačna (natezna) trdnost posameznega sestavnega dela i .

Robne napetosti posameznega sestavnega dela morajo ustrezati pogoju:

$$\frac{\sigma_{i,m,d}}{f_{i,m,d}} \leq 1.$$

Pri tem robne upogibne napetosti posameznega sestavnega dela izračunamo po naslednjem izrazu:

$$\sigma_{i,m,d} = \frac{M_{Ed}}{(EI)_{ef}} E_i (\gamma_i a_i + 0,5h_i).$$

$f_{i,m,d}$ pa je projektna upogibna trdnost posameznega sestavnega dela i .

Kontrola strižnih napetosti:

Največje strižne napetosti praviloma dobimo v težišču sestavljenega elementa. Na tem mestu mora biti izpolnjen pogoj:

$$\frac{\tau_{2,max,d}}{f_{2,v,d}} \leq 1.$$

Pri tem največjo strižno napetost v osnovnem elementu (2) izračunamo po naslednjem izrazu:

$$\tau_{2,max,d} = \frac{V_{Ed}(\gamma_3 E_3 A_3 a_3 + 0,5 E_2 b_2 h^2)}{(EI)_{ef} b_2}.$$

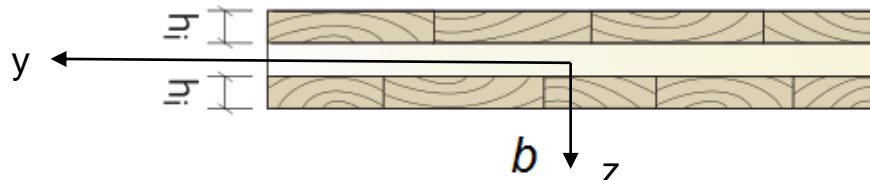
$f_{2,v,d}$ je računski strižna trdnost osnovnega sestavnega dela (2).

Kontrola pomikov:

Pri računu pomikov upoštevamo efektivno nadomestno upogibno togost $(EI)_{ef}$.

4.3.3.2 CLT kot stenski nosilni element

Metoda temelji na predpostavki, da samo plasti z vlakni vzporednimi z osno silo prenašajo obtežbo.



Slika 28: Računski model prereza stene (Gagnon, Mohammad; Structural performance and design of CLT building. 2011)

Neto prerez stene izračunamo po naslednjem izrazu, širina b je običajno 1 m.

$$A_{neto} = b \cdot h_{neto} = b \cdot \sum_i h_i$$

Kontrola uklona okoli osi y:

Normalne napetosti morajo izpolnjevati pogoj:

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_{c,y} f_{c,0,d},$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_{c,d}}{A_{neto}}.$$

A_{neto} neto računski prerez, ki sodeluje pri prenosu obtežbe,

$F_{c,d}$ računška vrednost centrične osne sile,

$k_{c,y}$ uklonski faktor (uklon okoli y osi). Pri računu faktorja $k_{c,y}$ upoštevamo efektivno vitkost

$\lambda_{y,ef}$ sestavljenega elementa:

$$\lambda_{y,ef} = \frac{l_y}{\sqrt{I_{ef}/A_{neto}}},$$

$$I_{ef} = \frac{(EI)_{ef}}{E_{mean}}.$$

Pri tem je predpostavljen enak E za vse dele.

$$\sigma_{c,crit,y} = \frac{\pi^2 E_{0,05}}{\lambda_{y,ef}^2},$$

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit,y}}}$$

če $\lambda_{rel,y} \leq 0,3 \rightarrow k_{c,y} = 1$, sicer velja:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$$

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2),$$

$\beta_c = 0,1$ za lepljen lameliran les.

4.3.4 Določitev začetnih dimenzij

Začetne dimenzije določimo s pomočjo programskega orodja za analizo konstrukcij SAP 2000.

Ravna streha

Račun velja za pas širine 1m.

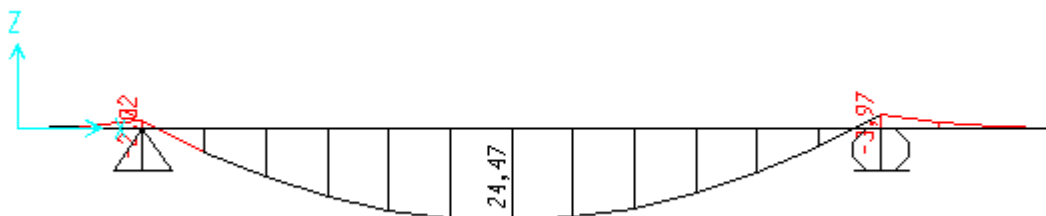
Obtežbe na strehi:

stalna obtežba $g = 2,67 \text{ kN/m}$,

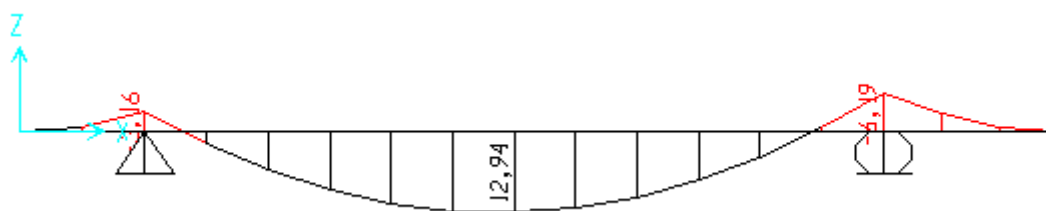
obtežba snega $q_s = 1,51 \text{ kN/m}$,

koristna obtežba $q = 0,4 \text{ kN/m}$.

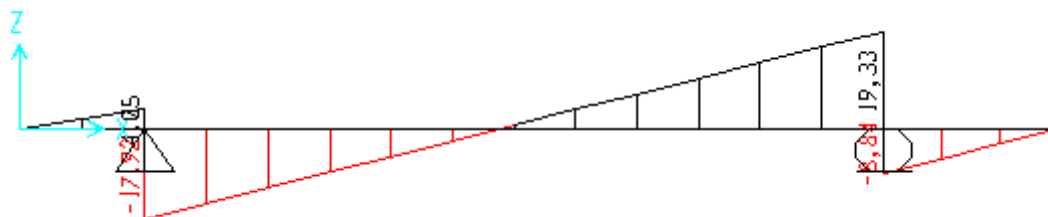
Diagrami notranjih sil:



Slika 29: Ekstremni pozitivni moment v polju



Slika 30: Ekstremni negativni momenti nad podporama



Slika 31: Ekstremne prečne sile

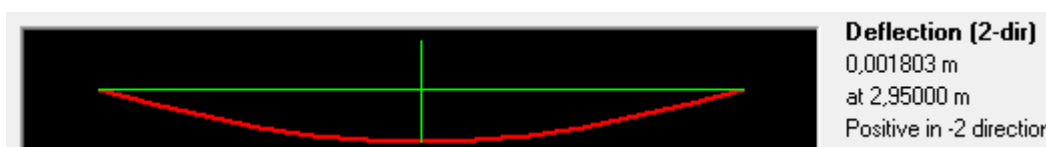


Slika 32: Ekstremne sile v podporah

Diagrami pomikov:



Slika 33: Začetni pomik v polju zaradi stalne obtežbe



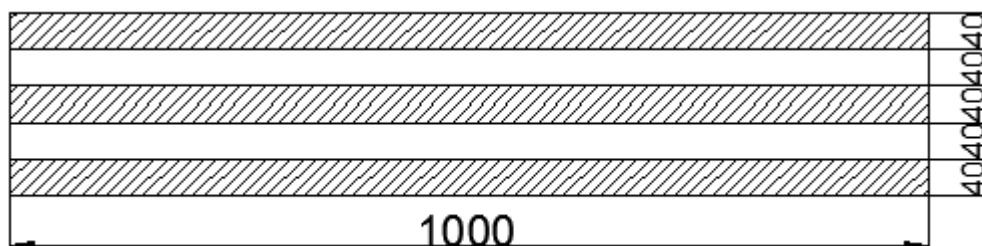
Slika 34: Začetni pomik v polju zaradi obtežbe snega

Obremenitve v strešnem elementu:

$$M_{Ed} = 24,5 \text{ kNm},$$

$$V_{Ed} = 19,3 \text{ kN}.$$

Izberem element 5s 200 TL proizvajalca KLH, katerega debeline posameznih plasti [mm] so naslednje: 40-40-40-40-40.



Slika 35: Prerez strešne plošče širine 1m

Trdnostne in geometrijske karakteristike:

$$f_{m,k} = 24 \text{ kN/cm}^2,$$

$$f_{c,0,k} = 24 \text{ kN/cm}^2,$$

$$f_{t,0,k} = 1,65 \text{ kN/cm}^2,$$

$$f_{v,k} = 0,27 \text{ kN/cm}^2,$$

$$E_{mean} = 1200 \text{ kN/cm}^2,$$

$$G_R = 5 \text{ kN/cm}^2,$$

$$L = 0,8 \cdot 5,90 \text{ m} = 4,72 \text{ m},$$

$$b = 100 \text{ cm},$$

$$h_i = 4 \text{ cm},$$

$$\bar{h}_i = 4 \text{ cm},$$

$$A_i = 100 \cdot 4 = 400 \text{ cm}^2,$$

$$I_i = \frac{100 \cdot 4^3}{12} = 533,33 \text{ cm}^4,$$

$$\gamma_2 = 1,0$$

$$\gamma_1 = \gamma_3 = \left[1 + \frac{\pi^2 \cdot 1200 \cdot 400 \cdot 4}{5 \cdot 100 \cdot 590^2} \right]^{-1} = 0,85,$$

$$(EI)_{ef} = 1200 \cdot 533,33 + 2 \cdot (1200 \cdot 533,33 + 0,85 \cdot 1200 \cdot 400 \cdot 8^2) =$$

$$= 54.143.988 \text{ kNcm}^2$$

Kontrola napetosti v težišču zunanjih plasti:

$$|\sigma_{1,d}| = \frac{24,5 \cdot 100}{54143988} \cdot 0,85 \cdot 8 \cdot 1200 = 0,37 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{c,0,d} = 0,8 \cdot \frac{2,4}{1,25} = 1,536 \text{ kN/cm}^2,$$

$$|\sigma_{3,d}| = 0,37 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{t,0,d} = 0,8 \cdot \frac{1,65}{1,25} = 1,056 \text{ kN/cm}^2.$$

Kontrola robnih napetosti:

$$\begin{aligned} \sigma_{1,md} = \sigma_{3,md} &= \frac{24,5 \cdot 100}{54143988} \cdot 1200 \cdot (0,85 \cdot 8 + 0,5 \cdot 4) = 0,48 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{m,d} = 0,8 \cdot \frac{2,4}{1,25} \\ &= \\ &= 1,536 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

Kontrola strižnih napetosti v središču elementa:

$$\begin{aligned} \tau_{2,max,d} &= \frac{19,3 \cdot (0,85 \cdot 1200 \cdot 400 \cdot 8 + 0,5 \cdot 1200 \cdot 100 \cdot 2^2)}{54143988 \cdot 100} = 0,012 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,8 \cdot \frac{0,27}{1,25} \\ &= 1,173 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

Kontrola pomika v polju v začetnem času za karakteristično kombinacijo vplivov:

$$w_{inst} = w_{inst}(g_k) + w_{inst}(q_k) = 0,25 + 0,18 = 0,43 \text{ cm} \leq \frac{L}{300} = \frac{590}{300} = 1,97 \text{ cm}.$$

Kontrola pomikov v polju v končnem času za navidezno stalno kombinacijo vplivov:

$$\begin{aligned} w_{fin} &= (1 + k_{def}) \cdot w_{inst}(g_k) + (1 + \psi_2 \cdot k_{def}) \cdot w_{inst}(q_k) \\ &= (1 + 0,8) \cdot 0,25 + (1 + 0 \cdot 0,8) \cdot 0,18 = 0,63 \text{ cm} \leq \frac{L}{150} = \frac{590}{150} \\ &= 3,93 \text{ cm}. \end{aligned}$$

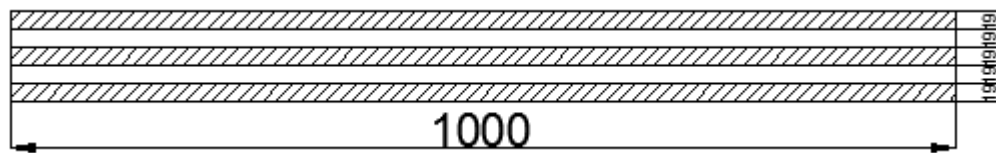
Stena v 3. etaži pod streho

Račun velja za pas širine 1m.

Obremenitev v steni:

$$N_{Ed} = 42,22 \text{ kN}.$$

Izberem element 5s 95 TL proizvajalca KLH, katerega debeline posameznih plasti [mm] so naslednje: 19-19-19-19-19.



Slika 36: Prerez stenskega panela širine 1m v 3. etaži

Trdnostne in geometrijske karakteristike:

$$f_{c,0,k} = 24 \text{ kN/cm}^2,$$

$$E_{mean} = 1200 \text{ kN/cm}^2,$$

$$E_{0,05} = 800 \text{ kN/cm}^2,$$

$$G_R = 5 \text{ kN/cm}^2,$$

$$l_y = 280 \text{ cm},$$

$$b = 100 \text{ cm},$$

$$h = 9,5 \text{ cm},$$

$$h_i = 1,9 \text{ cm},$$

$$\bar{h}_i = 1,9 \text{ cm},$$

$$A_i = 100 \cdot 1,9 = 190 \text{ cm}^2,$$

$$I_i = \frac{100 \cdot 1,9^3}{12} = 57,16 \text{ cm}^4,$$

$$\gamma_2 = 1,0,$$

$$\gamma_1 = \gamma_3 = \left[1 + \frac{\pi^2 \cdot 1200 \cdot 190 \cdot 1,9}{5 \cdot 100 \cdot 280^2}\right]^{-1} = 0,90,$$

$$(EI)_{ef} = 1200 \cdot 57,16 + 2 \cdot (1200 \cdot 57,16 + 0,90 \cdot 1200 \cdot 190 \cdot 3,8^2) =$$

$$= 6.131.952 \text{ kNcm}^2,$$

$$A_{neto} = 3 \cdot 1,9 \cdot 100 = 570 \text{ cm}^2,$$

$$I_{ef} = \frac{6131952}{1200} = 5110 \text{ cm}^4,$$

$$\lambda_{y,ef} = \frac{280}{\sqrt{\frac{5110}{570}}} = 93,5,$$

$$\sigma_{c,crit,y} = \frac{\pi^2 \cdot 800}{93,5^2} = 0,90 \text{ kN/cm}^2,$$

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{2,4}{0,9}} = 1,63,$$

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + 0,1 \cdot (1,63 - 0,3) + 1,63^2) = 1,89,$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{1,89 + \sqrt{1,89^2 - 1,63^2}} = 0,35.$$

Kontrola normalnih napetosti z upoštevanjem uklona:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{42,22}{570} = 0,074 \text{ kN/cm}^2 \leq k_{c,y} \cdot f_{c,0,d} = 0,35 \cdot 0,8 \cdot \frac{2,4}{1,25} = 0,53 \text{ kN/cm}^2.$$

Medetažna konstrukcija

Račun velja za prvo in drugo medetažno konstrukcijo za par širine 1m.

Obtežbe:

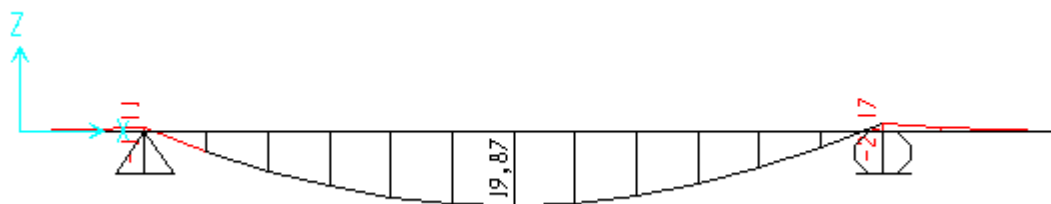
Stalna obtežba v sobah: $g_1 = 1,11 \text{ kN/m}$,

stalna obtežba na balkonih in hodnikih $g_2 = 1,31 \text{ kN/m}$,

koristna obtežba (stropovi na splošno) $q_1 = 2 \text{ kN/m}$,

koristna obtežba (balkoni) $q_2 = 2,5 \text{ kN/m}$.

Diagrami notranjih sil:



Slika 37: Ekstremni pozitivni moment v polju



Slika 38: Ekstremni negativni moment nad podporama

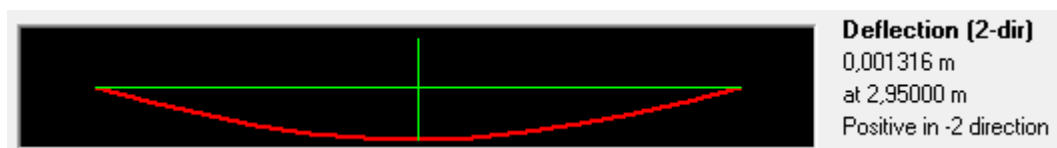


Slika 39: Ekstremne prečne sile

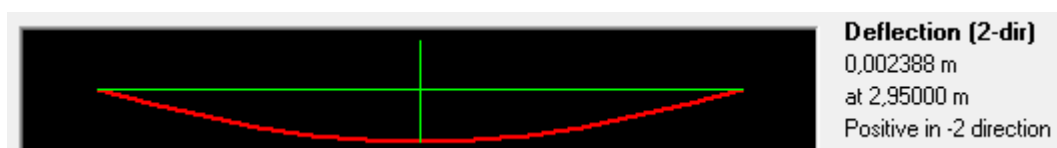


Slika 40: Ekstremne sile v podporah

Diagrami pomikov:



Slika 41: Začetni pomik v polju zaradi stalne obtežbe



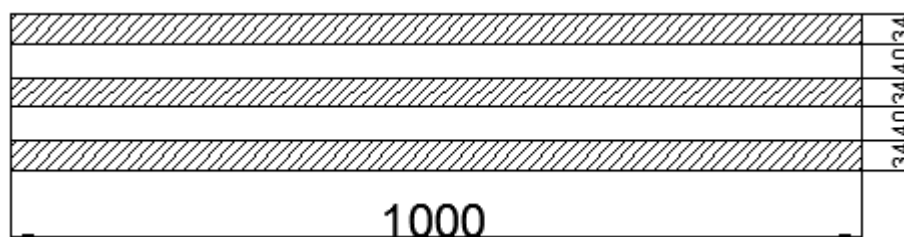
Slika 42: Začetni pomik v polju zaradi koristne obtežbe

Obremenitve v medetažnem elementu:

$$M_{Ed} = 19,9 \text{ kNm},$$

$$V_{Ed} = 15,3 \text{ kN}.$$

Izberem element 5s 182 TL proizvajalca KLH, katerega debeline posameznih plasti [mm] so naslednje: 34-40-34-40-34.



Slika 43: Prerez stropne plošče širine 1m

Trdnostne in geometrijske karakteristike:

$$f_{m,k} = 24 \text{ kN/cm}^2,$$

$$f_{c,0,k} = 24 \text{ kN/cm}^2,$$

$$f_{t,0,k} = 1,65 \text{ kN/cm}^2,$$

$$f_{v,k} = 0,27 \text{ kN/cm}^2,$$

$$E_{mean} = 1200 \text{ kN/cm}^2,$$

$$G_R = 5 \text{ kN/cm}^2,$$

$$L = 0,8 \cdot 5,90 \text{ m} = 4,72 \text{ m},$$

$$b = 100 \text{ cm},$$

$$h_i = 3,4 \text{ cm},$$

$$\bar{h}_l = 4 \text{ cm},$$

$$A_i = 100 \cdot 3,4 = 340 \text{ cm}^2,$$

$$I_i = \frac{100 \cdot 4^3}{12} = 327,5 \text{ cm}^4,$$

$$\gamma_2 = 1,0,$$

$$\gamma_1 = \gamma_3 = \left[1 + \frac{\pi^2 \cdot 1200 \cdot 340 \cdot 4}{5 \cdot 100 \cdot 590^2} \right]^{-1} = 0,87$$

$$(EI)_{ef} = 1200 \cdot 327,5 + 2 \cdot (1200 \cdot 327,5 + 0,87 \cdot 1200 \cdot 340 \cdot 7,4^2) = \\ = 42.054.219 \text{ kNcm}^2$$

Kontrola napetosti v težišču zunanjih plasti:

$$|\sigma_{1,d}| = \frac{19,9 \cdot 100}{42054219} \cdot 0,87 \cdot 7,4 \cdot 1200 = 0,37 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{c,0,d} = 0,8 \cdot \frac{2,4}{1,25} = 1,536 \text{ kN/cm}^2,$$

$$|\sigma_{1,d}| = 0,37 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{t,0,d} = 0,8 \cdot \frac{1,65}{1,25} = 1,056 \text{ kN/cm}^2.$$

Kontrola robnih napetosti:

$$\sigma_{1,d} = \sigma_{3,d} = \frac{19,9 \cdot 100}{42054219} \cdot 1200 \cdot (0,87 \cdot 7,4 + 0,5 \cdot 3,4) = 0,46 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{m,d} = 0,8 \cdot \frac{2,4}{1,25} \\ = \\ = 1,536 \text{ kN/cm}^2.$$

Kontrola strižnih napetosti v središču elemente:

$$\tau_{2,max,d} = \frac{15,3 \cdot (0,87 \cdot 1200 \cdot 340 \cdot 7,4 + 0,5 \cdot 1200 \cdot 100 \cdot 1,7^2)}{42054219 \cdot 100} = 0,010 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{v,d} \\ = 0,8 \cdot \frac{0,27}{1,25} = 1,173 \text{ kN/cm}^2$$

Kontrola pomika v polju v začetnem času za karakteristično kombinacijo vplivov:

$$w_{inst} = w_{inst}(g_k) + w_{inst}(q_k) = 0,13 + 0,24 = 0,37 \text{ cm} \leq \frac{L}{300} = \frac{590}{300} = 1,97 \text{ cm}$$

Kontrola pomikov v polju v končnem času za navidezno stalno kombinacijo vplivov:

$$w_{fin} = (1 + k_{def}) \cdot w_{inst}(g_k) + (1 + \psi_2 \cdot k_{def}) \cdot w_{inst}(q_k) \\ = (1 + 0,8) \cdot 0,13 + (1 + 0,3 \cdot 0,8) \cdot 0,24 = 0,53 \text{ cm} \leq \frac{L}{150} = \frac{590}{150} \\ = 3,93 \text{ cm}$$

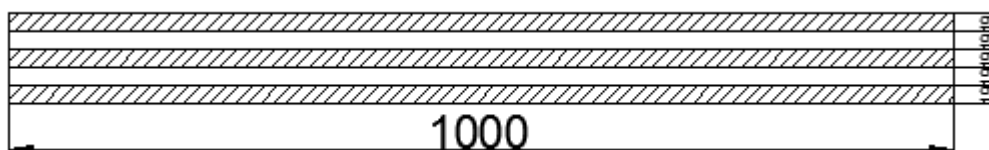
Stena v 2. etaži

Račun velja za pas širine 1m.

Obremenitev v steni:

$$N_{Ed} = 42,22 + 22,55 = 64,8 \text{ kN}$$

Izberem element 5s 95 TL proizvajalca KLH, katerega debeline posameznih plasti [mm] so naslednje: 19-19-19-19-19.



Slika 44: Prerez stenskega panela širine 1m v 2. etaži

Trdnostne in geometrijske karakteristike:

$$f_{c,0,k} = 24 \text{ kN/cm}^2,$$

$$E_{mean} = 1200 \text{ kN/cm}^2,$$

$$E_{0,05} = 800 \text{ kN/cm}^2,$$

$$G_R = 5 \text{ kN/cm}^2,$$

$$l_y = 280 \text{ cm},$$

$$b = 100 \text{ cm},$$

$$h = 9,5 \text{ cm},$$

$$h_i = 1,9 \text{ cm},$$

$$\bar{h}_i = 1,9 \text{ cm},$$

$$A_i = 100 \cdot 1,9 = 190 \text{ cm}^2,$$

$$I_i = \frac{100 \cdot 1,9^3}{12} = 57,16 \text{ cm}^4,$$

$$\gamma_2 = 1,0,$$

$$\gamma_1 = \gamma_3 = \left[1 + \frac{\pi^2 \cdot 1200 \cdot 190 \cdot 1,9}{5 \cdot 100 \cdot 280^2} \right]^{-1} = 0,90,$$

$$\begin{aligned} (EI)_{ef} &= 1200 \cdot 57,16 + 2 \cdot (1200 \cdot 57,16 + 0,90 \cdot 1200 \cdot 190 \cdot 3,8^2) = \\ &= 6.131.952 \text{ kNcm}^2, \end{aligned}$$

$$A_{neto} = 3 \cdot 1,9 \cdot 100 = 570 \text{ cm}^2,$$

$$I_{ef} = \frac{6131952}{1200} = 5110 \text{ cm}^4,$$

$$\lambda_{y,ef} = \frac{280}{\sqrt{\frac{5110}{570}}} = 93,5,$$

$$\sigma_{c,crit,y} = \frac{\pi^2 \cdot 800}{93,5^2} = 0,90 \text{ kN/cm}^2,$$

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{2,4}{0,9}} = 1,63$$

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + 0,1 \cdot (1,63 - 0,3) + 1,63^2) = 1,89,$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{1,89 + \sqrt{1,89^2 - 1,63^2}} = 0,35.$$

Kontrola normalnih napetosti z upoštevanjem uklona:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{64,8}{570} = 0,11 \text{ kN/cm}^2 \leq k_{c,y} \cdot f_{c,0,d} = 0,35 \cdot 0,8 \cdot \frac{2,4}{1,25} = 0,53 \text{ kN/cm}^2$$

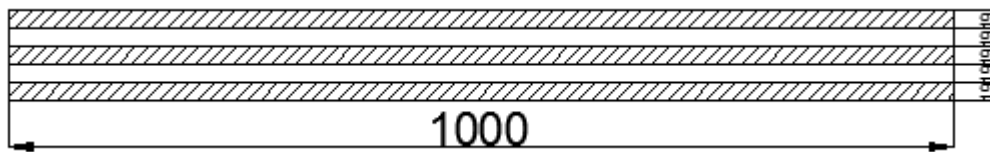
Stena v 1. etaži

Račun velja za pas širine 1m.

Obremenitev v steni:

$$N_{Ed} = 42,22 + 22,55 + 22,55 = 87,3 \text{ kN}$$

Izberem element 5s 95 TL proizvajalca KLH, katerega debeline posameznih plasti [mm] so naslednje: 19-19-19-19-19.



Slika 45: Prerez stenskega panela širine 1m v 1. Etaži

Trdnostne in geometrijske karakteristike:

$$f_{c,0,k} = 24 \text{ kN/cm}^2,$$

$$E_{mean} = 1200 \text{ kN/cm}^2,$$

$$E_{0,05} = 800 \text{ kN/cm}^2,$$

$$G_R = 5 \text{ kN/cm}^2,$$

$$l_y = 380 \text{ cm},$$

$$b = 100 \text{ cm},$$

$$h = 9,5 \text{ cm},$$

$$h_i = 1,9 \text{ cm},$$

$$\bar{h}_i = 1,9 \text{ cm},$$

$$A_i = 100 \cdot 1,9 = 190 \text{ cm}^2,$$

$$I_i = \frac{100 \cdot 1,9^3}{12} = 57,16 \text{ cm}^4,$$

$$\gamma_2 = 1,0,$$

$$\gamma_1 = \gamma_3 = \left[1 + \frac{\pi^2 \cdot 1200 \cdot 190 \cdot 1,9}{5 \cdot 100 \cdot 380^2} \right]^{-1} = 0,94,$$

$$(EI)_{ef} = 1200 \cdot 57,16 + 2 \cdot (1200 \cdot 57,16 + 0,94 \cdot 1200 \cdot 190 \cdot 3,8^2) =$$

$$= 6.395.338 \text{ kNcm}^2,$$

$$A_{neto} = 3 \cdot 1,9 \cdot 100 = 570 \text{ cm}^2,$$

$$I_{ef} = \frac{6395338}{1200} = 5329 \text{ cm}^4,$$

$$\lambda_{y,ef} = \frac{380}{\sqrt{\frac{5329}{570}}} = 124,3,$$

$$\sigma_{c,crit,y} = \frac{\pi^2 \cdot 800}{124,3^2} = 0,51 \text{ kN/cm}^2,$$

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{2,4}{0,51}} = 2,17,$$

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + 0,1 \cdot (2,17 - 0,3) + 2,17^2) = 2,95,$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{2,95 + \sqrt{2,95^2 - 2,17^2}} = 0,20.$$

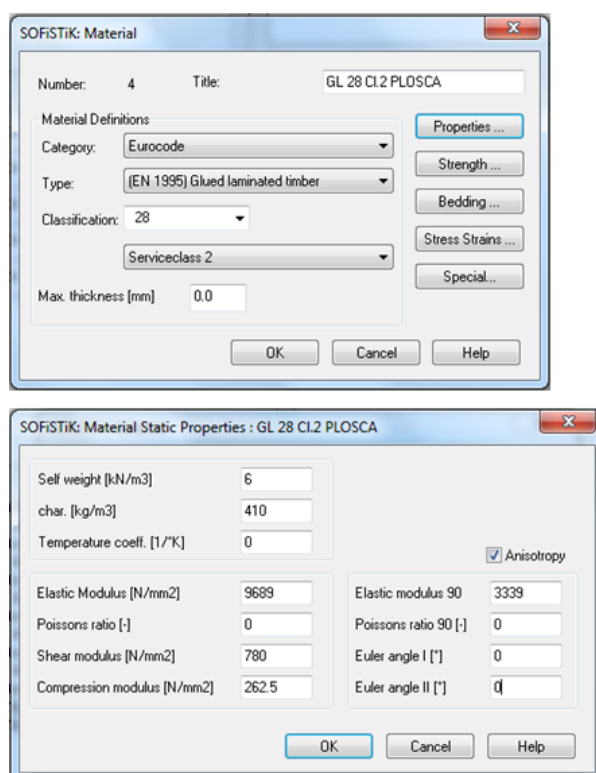
Kontrola normalnih napetosti z upoštevanjem uklona:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{87,3}{570} = 0,15 \text{ kN/cm}^2 \leq k_{c,y} \cdot f_{c,0,d} = 0,20 \cdot 0,8 \cdot \frac{2,4}{1,25} = 0,31 \text{ kN/cm}^2$$

4.4 Računski model konstrukcije

Za analizo konstrukcije smo uporabili programsko opremo Sofistik. Sofistik je računalniški program za analizo vseh vrst gradbenih konstrukcij. Pri modeliranju konstrukcije smo si pomagali s pomočjo podprocesorja, imenovanega Sofiplus. Sofiplus je dodatek za programsko orodje AutoCAD, ki nam omogoča, da iz obstoječega DWG formata dobimo geometrijski model konstrukcije, kateremu določimo še material, prereze ter definiramo in podamo obtežbe. Program ima veliko dobrih lastnosti, med drugim omogoča 3D modeliranje, analizo konstrukcij po linearni teoriji I. in II. reda in geometrijsko nelinearno analizo, dinamično in uklonsko analizo, analizo gradbenih faz, itd.

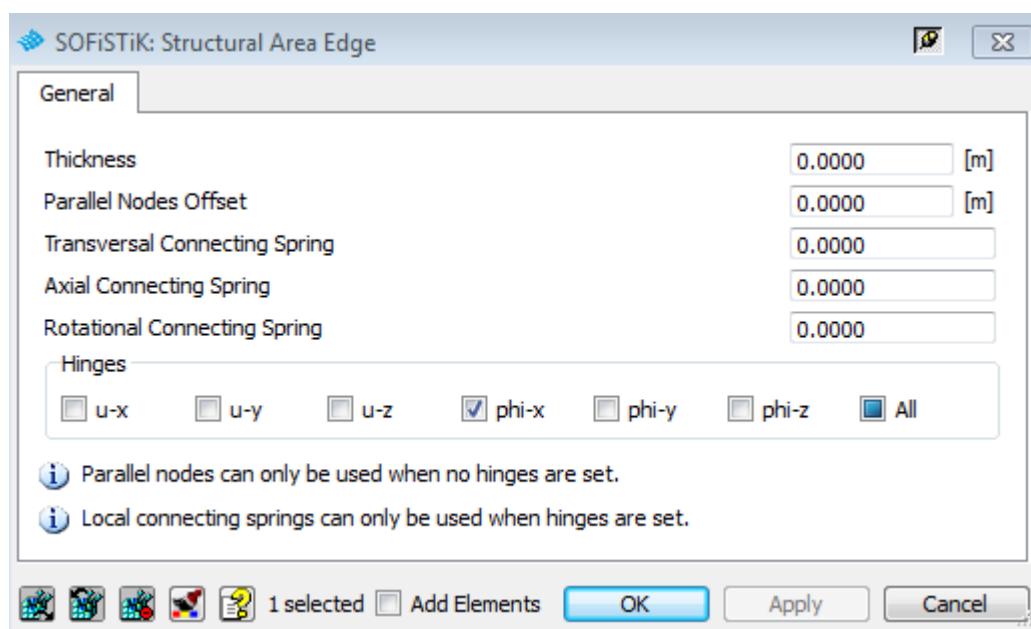
Do danes projektiranje konstrukcij iz križno lepljenega lesa še ni vključeno v evropskih predpisih Evrokod, vendar obstajajo nekateri strokovni članki, ki obravnavajo modeliranje elementov iz križno lepljenega lesa. Za modeliranje materiala smo uporabili sestavne koeficiente, ki sta jih predlagala Blass in Fellmoser, in smo o njih govorili v predhodnih poglavjih. Zaradi različnih usmerjenosti vlaken v križno lepljeni plošči smo les obravnavali kot ortotropen material z različnimi mehanskimi lastnostmi v dveh glavnih smereh. Tako smo v programskem orodju že obstoječemu materialu spremenili nekatere lastnosti, s katerimi smo zajeli karakteristike križno lepljenih plošč. Ob predpostavki ravninskega napetostnega stanja je potrebno definirati dva modula elastičnosti (E_0 in E_{90}). Način podajanja materiala v programu prikazuje naslednja slika.



Slika 46: Določitev mehanskih karakteristik obstoječemu materialu

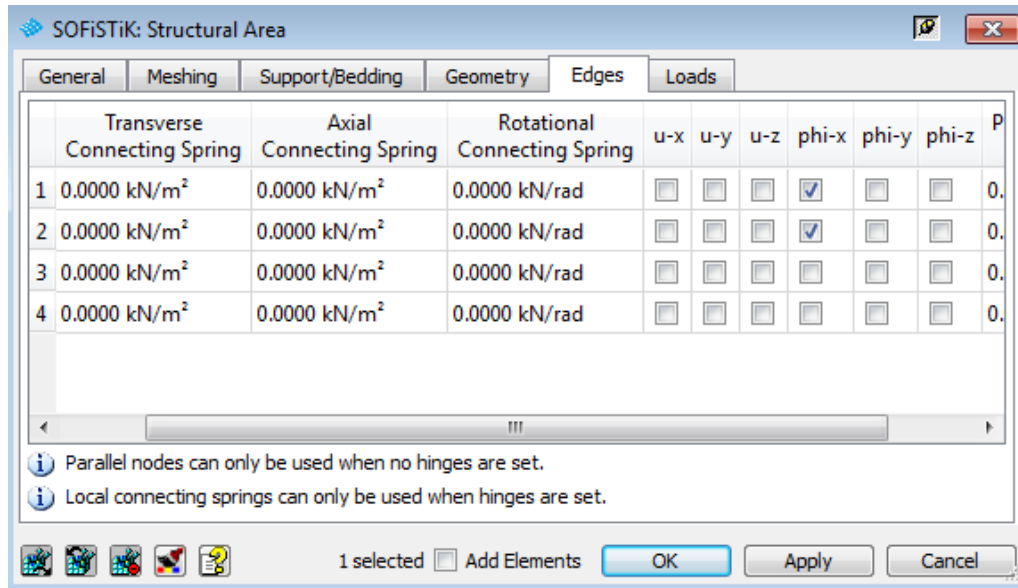
Program privzame modul elastičnosti E_0 v lokalni x osi posameznega elementa ter E_{90} v lokalni y osi. Postavitev elementov v konstrukciji in njihova primarna smer nosilnosti sta izrednega pomena za pravilno mehansko obnašanje celotne konstrukcije, zato moramo vsakemu elementu pravilno prilagoditi lokalni koordinatni sistem. To storimo v dodatku Sofiplus z ukazom "Align Elements", kjer lokalni koordinatni sistem poljubno zasučemo.

Pri modeliranju smo morali ustrezno prilagoditi stikanje posameznih ploskovnih elementov med seboj. Spoje med ploskovnimi in stenskimi elementi smo modelirali členkasto, kot priporočajo tudi proizvajalci plošč. Program nam omogoča različne pristope k modeliranju spojev. Lahko izberemo spreminjane mejne črte med dvema nosilnima elementoma, kjer sprostimo zasuk okoli lokalne x osi, primer prikazuje naslednja slika.



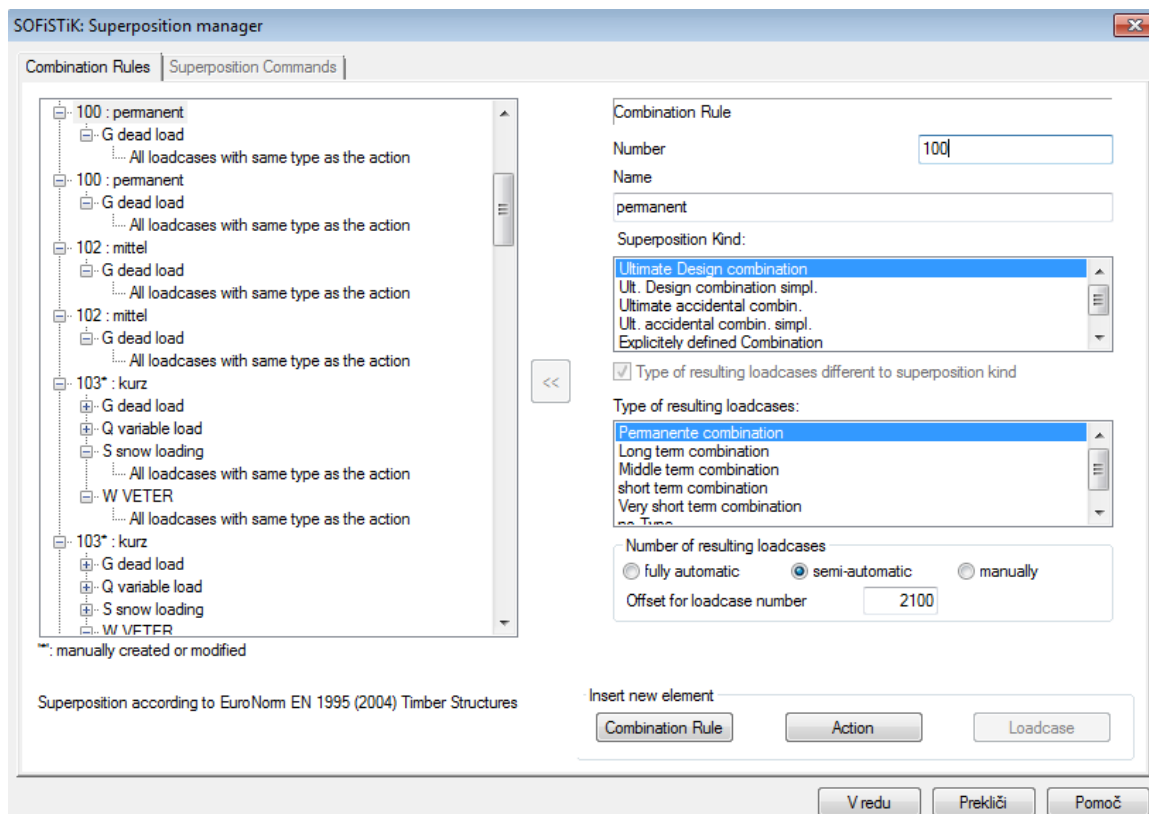
Slika 47: Modeliranje spoja med dvema ploskovnima elementoma

Drugi način je, da izberemo posamezen stenski element, kateremu želimo spremeniti lastnosti, ter na izbranem robu sprostimo ustrezno prostostno stopnjo. Sprostili smo zasuk okoli lokalne x osi.



Slika 48: Sprostitev zasuka na posameznih robovih stenskega elementa

Podajanje obtežnih kombinacij za mejno stanje nosilnosti je v programu Sofistik dokaj enostavno. Podamo jih s pomočjo modula "Define Combinations". Program priredi osnovne obtežne kombinacije na podlagi standarda, ki smo ga definirali že v začetni fazi ustvarjanja projekta. Izbrali smo standard SIST EN 1995-1-1:2005, po katerem je program ustvaril 3 obtežne kombinacije za preverjanje mejnega stanja nosilnosti, in sicer za kratkotrajno, srednjetrojno in stalno obtežbo.



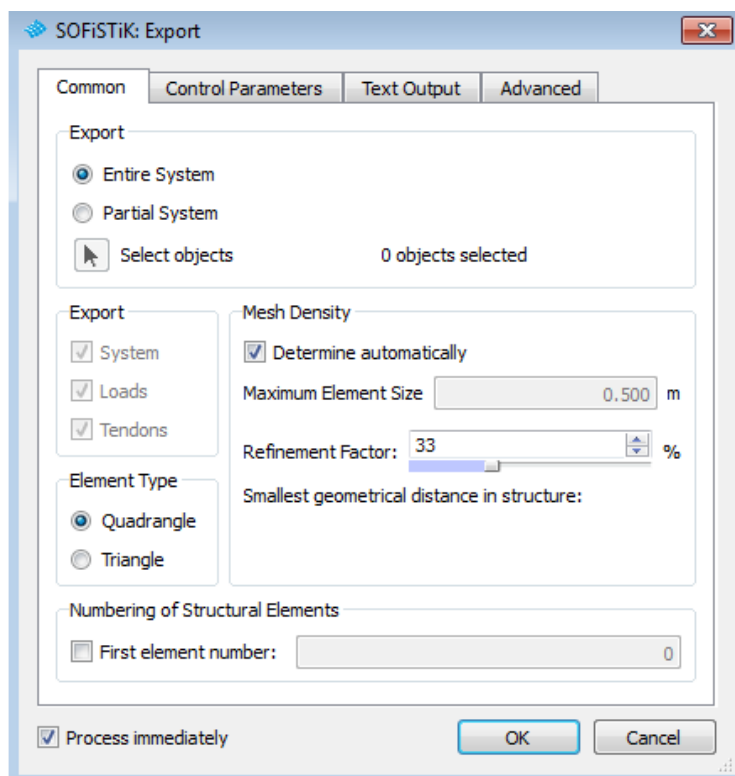
Slika 49: Podajanje obtežnih kombinacij v programu Sofistik

Pomanjkljivost programskega orodja Sofistik se je izkazala pri določanju obtežnih kombinacij za mejno stanje uporabnosti. Pri modeliranju po standardu za lesene konstrukcije program nima vnaprej pripravljenih kombinacij za mejno stanje uporabnosti, kot jih ima npr. pri modeliranju po standardu za armiranobetonske konstrukcije. Tako smo jih morali vnesti ročno. To smo storili tako, da smo vse kombinacijske faktorje za posamezne vplive ψ_i definirali z vrednostjo 1,0; nato pa posamezne obtežne primere množili z ustreznim koeficientom. Enačbe za izračun začetnih pomikov pri karakteristični kombinaciji vplivov K_i ter končnih pomikov pri navidezno stalni kombinaciji vplivov NS_i so podane v predhodnem poglavju, koeficiente, s katerimi smo množili posamezne obtežne primere pa prikazuje naslednja preglednica.

Preglednica 22: Primeri obtežnih kombinacij za MSU

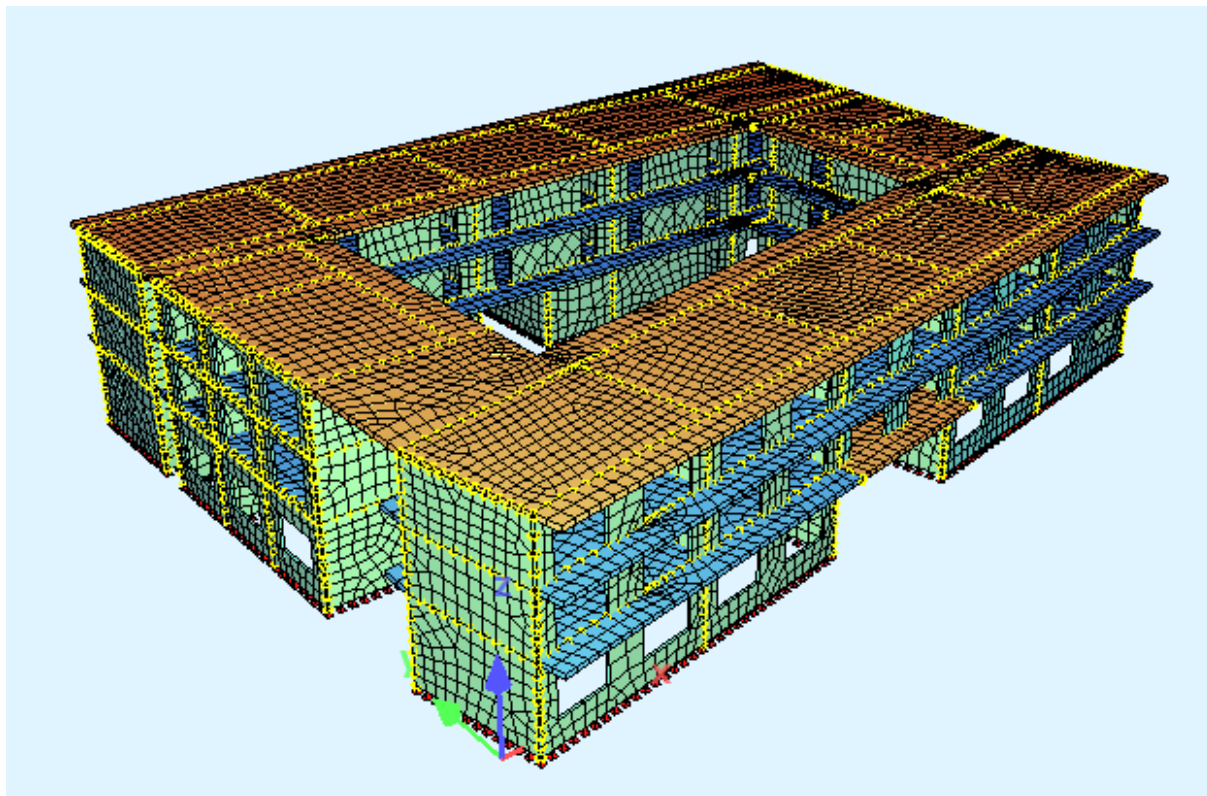
	K_1	K_2	K_3	NS_1	NS_2	NS_3
Lastna in stalna obtežba	1,0	1,0	1,0	1,8	1,8	1,8
Koristna obtežba	1,0	0,7	0,7	1,24	0,94	0,94
Obtežba snega	0,5	0,5	0,5	0,5	1,0	0,5
Veter	0,6	1,0	1,0	0,6	0,6	1,0

Mrežo končnih elementov lahko program generira samodejno, lahko pa jo določimo ročno. Prilagodimo lahko obliko končnih elementov (štirioglasto ali trikotno), določimo lahko tudi največjo velikost končnega elementa. Postopek prikazuje naslednja slika.



Slika 50: Ustvarjanje mreže končnih elementov v programu Sofistik

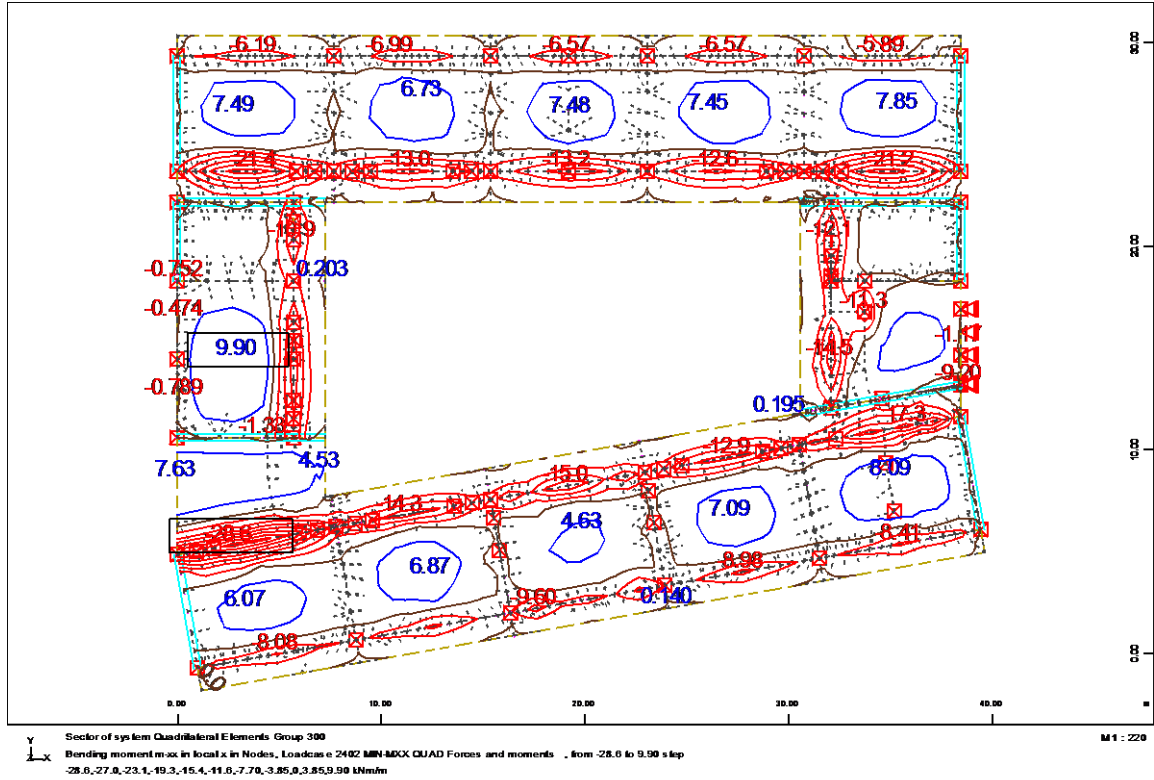
Končni model stavbe v programu Sofistik je prikazan na naslednji sliki.



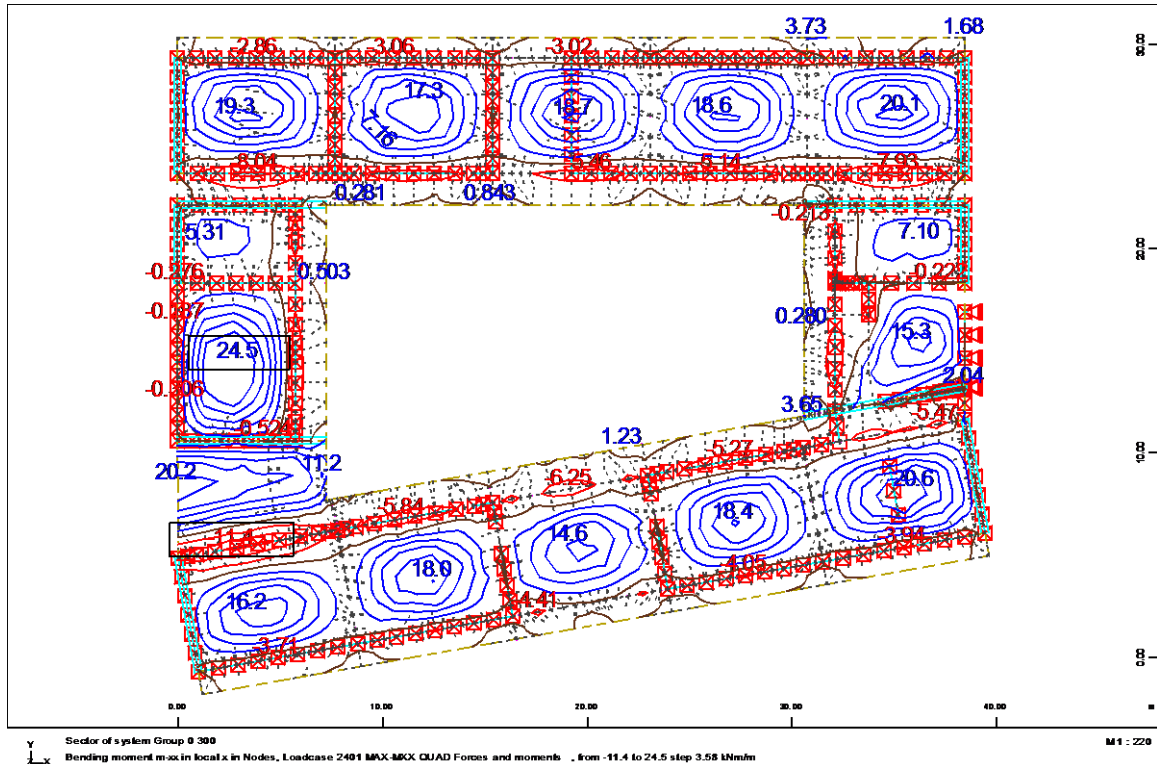
Slika 51: Končni model nosilne konstrukcije stavbe v programu Sofistik

4.5 Rezultati

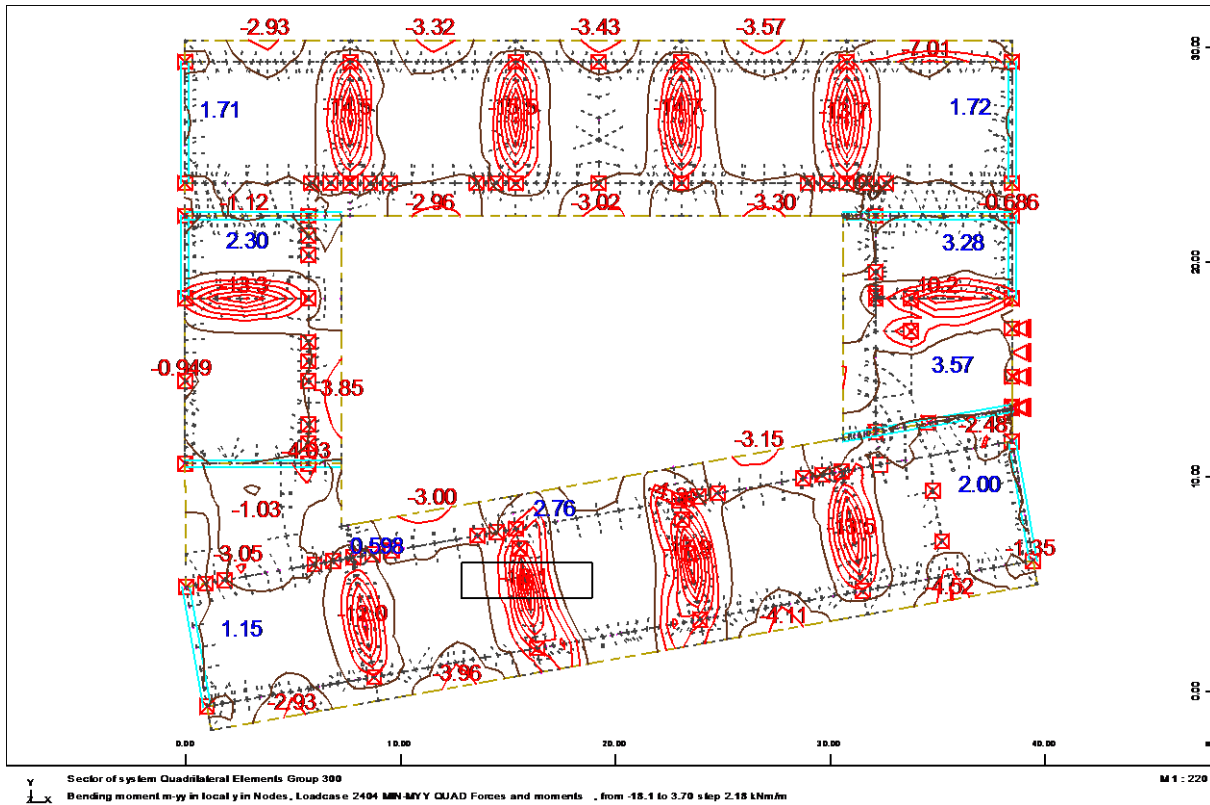
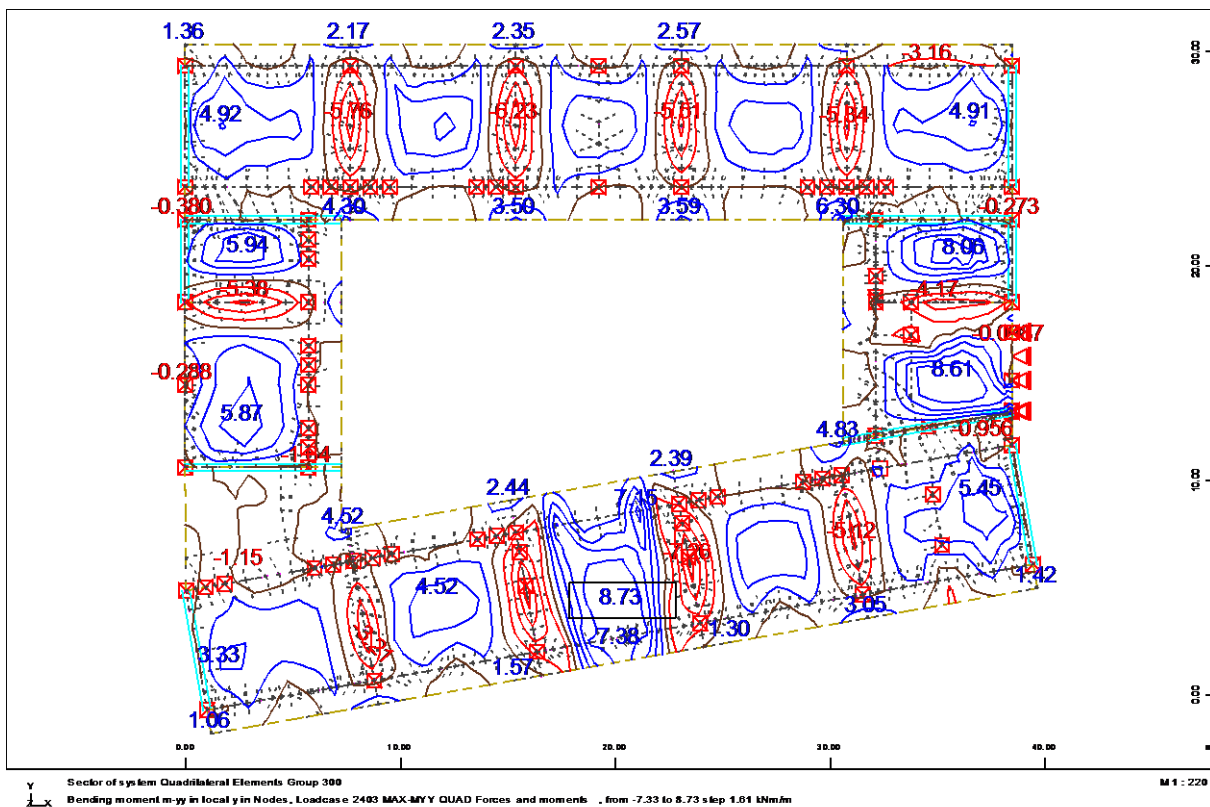
V rezultatih so prikazane projektne vrednosti obremenitev.

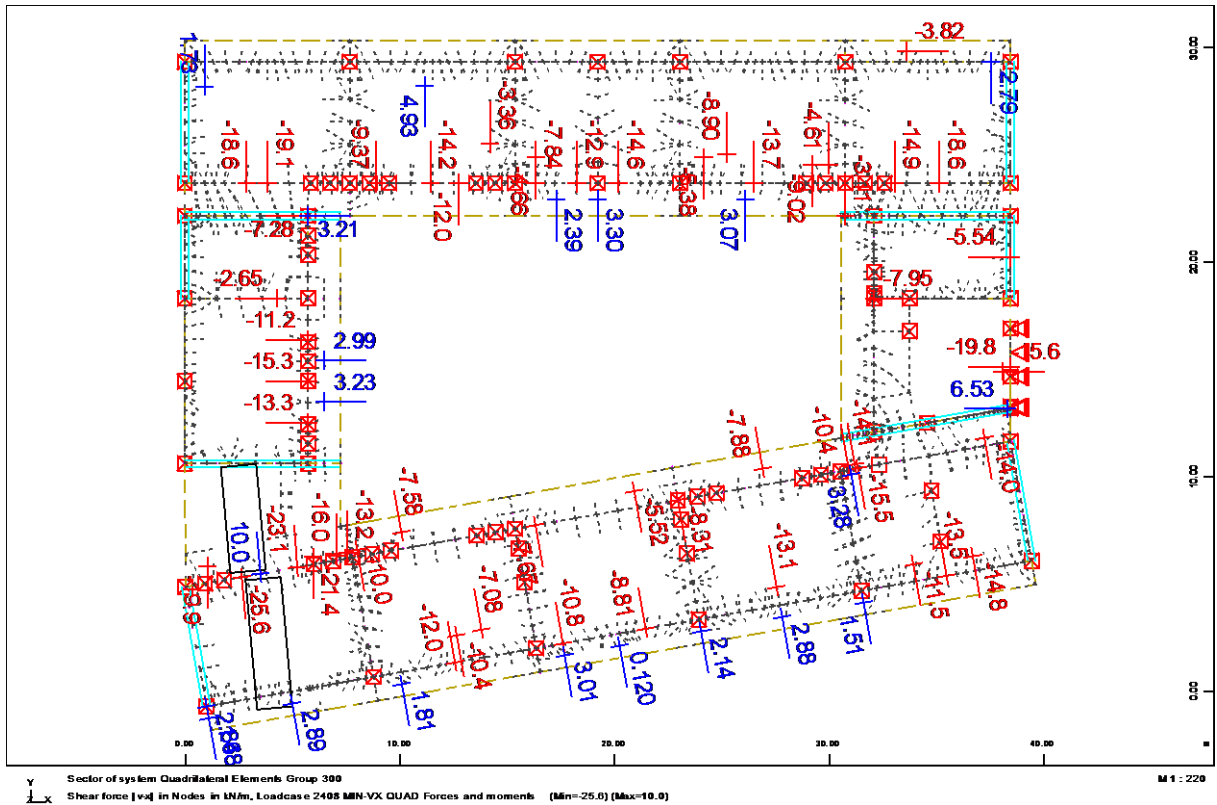


Slika 52: Ekstremni negativni upogibni moment $m_{xx,min}$ v strešni plošči na koti 9,4 m

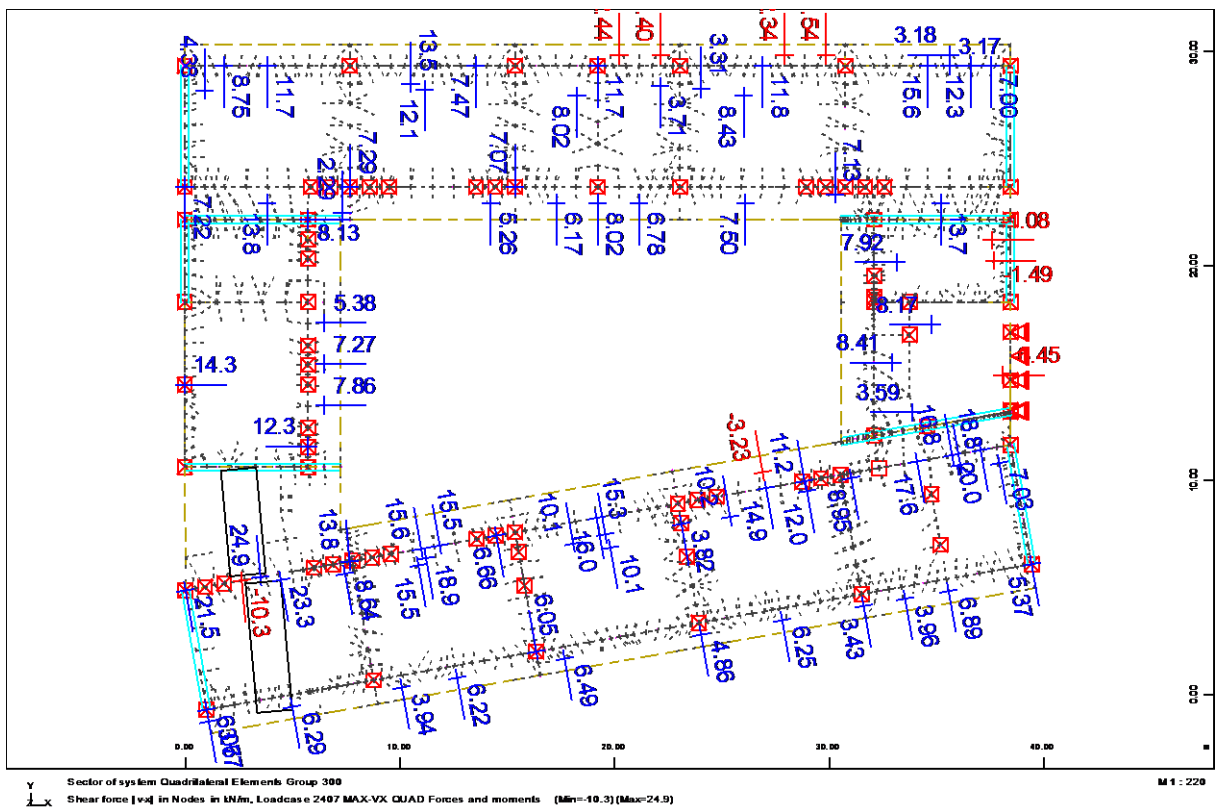


Slika 53: Ekstremni pozitivni upogibni moment $m_{xx,max}$ v strešni plošči na koti 9,4 m

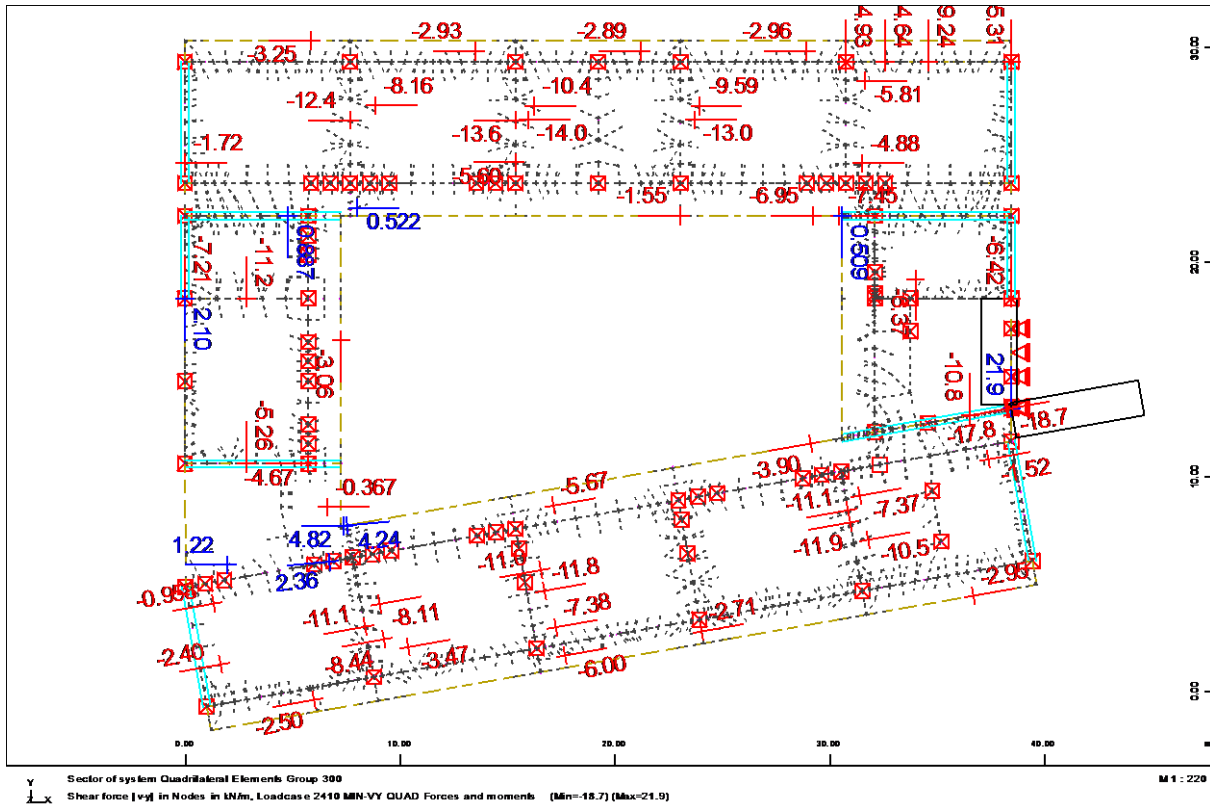
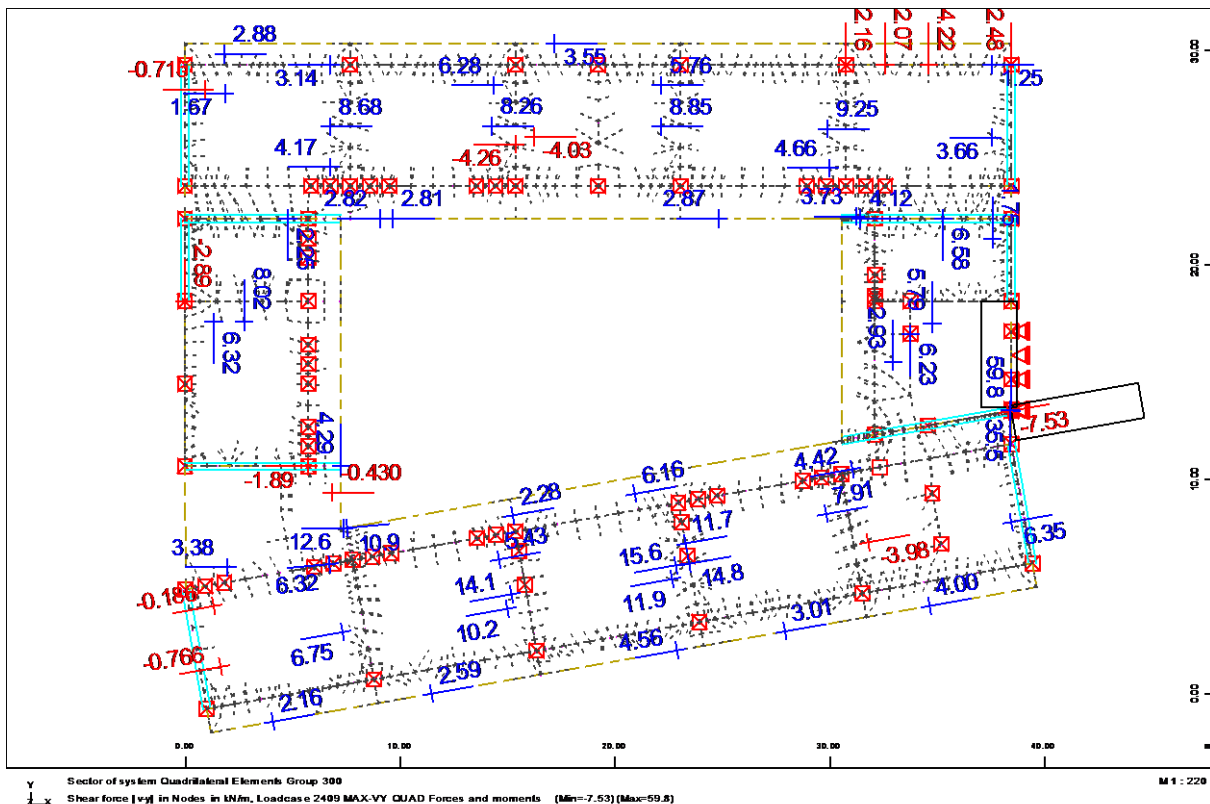
Slika 54: Ekstremni negativni upogibni moment $m_{yy,min}$ v strešni plošči na koti 9,4 mSlika 55: Ekstremni pozitivni upogibni moment $m_{yy,max}$ v strešni plošči na koti 9,4 m

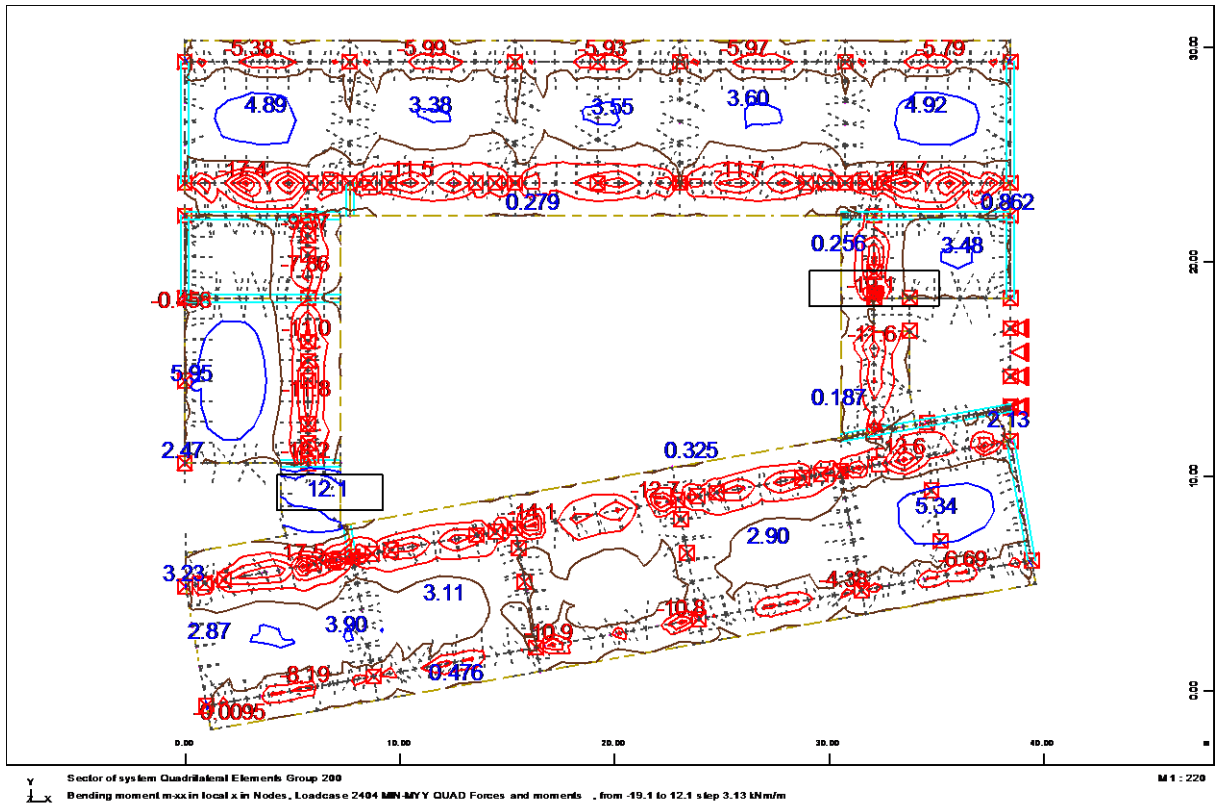


Slika 56: Ekstremna negativna prečna sila $v_{xz,min}$ v strešni plošči na koti 9,4 m

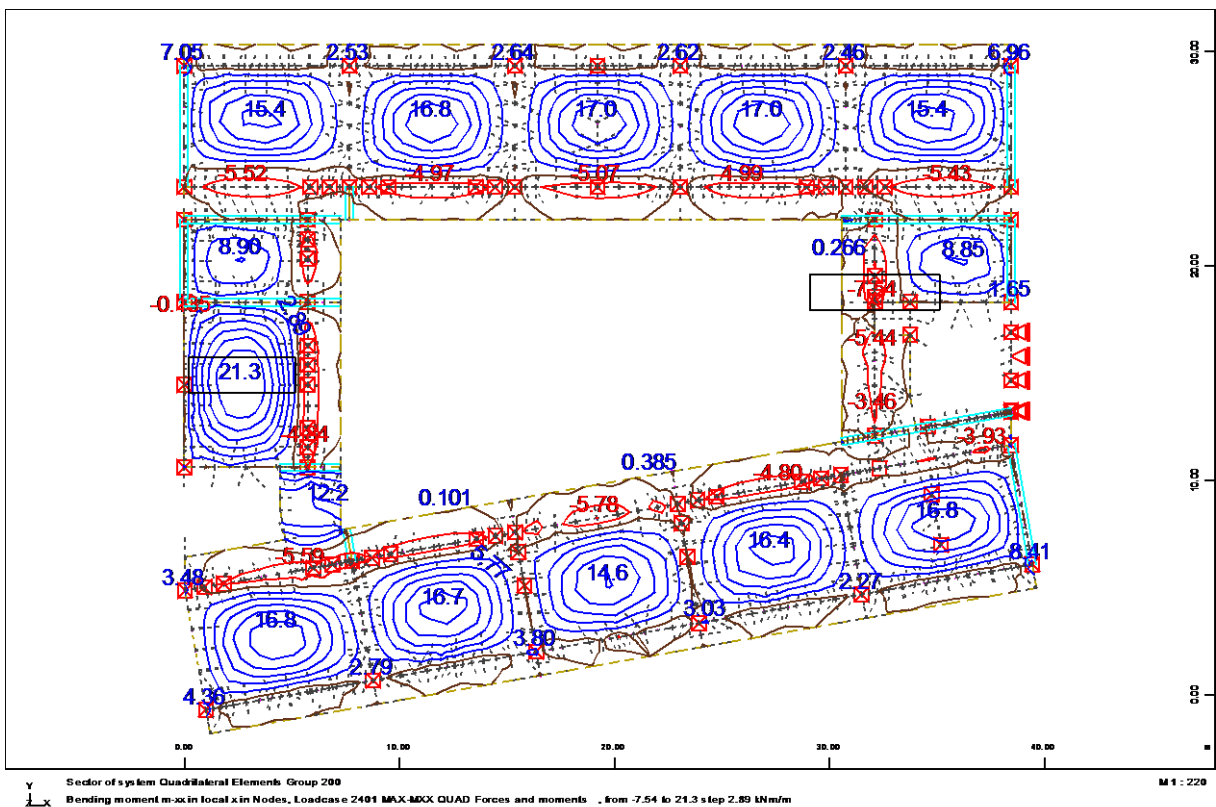


Slika 57: Ekstremna pozitivna prečna sila $v_{xz,max}$ v strešni plošči na koti 9,4 m

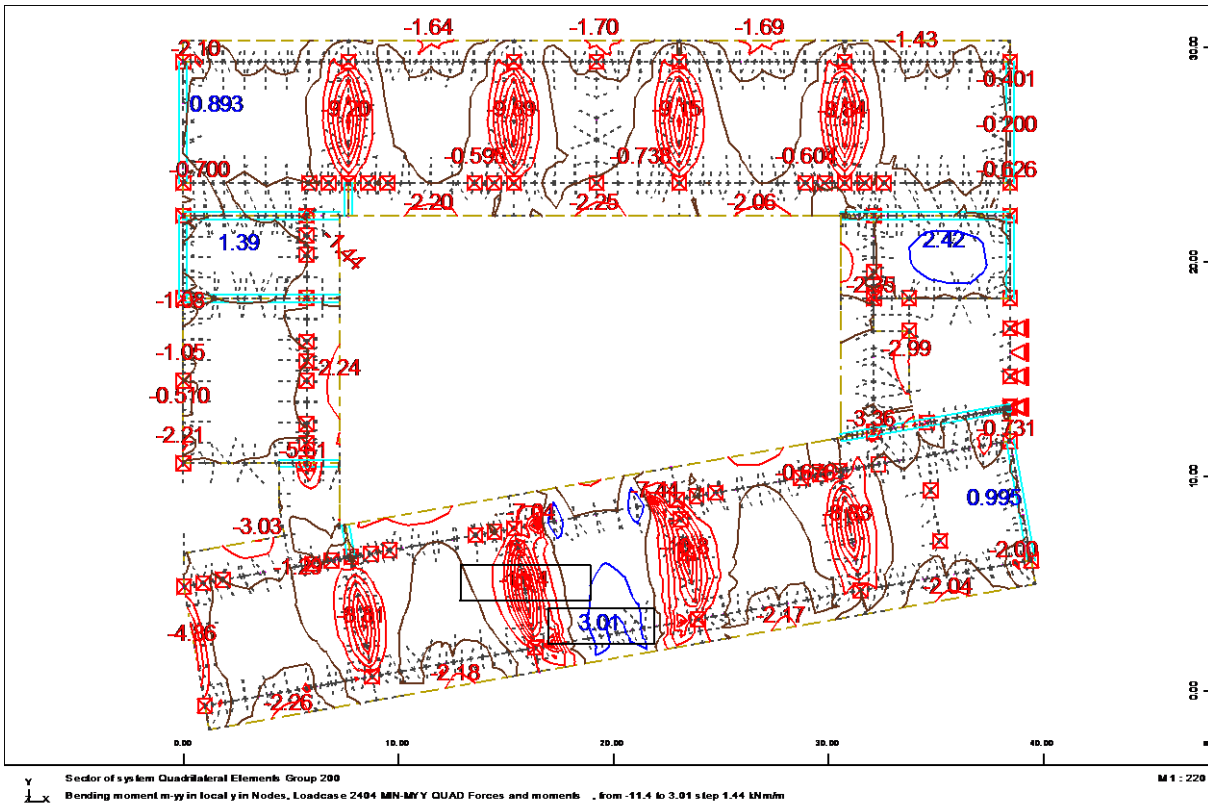
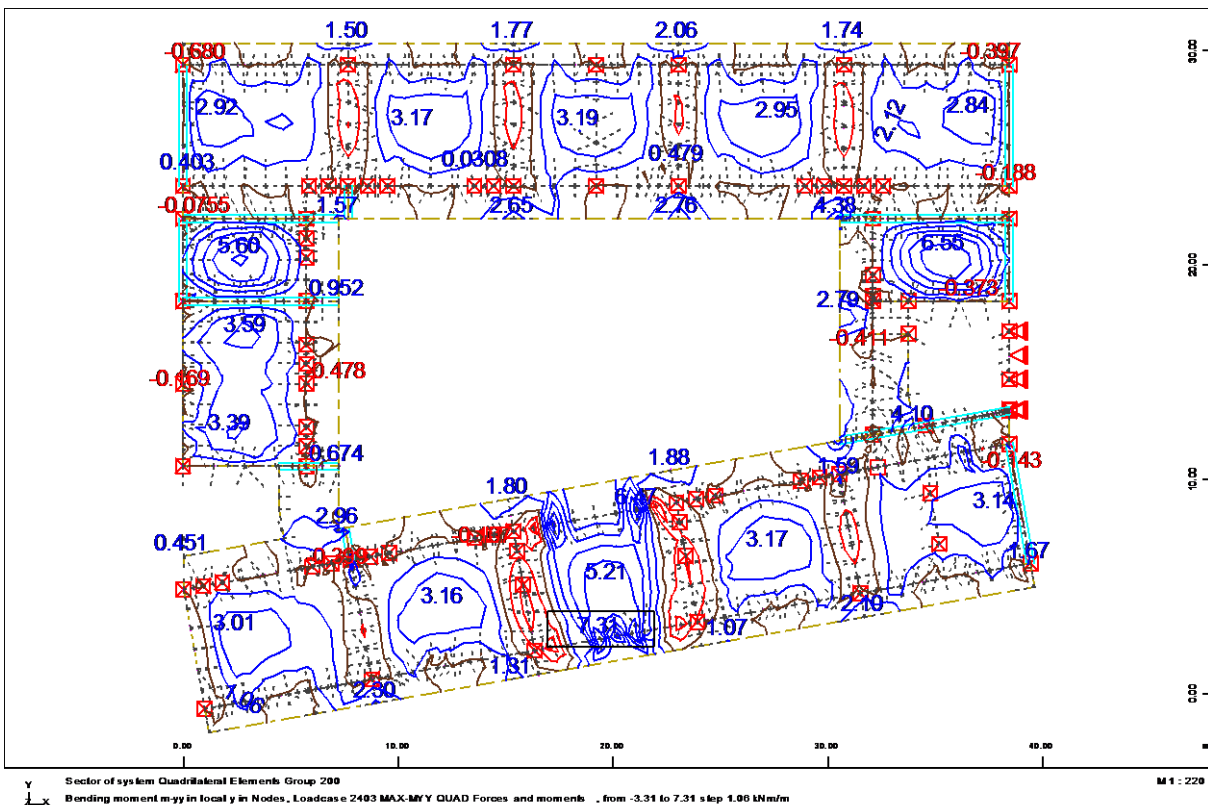
Slika 58: Ekstremna negativna prečna sila $v_{yz,min}$ v strešni plošči na koti 9,4 mSlika 59: Ekstremna pozitivna prečna sila $v_{yz,max}$ v strešni plošči na koti 9,4 m

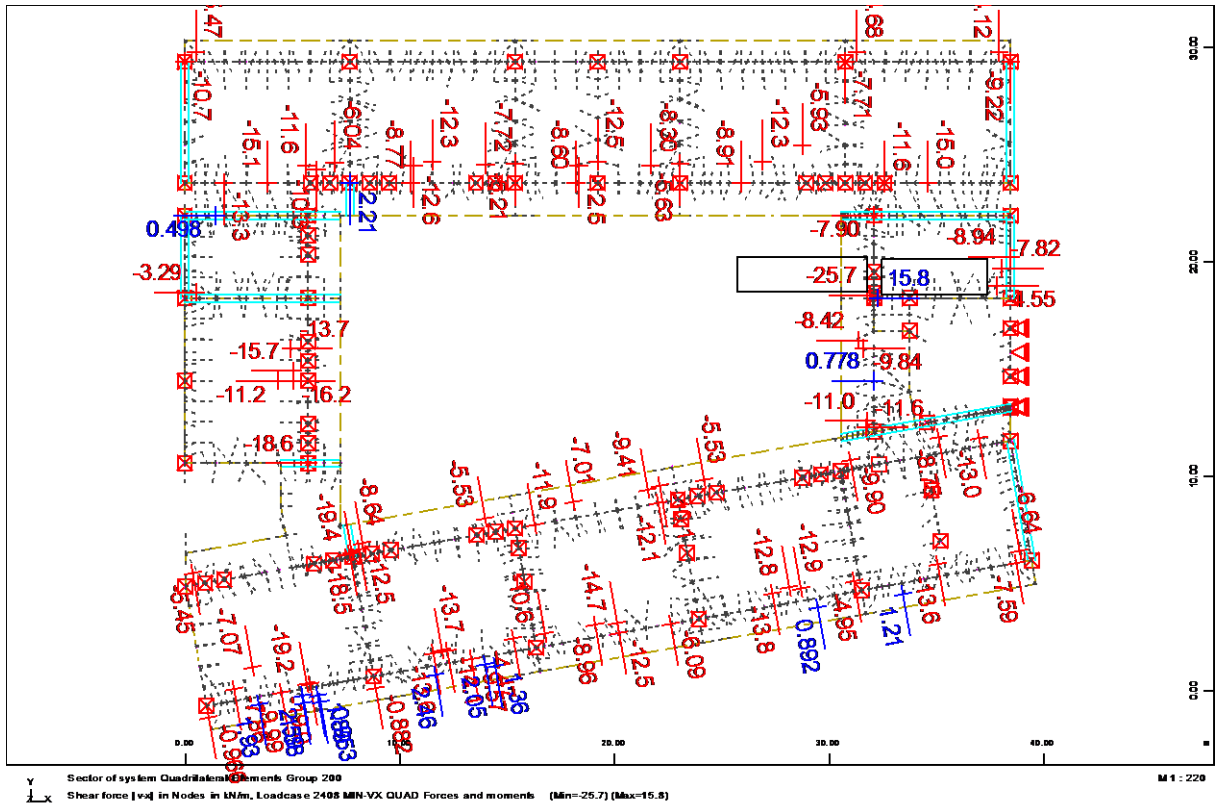


Slika 60: Ekstremni negativni upogibni moment $m_{xx,min}$ v stropni plošči na koti 6,6 m

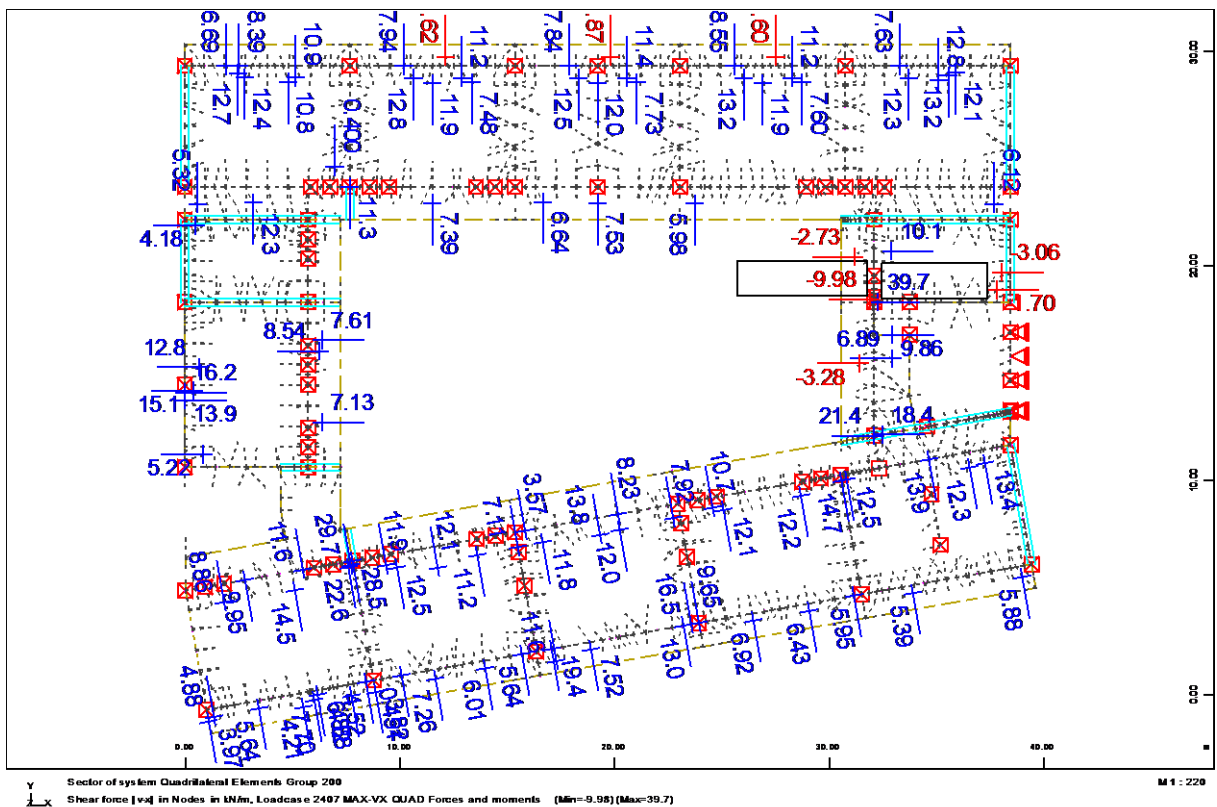


Slika 61: Ekstremni pozitivni upogibni moment m_{xx} v stropni plošči na koti 6,6 m

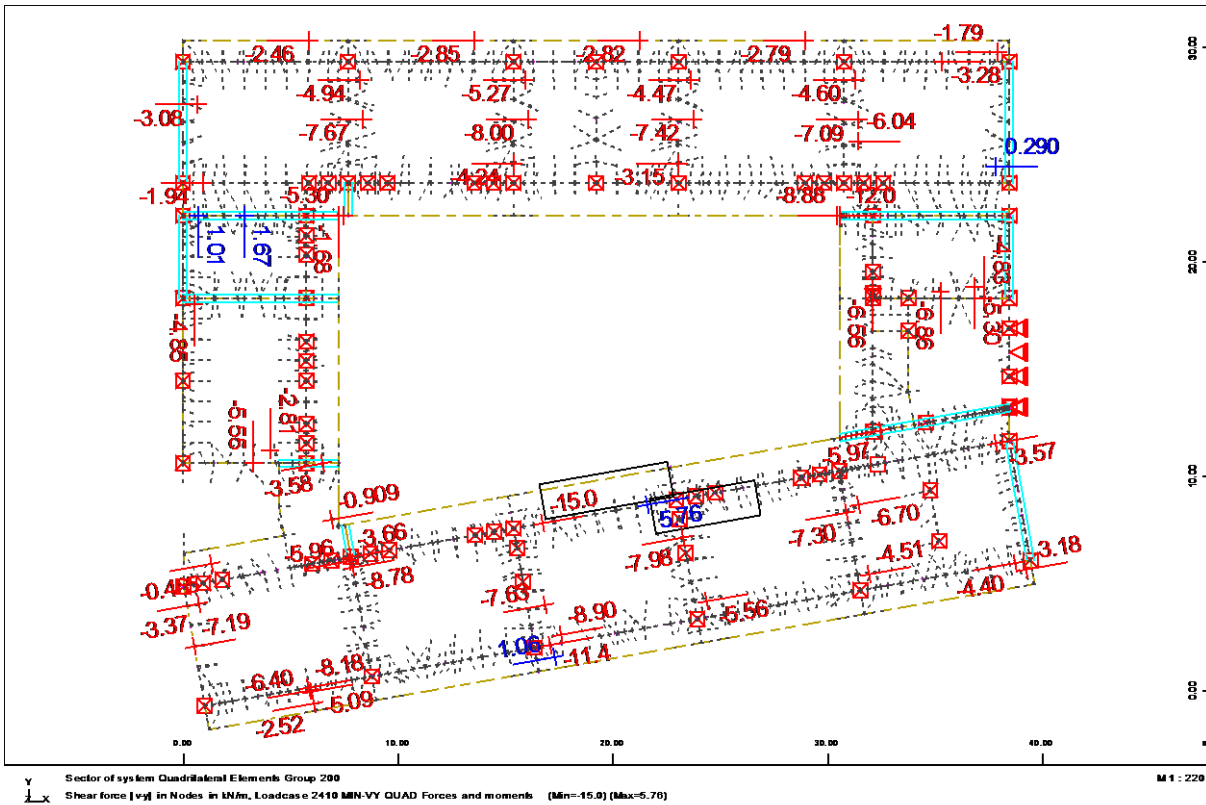
Slika 62: Ekstremni negativni upogibni moment $m_{yy,min}$ v stropni plošči na koti 6,6 mSlika 63: Ekstremni pozitivni upogibni moment $m_{yy,max}$ v stropni plošči na koti 6,6 m



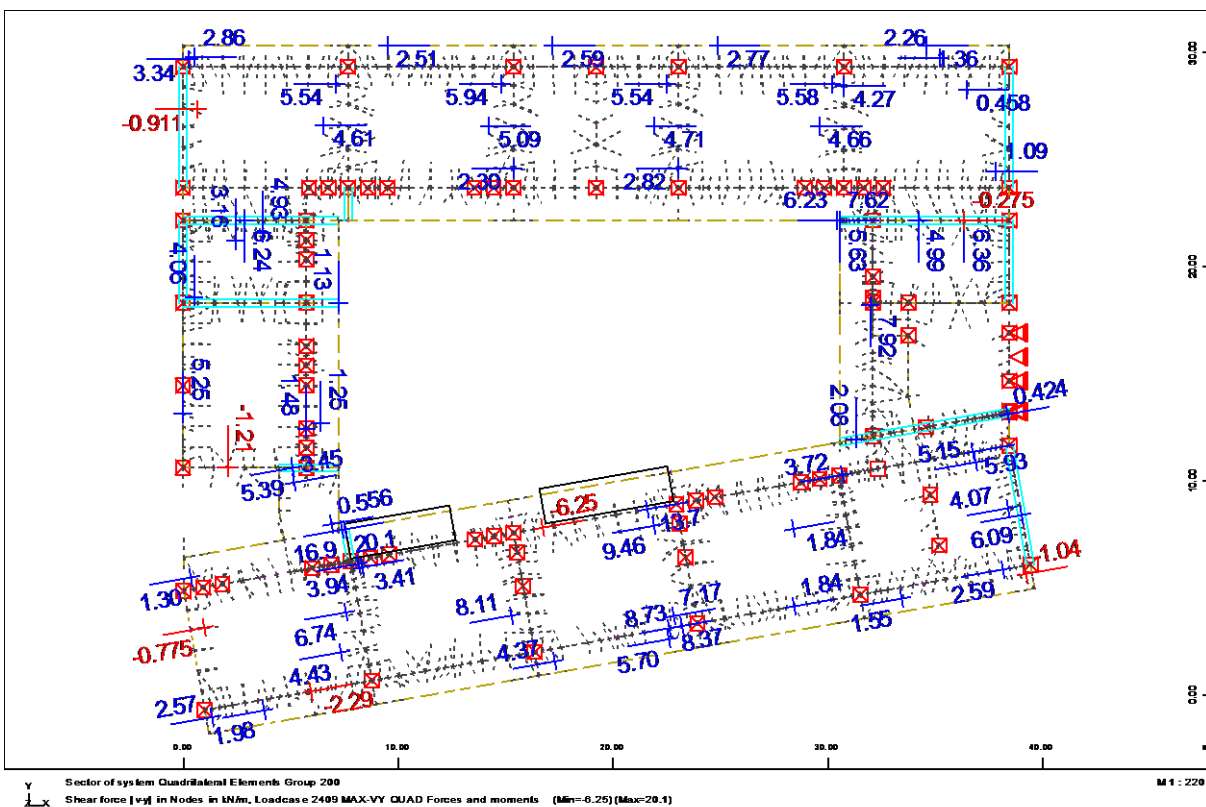
Slika 64: Ekstremna negativna prečna sila $v_{xz,min}$ v stropni plošči na koti 6,6 m



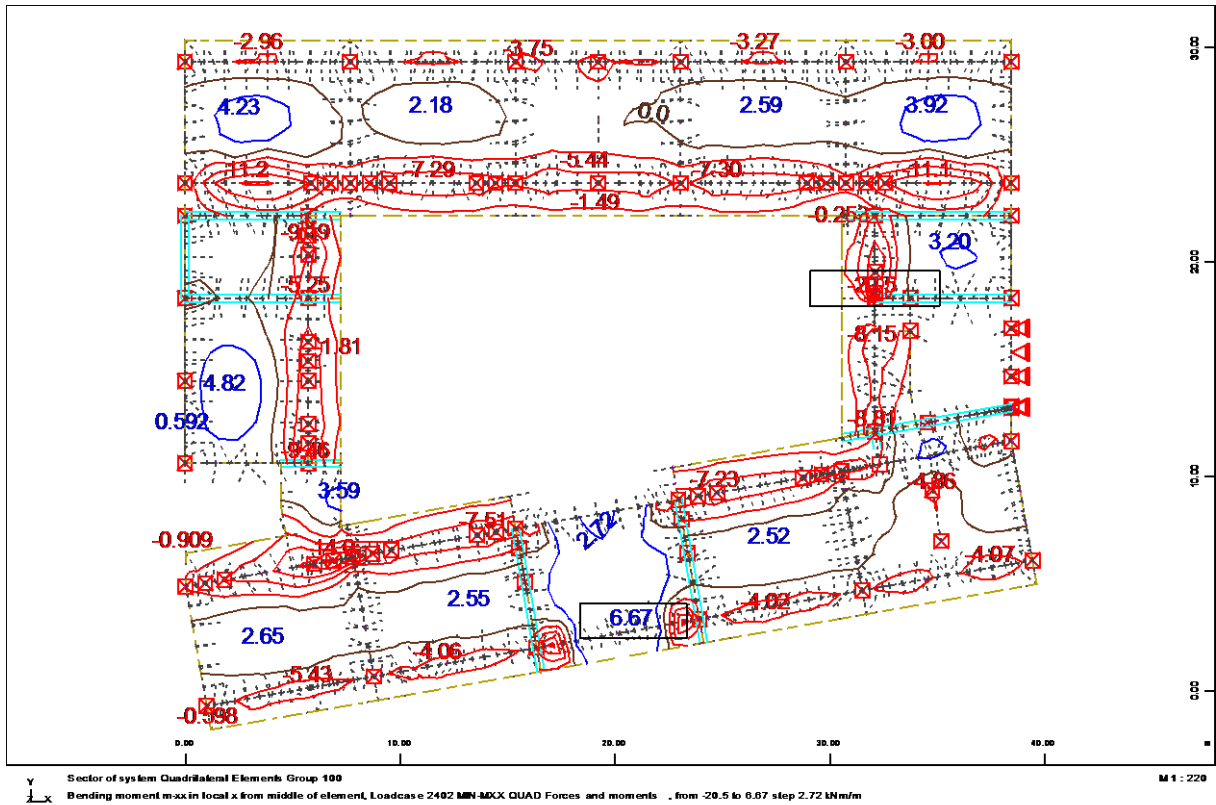
Slika 65: Ekstremna pozitivna prečna sila $v_{xz,max}$ v stropni plošči na koti 6,6 m



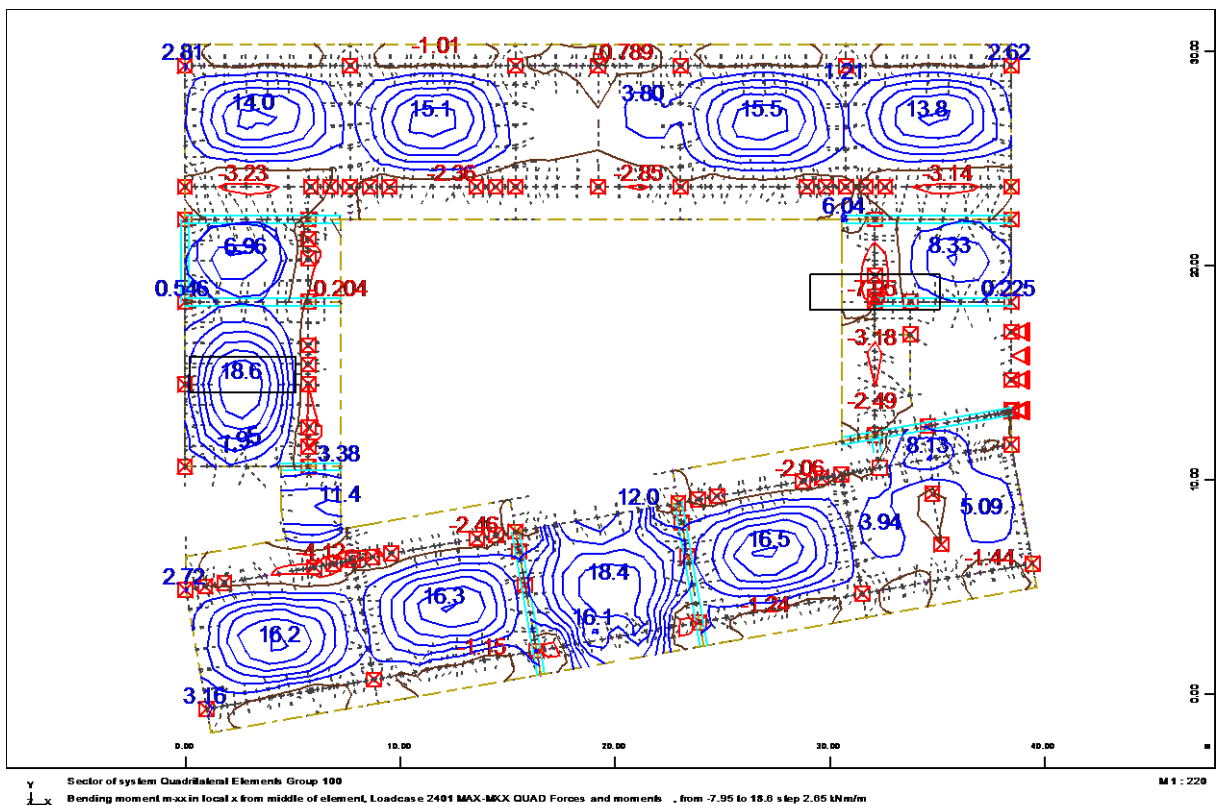
Slika 66: Ekstremna negativna prečna sila $v_{yz,min}$ v stropni plošči na koti 6,6 m



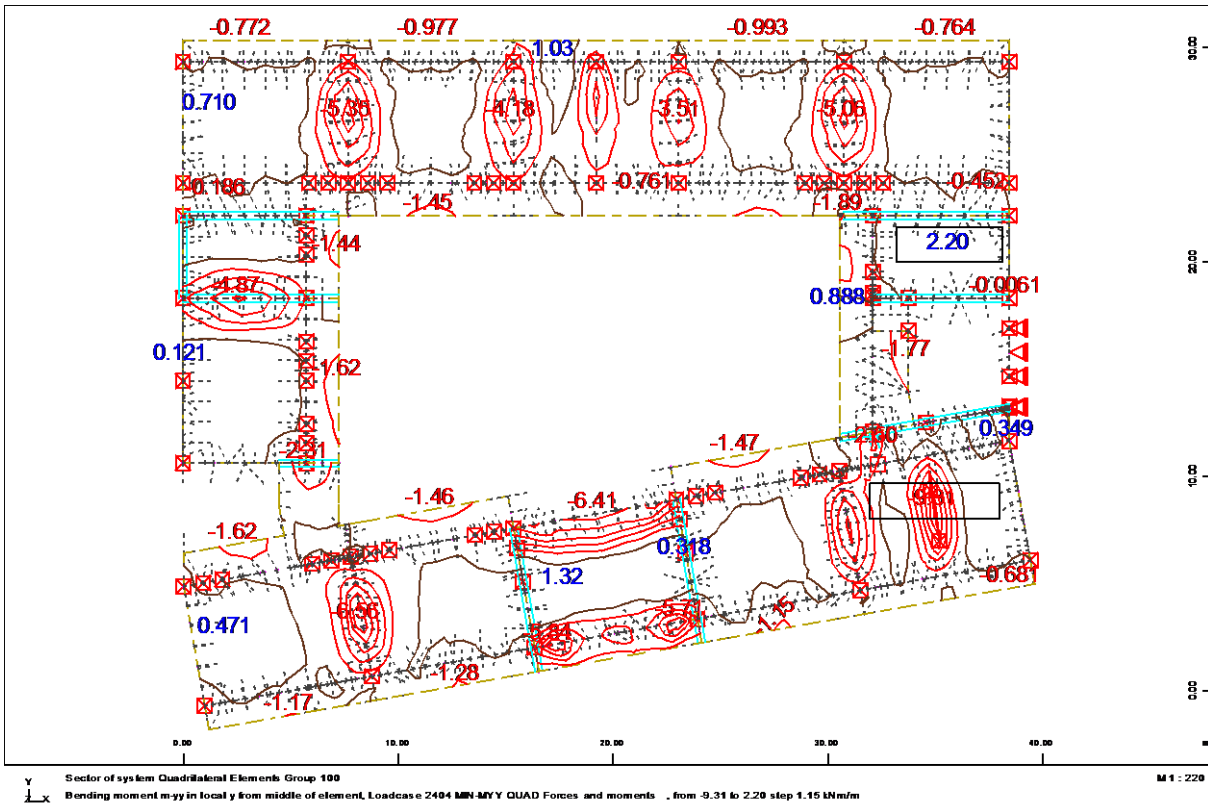
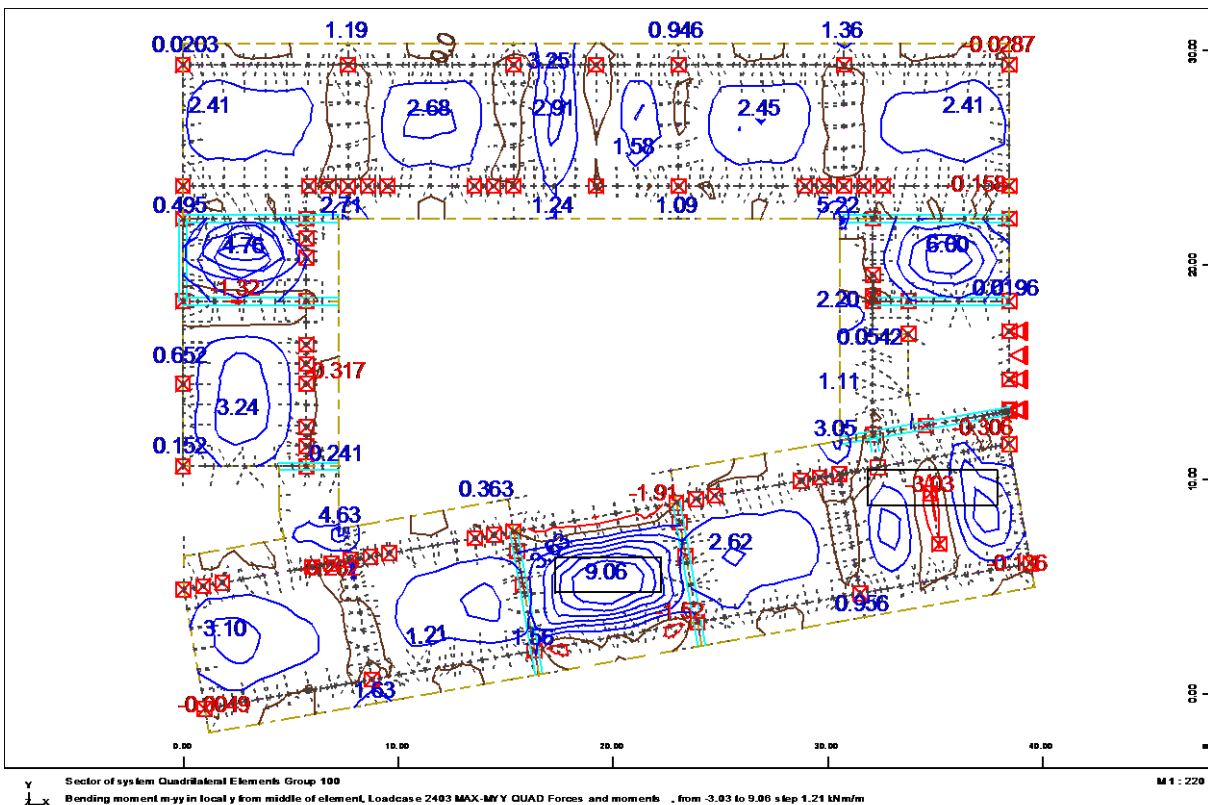
Slika 67: Ekstremna pozitivna prečna sila $v_{yz,max}$ v stropni plošči na koti 6,6 m

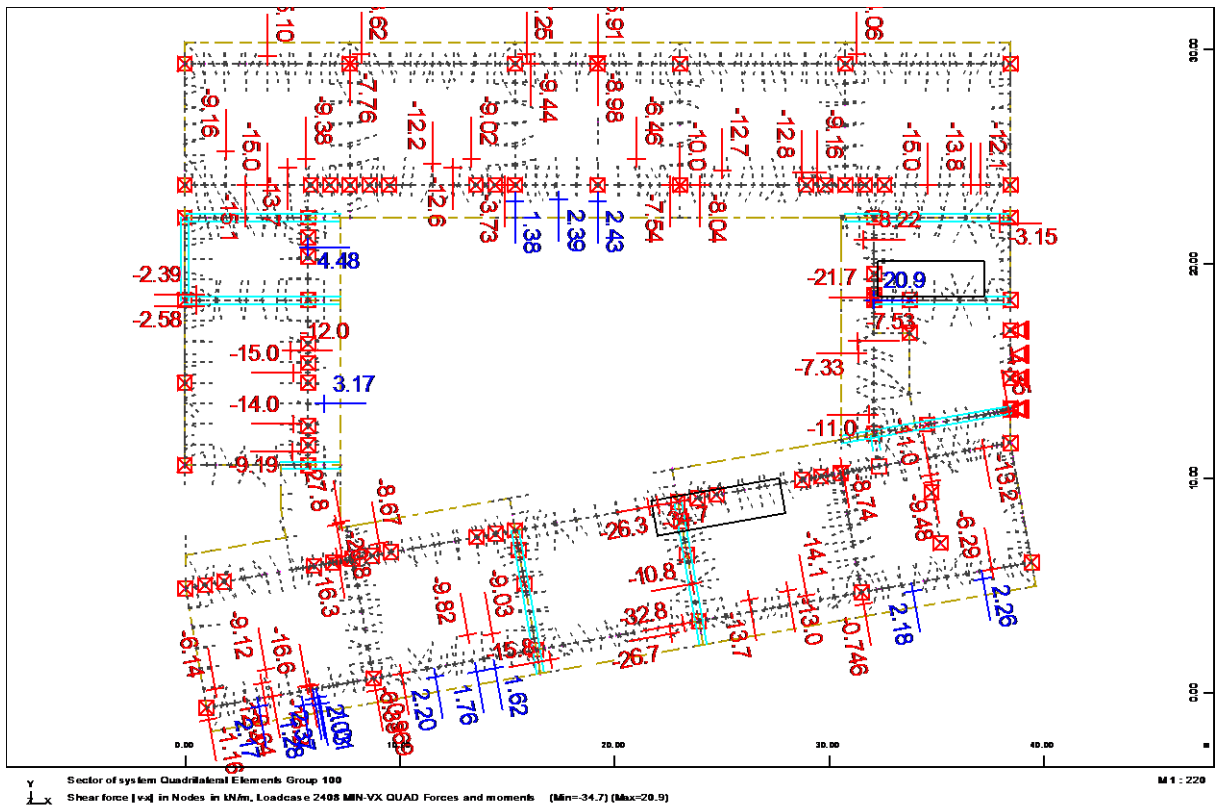


Slika 68: Ekstremni negativni upogibni moment $m_{xx,min}$ v stropni plošči na koti 3,8 m

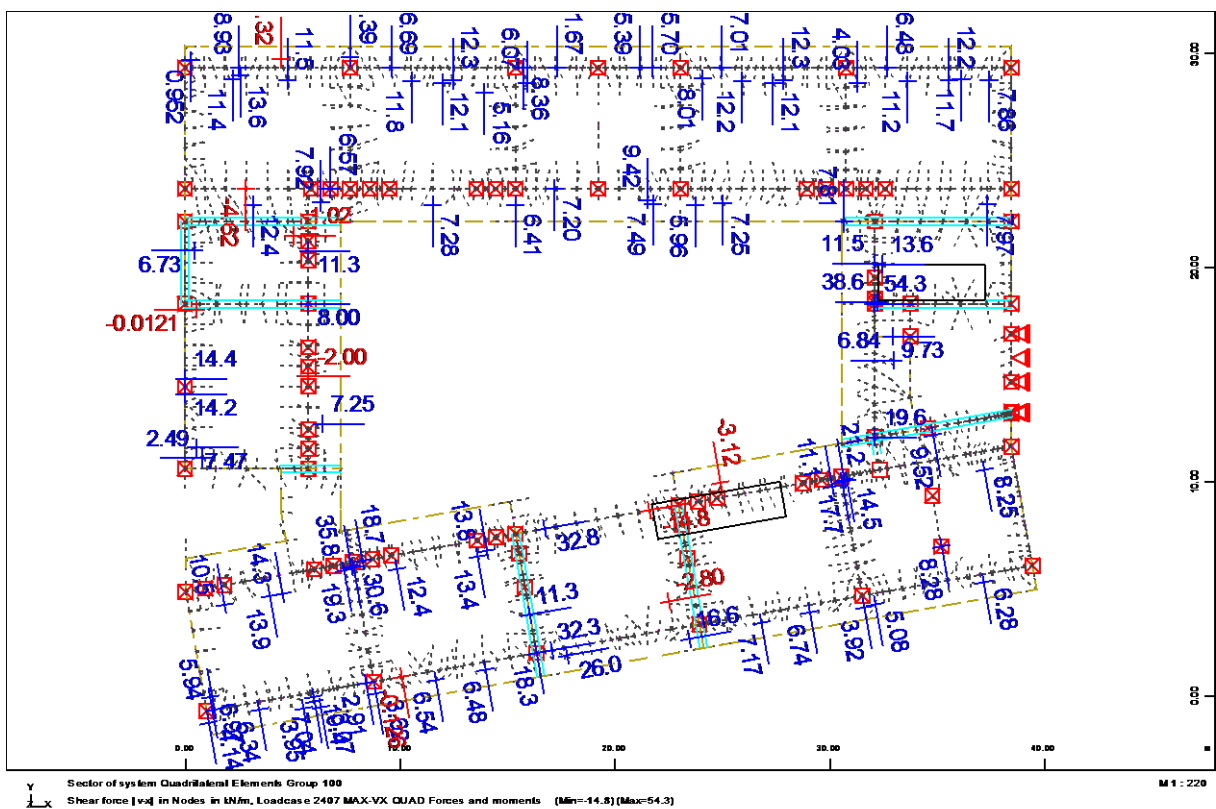


Slika 69: Ekstremni pozitivni upogibni moment $m_{xx,max}$ v stropni plošči na koti 3,8 m

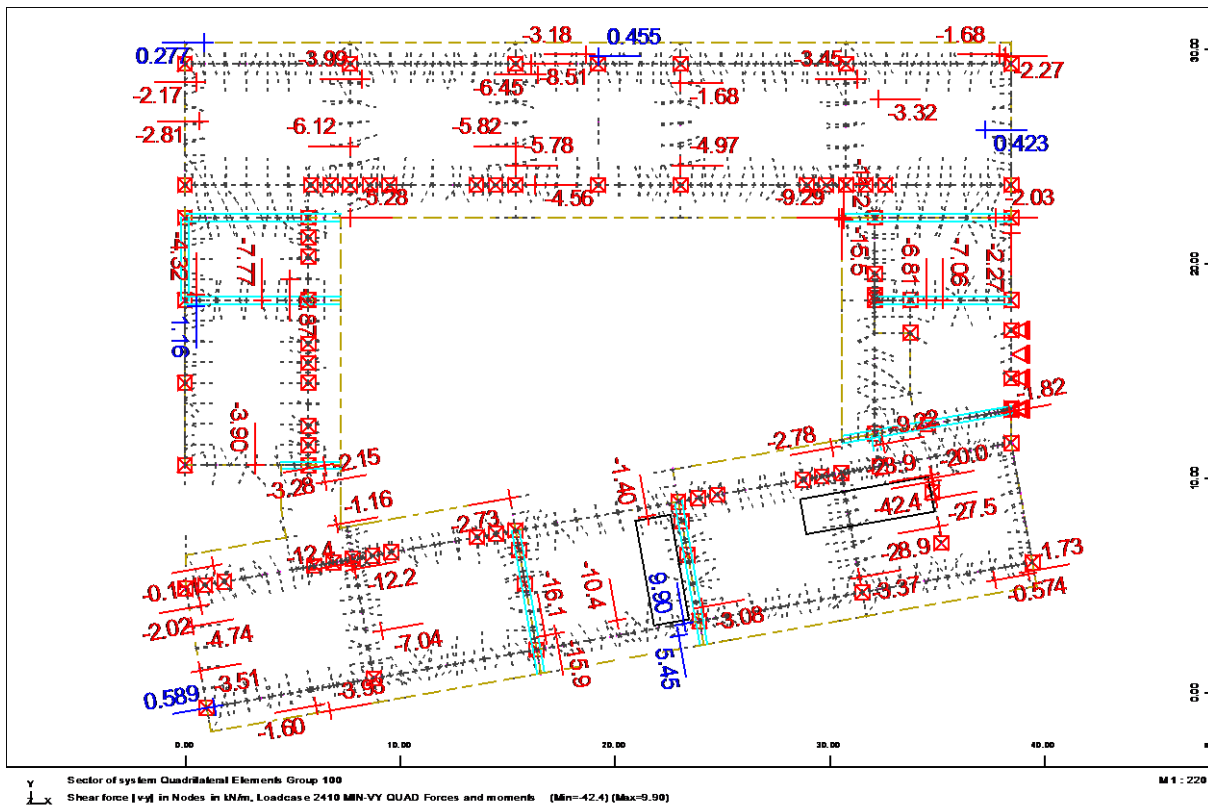
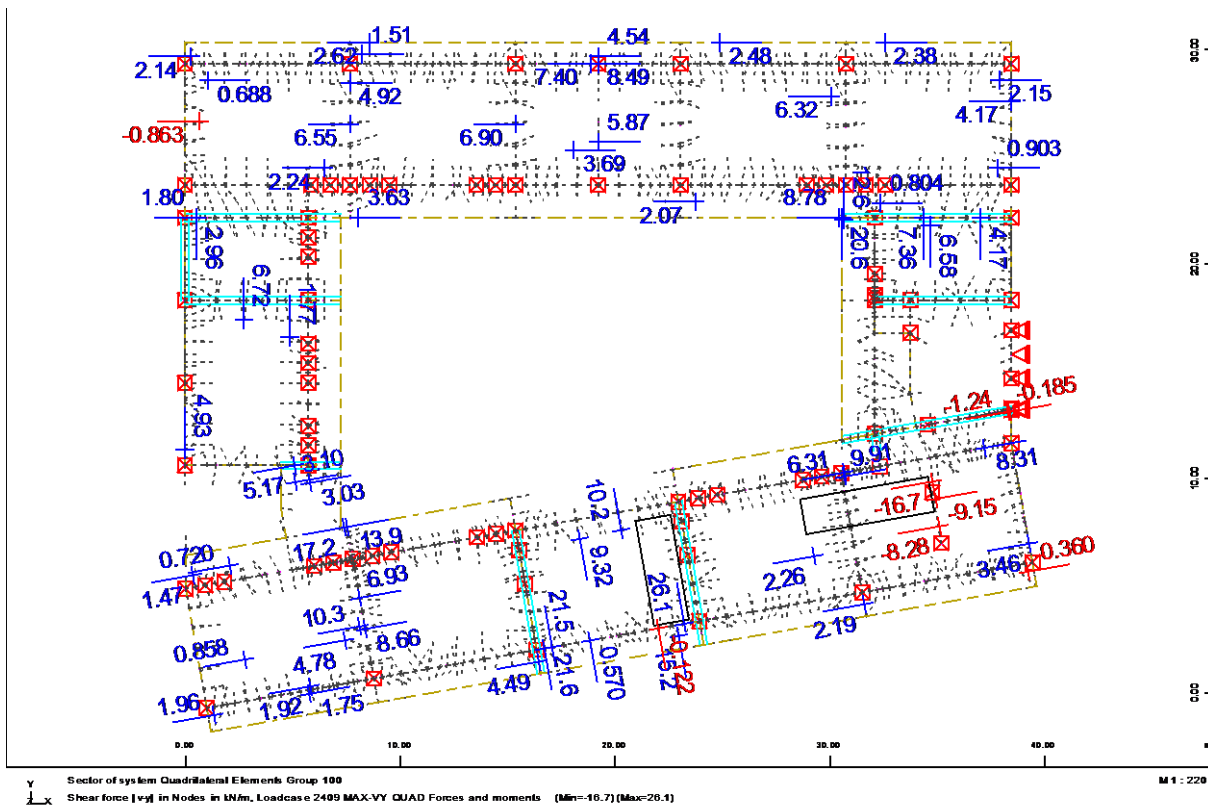
Slika 70: Ekstremni negativni upogibni moment $m_{yy,min}$ v stropni plošči na koti 3,8 mSlika 71: Ekstremni pozitivni upogibni moment $m_{yy,max}$ v stropni plošči na koti 3,8 m

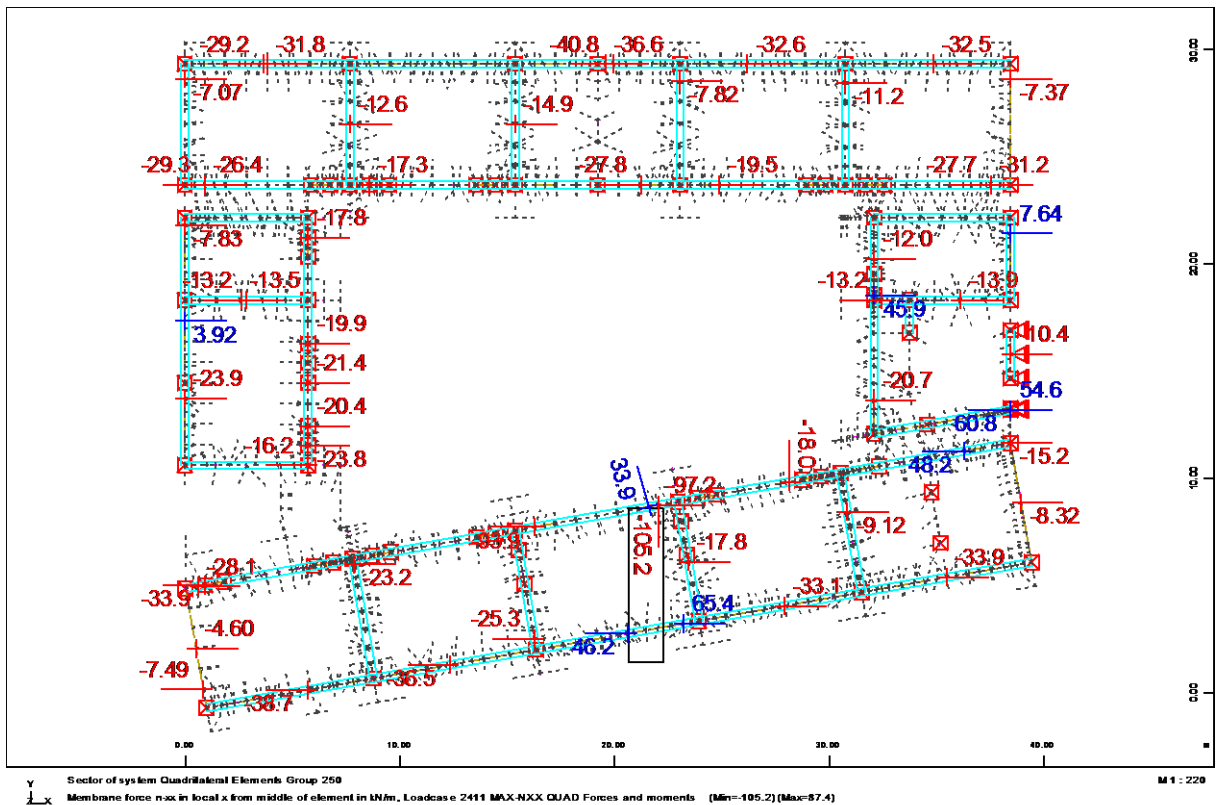


Slika 72: Ekstremna negativna prečna sila $v_{xz,min}$ v strešni plošči na koti 3,8 m

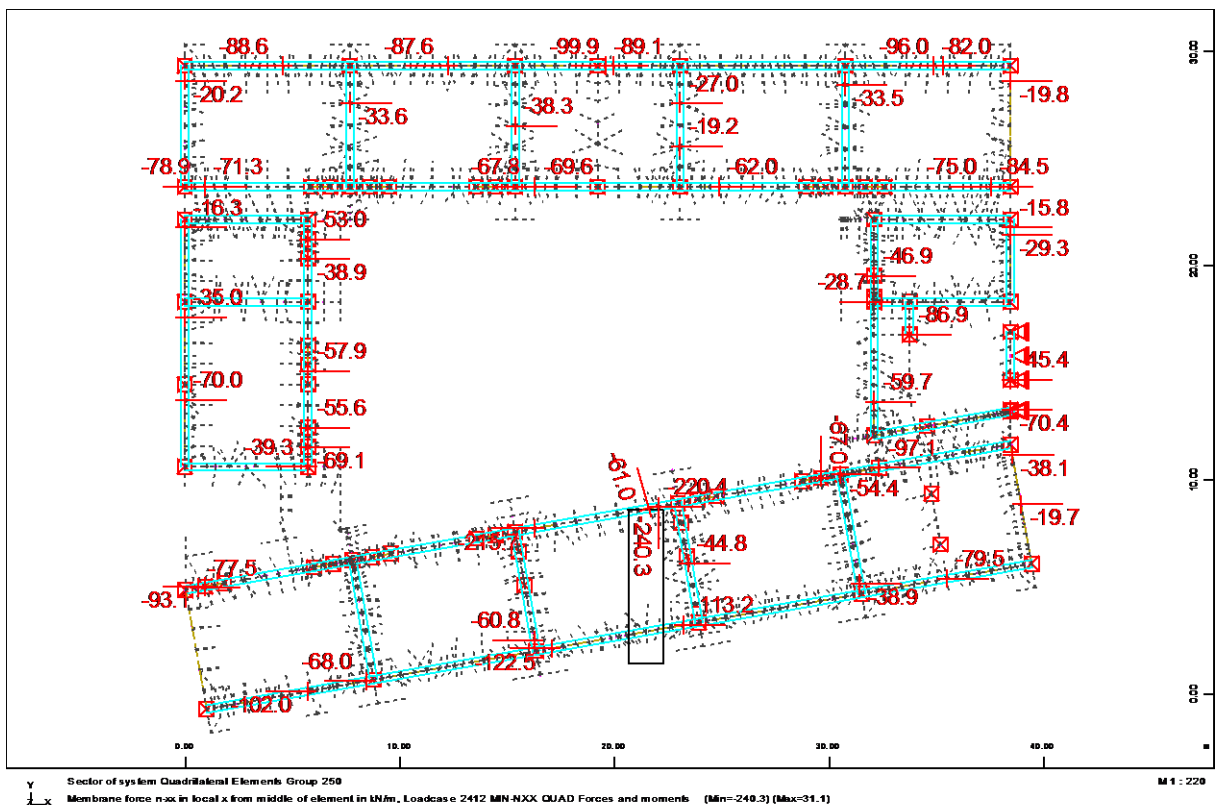


Slika 73: Ekstremna pozitivna prečna sila $v_{xz,max}$ v strešni plošči na koti 3,8 m

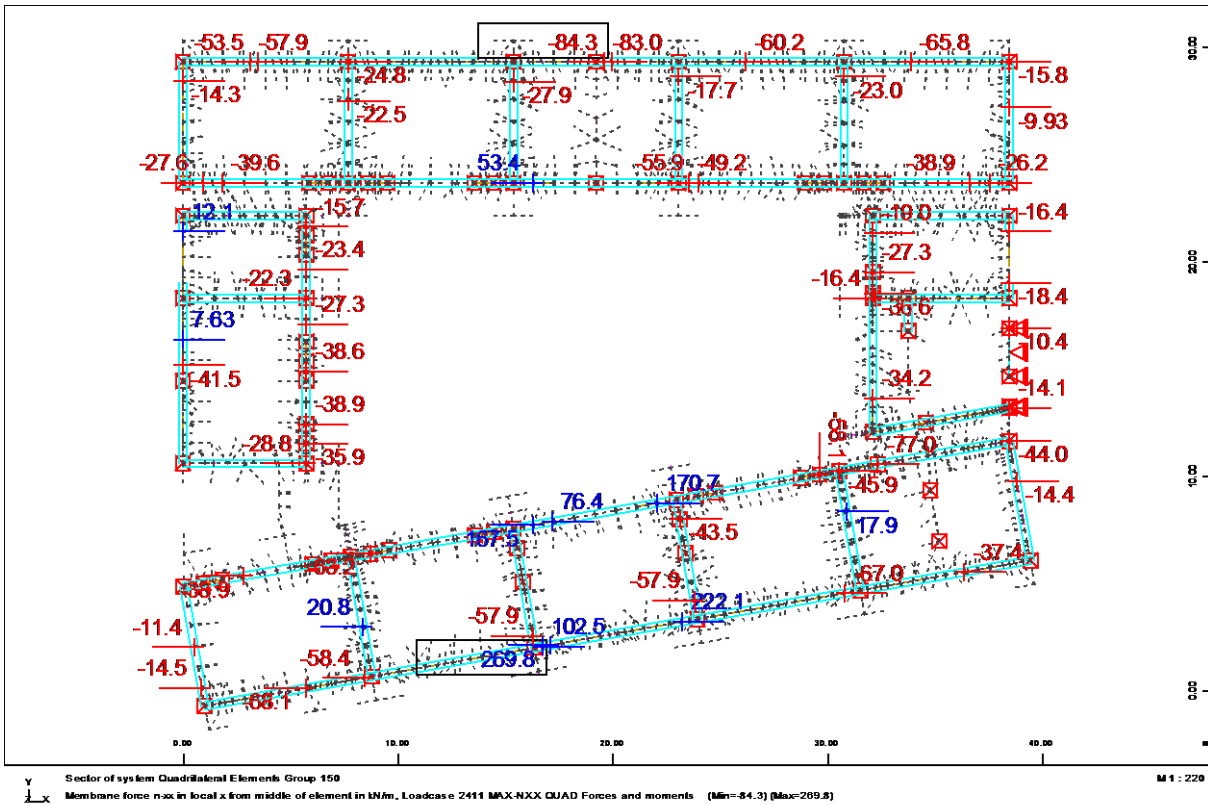
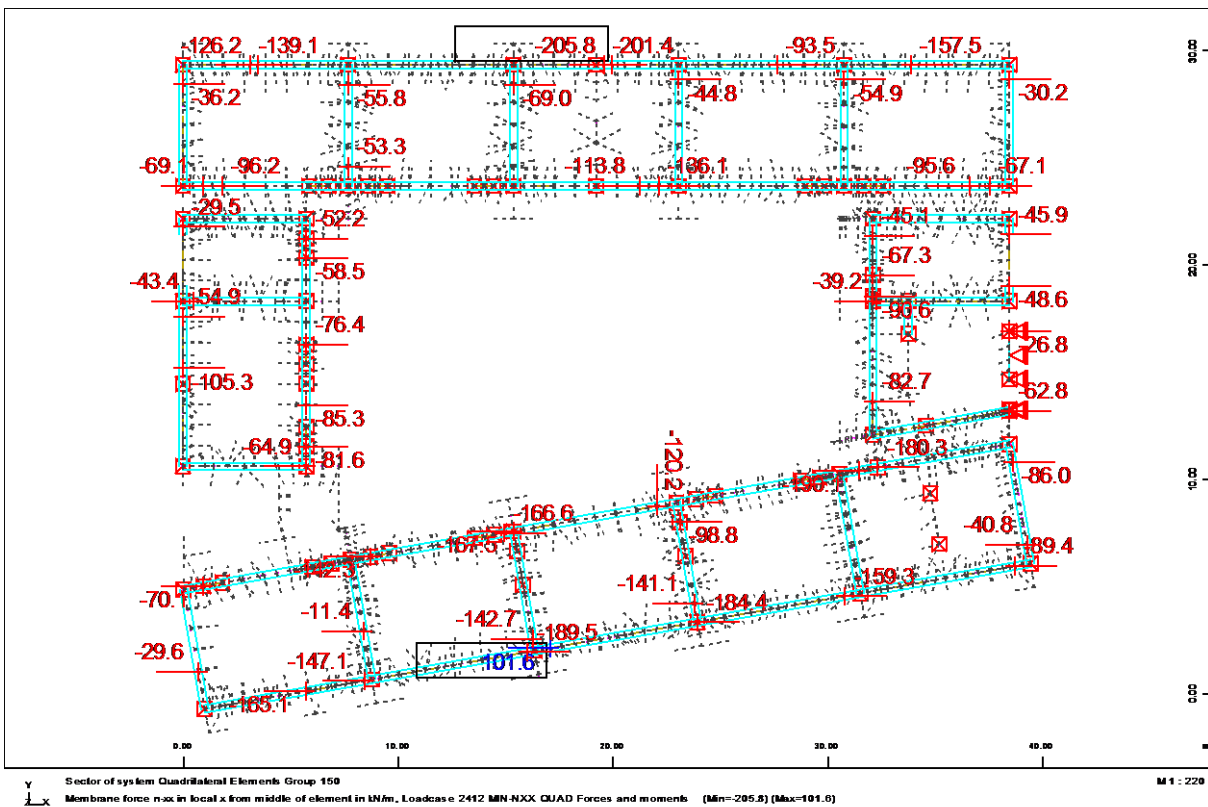
Slika 74: Ekstremna negativna prečna sila $v_{yz,min}$ v strešni plošči na koti 3,8 mSlika 75: Ekstremna pozitivna prečna sila $v_{yz,max}$ v strešni plošči na koti 3,8 m

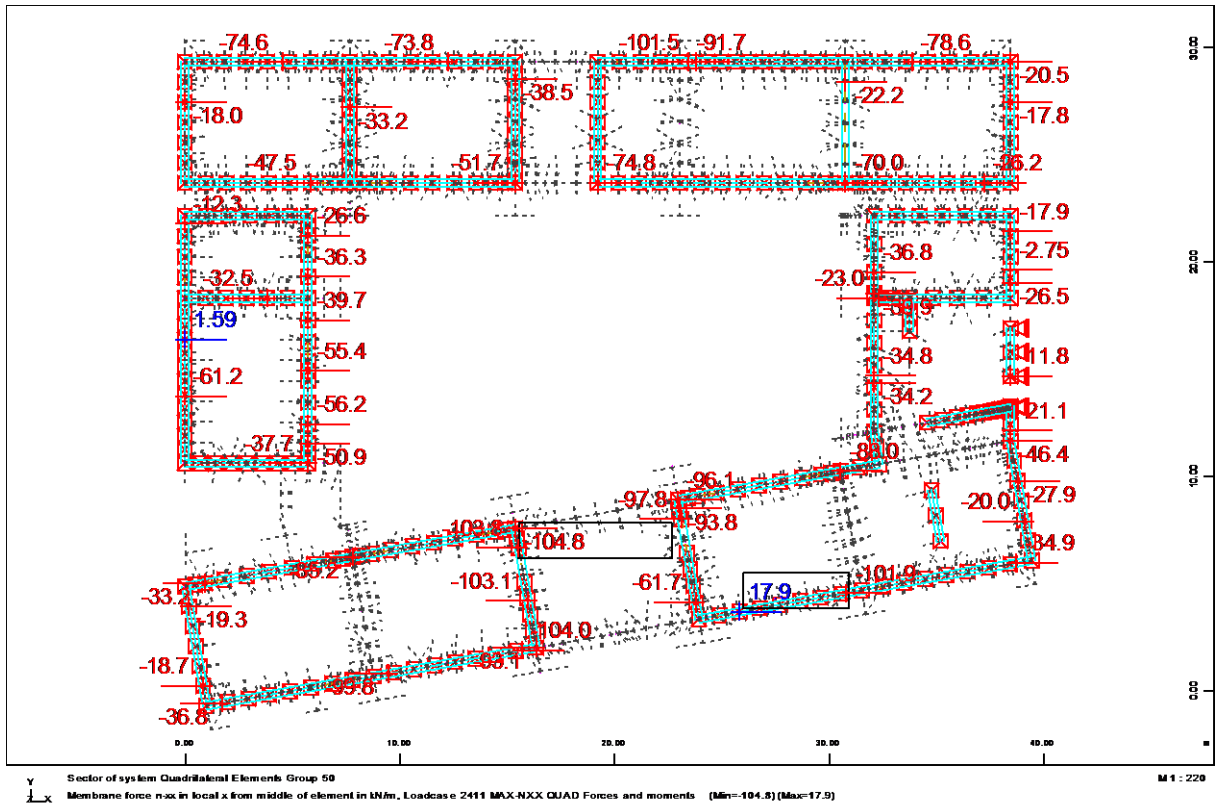


Slika 76: Ekstremna natezna sila v steni $n_{xx,nateg}$ v 3. etaži

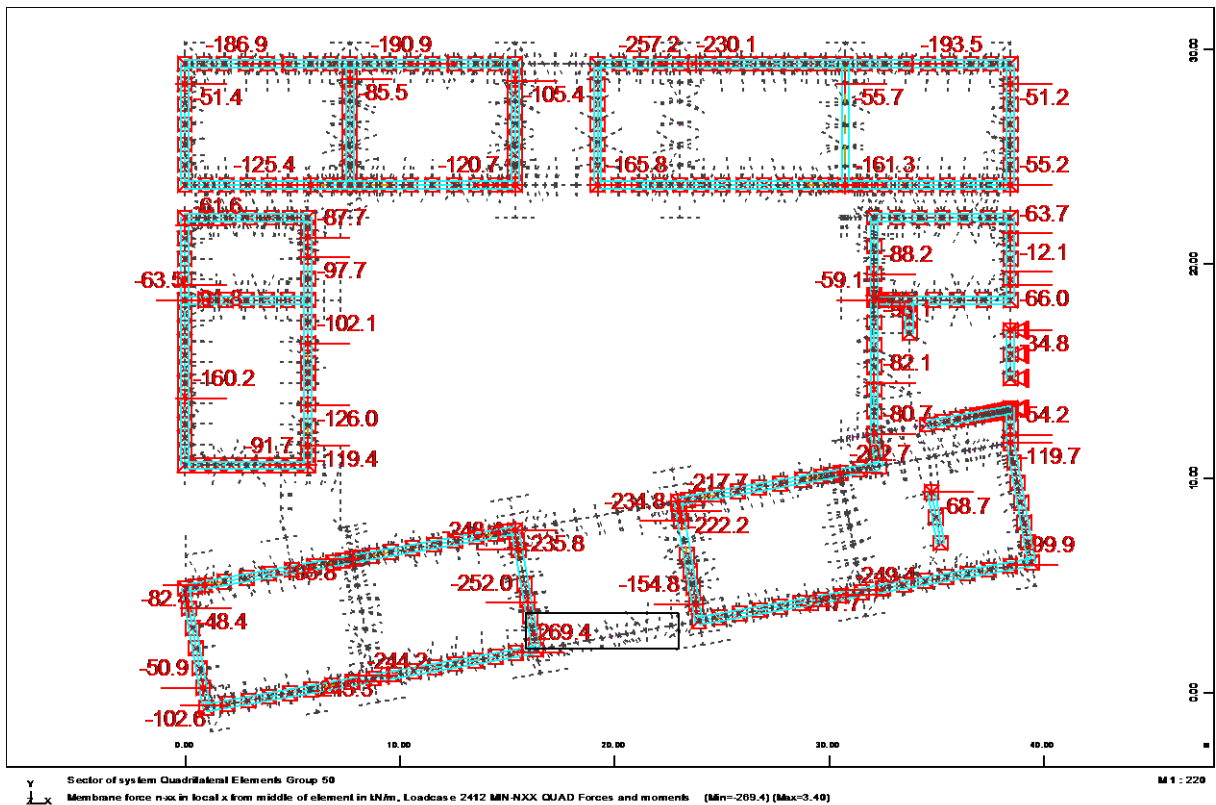


Slika 77: Ekstremna tlačna sila v steni $n_{xx,tlak}$ v 3. etaži

Slika 78: Ekstremna natezna sila v steni $n_{xx,nateg}$ v 2. etažiSlika 79: Ekstremna tlačna sila v steni $n_{xx,tlak}$ v 2. etaži



Slika 80: Ekstremna natezna sila v steni $n_{xx,nateg}$ v 1. etaži



Slika 81: Ekstremna tlačna sila v steni $n_{xx,tlak}$ v 1. etaži

4.6 Dimenzioniranje

Efektivne vrednosti karakteristik prerezov izračunamo v skladu z Blassovo teorijo o projektiranju križno lepljenih konstrukcij. Efektivne togosti prereza izračunamo z uporabo ustreznih sestavnih koeficientov, ki so odvisni od delovanja in prenašanja obremenitve plošče. Z uporabo sestavnih koeficientov določimo tudi efektivne trdnostne karakteristike materiala.

Eksperimentalne preiskave so pokazale, da lahko za trdnostne karakteristike križno lepljenih plošč privzamemo kvaliteto lesa GL28h:

Preglednica 23: Mehanske lastnosti lesa trdnostnega razreda GL28h

Trdnostni razred	GL28h
Trdnosti materiala [kN/cm²]	
Upogib $f_{m,k}$	2,8
Nateg vzporedno $f_{t,0,k}$	1,65
Nateg pravokotno $f_{t,90,k}$	0,05
Tlak vzporedno $f_{c,0,k}$	2,65
Tlak pravokotno $f_{c,90,k}$	0,3
Strig in torzija $f_{v,k}$	0,25
Togostne karakteristike materiala [kN/cm²]	
Modul elastičnosti	
- Vzporedno $E_{0,mean}$	1260
- Pravokotno $E_{90,mean}$	42
- Strižno modul G_{mean}	78
Gostota v kg/m³	
Gostota ρ	410

4.6.1 MSN – mejno stanje nosilnosti

Mejno stanje nosilnosti preverimo pri karakteristični kombinaciji vplivov v skladu z naslednjo enačbo:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Kjer so:

$G_{k,j}$ karakteristična vrednost j-tega stalnega vpliva,

$Q_{k,1}$ prevladujoči spremenljivi vpliv,

$Q_{k,i}$ karakteristična vrednost i-tega spremenljivega vpliva,

$\gamma_{G,j}$ delni faktor varnosti za j-ti stalni vpliv,

$\gamma_{Q,i}$ delni faktor varnosti za i-ti spremenljivi vpliv.

Vrednosti so:

- neugodno delovanje obtežb: $\gamma_{G,j} = 1,35$, $\gamma_{Q,i} = 1,50$,
- ugodno delovanje obtežb: $\gamma_{G,j} = 1,00$, $\gamma_{Q,i} = 0$ (je ne upoštevamo).

Kombinacijo vplivov za potresna projektna stanja določimo v skladu z naslednjo enačbo.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

4.6.1.1 Dimenzioniranje strešne plošče na koti 9,4 m

Obremenitev plošče:

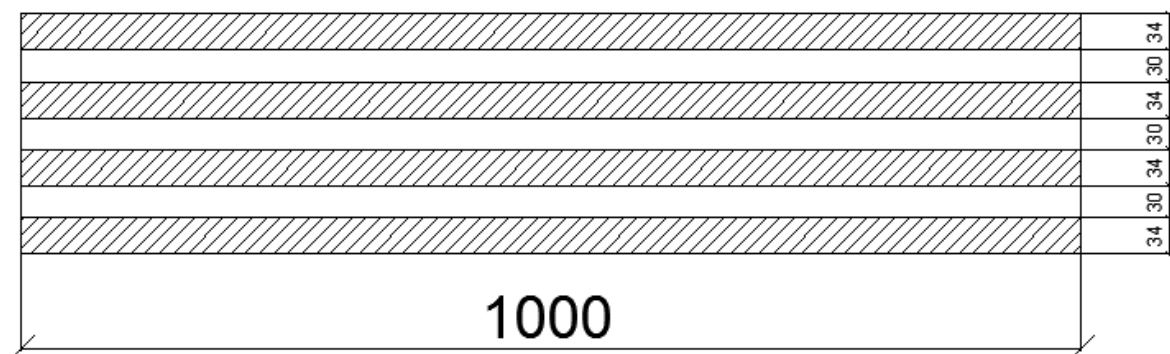
$$m_{xx,Ed} = 28,6 \text{ kNm/m}$$

$$m_{yy,Ed} = 18,1 \text{ kNm/m}$$

$$|v_{xz,Ed}| = 25,6 \text{ kN/m}$$

$$|v_{yz,Ed}| = 59,8 \text{ kN/m}$$

Izberem element KLH 7s 226 TL (34/30/34/30/34/30/34 mm).



Slika 82: Prerez elementa KLH 7s 226 TL

Geometrijske karakteristike elementa:

$$b = 100 \text{ cm},$$

$$h = 22,6 \text{ cm},$$

$$A = 2260 \text{ cm}^2,$$

$$k_1 = 0,746,$$

$$k_2 = 0,287,$$

$$W_{y,0,ef} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot k_1 = \frac{100 \cdot 22,6^2}{6} \cdot 0,746 = 6350 \text{ cm}^3,$$

$$W_{y,90,ef} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot k_2 = \frac{100 \cdot 22,6^2}{6} \cdot 0,287 = 2443 \text{ cm}^3,$$

$$A_{v,x} = 4 \cdot 3,4 \cdot 100 = 1360 \text{ cm}^2,$$

$$A_{v,y} = 3 \cdot 3,0 \cdot 100 = 900 \text{ cm}^2.$$

Kontrola upogibnih napetosti:

$$\sigma_{m,0,d} = \frac{m_{xx,Ed} \cdot 1m}{W_{y,0,ef}} \leq f_{m,0,d,ef} = k_1 \cdot f_{m,0,d},$$

$$\sigma_{m,90,d} = \frac{m_{yy,Ed} \cdot 1m}{W_{y,90,ef}} \leq f_{m,90,d,ef} = k_2 \cdot f_{m,90,d};$$

$$\sigma_{m,0,d} = \frac{28,6 \cdot 100}{6350} = 0,45 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,746 \cdot 0,8 \cdot \frac{2,8}{1,25} = 1,34 \text{ kN/cm}^2,$$

$$\sigma_{m,90,d} = \frac{18,1 \cdot 100}{2443} = 0,74 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,8 \cdot \frac{1,15}{1,25} = 0,74 \text{ kN/cm}^2.$$

Kontrola strižnih napetosti:

$$\tau_{d,x} = \frac{1,5 \cdot v_{xz,Ed} \cdot 1m}{A_{v,x}} \leq f_{v,d},$$

$$\tau_{d,y} = \frac{1,5 \cdot v_{yz,Ed} \cdot 1m}{A_{v,y}} \leq f_{v,d};$$

$$\tau_{d,x} = \frac{1,5 \cdot 25,6}{1360} = 0,03 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,8 \cdot \frac{0,25}{1,25} = 0,16 \text{ kN/cm}^2,$$

$$\tau_{d,y} = \frac{1,5 \cdot 59,8}{900} = 0,10 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,8 \cdot \frac{0,25}{1,25} = 0,16 \text{ kN/cm}^2.$$

4.6.1.2 Dimenzioniranje stropne plošče v 1. in 2. etaži

Obremenitev plošče:

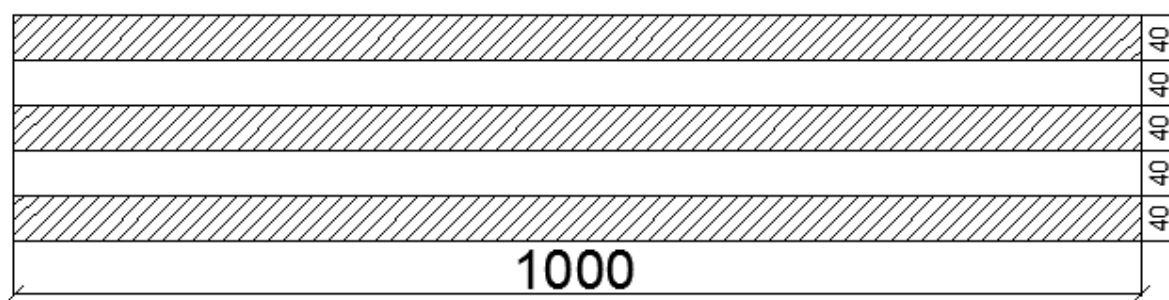
$$m_{xx,Ed} = 21,3 \text{ kNm/m}$$

$$m_{yy,Ed} = 11,4 \text{ kNm/m}$$

$$|v_{xz,Ed}| = 54,3 \text{ kN/m}$$

$$|v_{yz,Ed}| = 42,4 \text{ kN/m}$$

Izberem element KLH 5s 200 TL (40/40/40/40/40 mm).



Slika 83: Prerez elementa KLH 5s 200 TL

Geometrijske karakteristike elementa:

$$b = 100 \text{ cm},$$

$$h = 20 \text{ cm},$$

$$A = 2000 \text{ cm}^2,$$

$$k_1 = 0,799,$$

$$k_2 = 0,234,$$

$$W_{y,0,ef} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot k_1 = \frac{100 \cdot 20^2}{6} \cdot 0,799 = 5327 \text{ cm}^3,$$

$$W_{y,90,ef} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot k_2 = \frac{100 \cdot 20^2}{6} \cdot 0,234 = 1560 \text{ cm}^3,$$

$$A_{v,x} = 3 \cdot 4,0 \cdot 100 = 1200 \text{ cm}^2,$$

$$A_{v,y} = 2 \cdot 4,0 \cdot 100 = 800 \text{ cm}^2.$$

Kontrola upogibnih napetosti:

$$\sigma_{m,0,d} = \frac{21,3 \cdot 100}{5327} = 0,400 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,799 \cdot 0,8 \cdot \frac{2,8}{1,25} = 1,432 \text{ kN/cm}^2,$$

$$\sigma_{m,90,d} = \frac{11,4 \cdot 100}{1560} = 0,7 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,8 \cdot \frac{1,094}{1,25} = 0,7 \text{ kN/cm}^2.$$

Kontrola strižnih napetosti:

$$\tau_{d,x} = \frac{1,5 \cdot 54,3}{1200} = 0,07 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,8 \cdot \frac{0,25}{1,25} = 0,16 \text{ kN/cm}^2,$$

$$\tau_{d,y} = \frac{1,5 \cdot 42,4}{800} = 0,08 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,8 \cdot \frac{0,25}{1,25} = 0,16 \text{ kN/cm}^2.$$

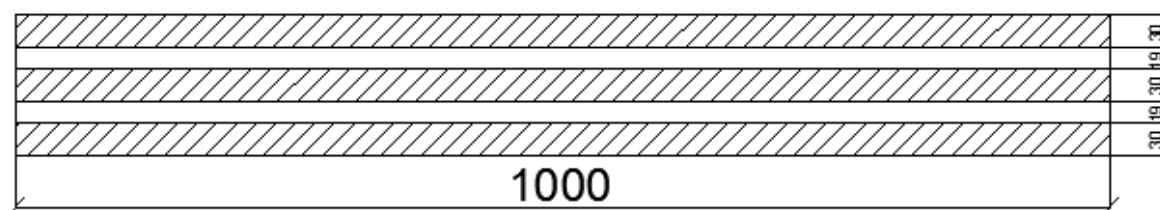
4.6.1.3 Dimenzioniranje stene

Obremenitev stene:

$$n_{xx,tlak,Ed} = 269,4 \text{ kN/m},$$

$$n_{xx,nateg,Ed} = 102,6 \text{ kN/m}$$

Izberem element KLH 5s 128 TL (30/19/30/19/30 mm).



Slika 84: Prerez elementa KLH 5s 128 TL

Geometrijske karakteristike elementa:

$$b = 100 \text{ cm},$$

$$h = 12,8 \text{ cm}.$$

V navpični smeri potekajo trije nosilni sloji, katerih skupna debelina znaša: $h_1 = 3 \cdot 3,0 \text{ cm} = 9,0 \text{ cm}$. V vodoravni smeri potekata dva nosilna sloja s skupno debelino: $h_2 = 2 \cdot 1,9 \text{ cm} = 3,8 \text{ cm}$.

Kontrola tlačnih napetosti:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{n_{xx,tlak}}{h_1} = \frac{269,4}{100 \cdot 9} = 0,30 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{c,0,d} = 0,8 \cdot \frac{2,65}{1,25} = 1,696 \text{ kN/cm}^2$$

Kontrola nateznih napetosti:

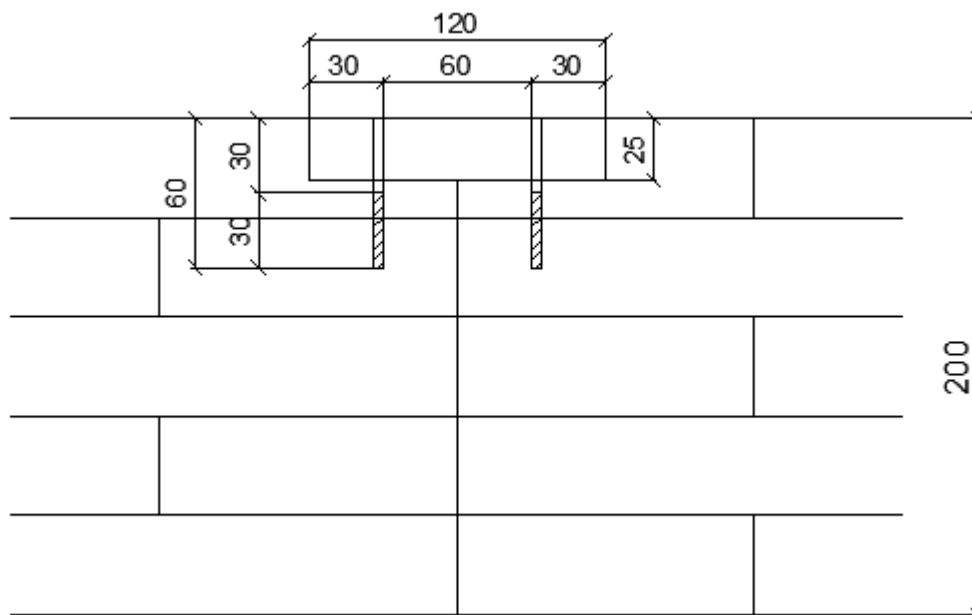
$$\sigma_{t,0,d} = \frac{n_{xx,nateg}}{h_1} = \frac{102,6}{100 \cdot 9} = 0,114 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{t,0,d} = 0,8 \cdot \frac{1,65}{1,25} = 1,056 \text{ kN/cm}^2$$

4.6.1.4 Dimenzioniranje spojev

Členkasti spoj stropna plošča – stropna plošča

Pri členkastem spoju je edina obremenitev, ki jo obravnavamo, prečna sila. Natezne obremenitve ne upoštevamo, saj je zanemarljivo majhna. Največja prečna obremenitev:

$$v_{xz,Ed} = 18,6 \text{ kN/m.}$$



Slika 85: Skica členkastega spoja

1. Brezova vezana plošča

Izbrali smo brezovo vezano ploščo širine $b_v = 12 \text{ cm}$ in višine $h_v = 2,5 \text{ cm}$. Karakteristična strižna trdnost znaša $0,61 \text{ kN/cm}^2$. Gostota vezane plošče znaša $\rho = 500 \text{ kg/m}^3$.

Kontrola strižne obremenitve v brezovi plošči:

$$T_{v,d} = \frac{18,6 \cdot 1 \text{ m}}{\frac{2}{3} \cdot 2,5 \cdot 100} = 0,11 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{vd} = 0,8 \cdot \frac{0,61}{1,25} = 0,39 \text{ kN/cm}^2.$$

2. Osna nosilnost lesnih vijakov

Izbrali smo vijake HBS $\Phi 4/60 \text{ mm}$ proizvajalca Rotho Blaas. Geometrijske karakteristike vijakov so:

$$l = 60 \text{ mm,}$$

$$d = 4,0 \text{ mm,}$$

$$d_h = 8,0 \text{ mm},$$

$$b = 30 \text{ mm (dolžina z navojem)},$$

$$l_{ef} = b - d = 26 \text{ mm}.$$

Kontrola izvlečne odpornosti lesnega vijaka na delu z navojem:

$f_{ax,k}$ karakteristična izvlečna trdnost pravokotno na vlakna lesa:

$$f_{ax,k} = 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot \rho_k^{1,5} = 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot 410^{1,5} = 29,8 \text{ N/mm}^2.$$

$f_{ax,\alpha,k}$ karakteristična izvlečna trdnost pod kotom α glede na vlakna lesa ($\alpha = 90^\circ$):

$$f_{ax,\alpha,k} = \frac{f_{ax,k}}{\sin^2 \alpha + 1,5 \cdot \cos^2 \alpha} = 29,8 \text{ N/mm}^2.$$

$F_{ax,\alpha,Rk}$ karakteristična izvlečna nosilnost osno obremenjenih lesnih vijakov za kot $\alpha = 90^\circ$:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = (\pi \cdot d \cdot l_{ef})^{0,8} \cdot f_{ax,\alpha,k} = 3,06 \text{ kN}.$$

Kontrola odpornosti glede uvleka glave vijaka v les:

$f_{head,k}$ karakteristična izvlečna trdnost dela vijaka z glavo (uvlek vijaka v les):

$$f_{head,k} = 70 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2 = 70 \cdot 10^{-6} \cdot 500^2 = 17,5 \text{ N/mm}^2.$$

$F_{ax,head,Rk}$ karakteristična izvlečna odpornost glave vijaka:

$$F_{ax,head,Rk} = f_{ax,k} \cdot d \cdot t_1 + f_{head,k} \cdot d_h^2 = 5 \cdot 4 \cdot 25 + 17,5 \cdot 8^2 = 1,62 \text{ kN}$$

$$f_{ax,k} = 20 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2 = 20 \cdot 10^{-6} \cdot 500^2 = 5 \text{ N/mm}^2.$$

Oсно nosilnost vijaka določimo kot minimalno vrednost od izračunanih:

$$F_{ax,Rk} = \min\{F_{ax,\alpha,Rk}; F_{ax,head,Rk}\} = 1,62 \text{ kN}.$$

Projektna osna nosilnost vijaka:

$$F_{ax,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{ax,Rk}}{\gamma_m} = 0,8 \cdot \frac{1,62}{1,25} = 1,04 \text{ kN}.$$

Potrebno število vijakov:

$$n_{potr} = \frac{v_{xz}}{F_{ax,Rd}} = \frac{18,6}{1,04} = 17,9/m \rightarrow n_{potr} = 18/m$$

Najmanjši razmik med vijaki znaša $4 \cdot d = 1,6 \text{ cm}$.

Izberem 18 vijakov HBS $\Phi 4/60 \text{ mm}$ na medsebojni razdalji $\frac{100}{18} = 5,5 \text{ cm}$.

Momentni spoj stropna plošča – stropna plošča

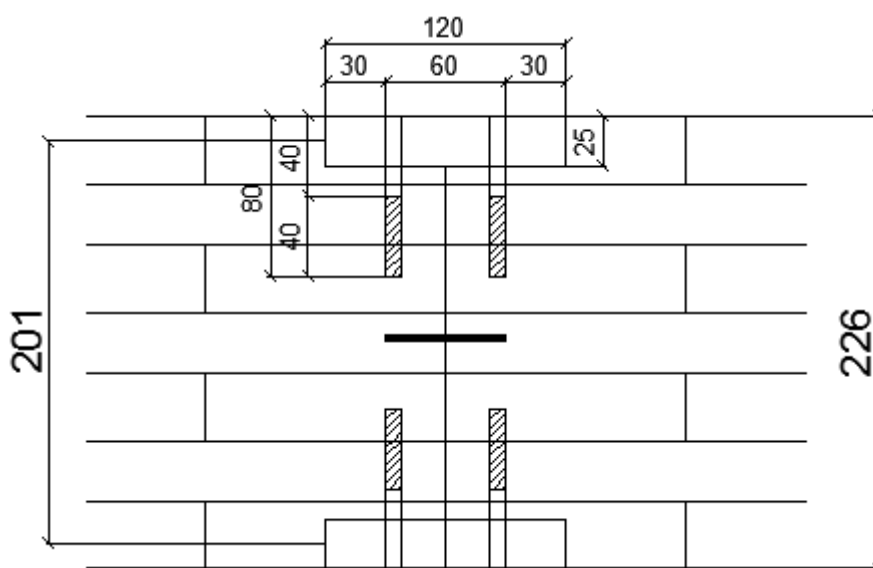
Obremenitve najbolj obremenjenega spoja so:

$$m_{yy,Ed} = -18,1 \text{ kNm/m},$$

pripadajoča prečna sila znaša:

$$v_{yz,Ed} = 14,1 \text{ kN/m}.$$

Osne sile so na mestu spoja zanemarljivo majhne, zato jih pri računu nismo upoštevali.



Slika 86: Skica momentnega spoja

Brezova vezana plošča

Izbrali smo brezovo vezano ploščo širine $b_v = 12 \text{ cm}$ in višine $h_v = 2,5 \text{ cm}$.

$$f_{v,k} = 0,61 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{t,k} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\rho = 500 \text{ kg/m}^3$$

Kontrola strižne obremenitve v brezovi plošči:

$$T_{v,d} = \frac{14,1 \cdot 1 \text{ m}}{\frac{2}{3} \cdot 2,5 \cdot 100 \cdot 2} = 0,04 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{v,d} = 0,8 \cdot \frac{0,61}{1,25} = 0,39 \text{ kN/cm}^2.$$

Kontrola natezne obremenitve v brezovi plošči:

$$\sigma_{t,d} = \frac{m_{yy,Ed} \cdot 1m}{h^* \cdot b_v \cdot h_v} = \frac{18,1 \cdot 100}{20,1 \cdot 100 \cdot 2,5} = 0,36 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{t,d} = 0,8 \cdot \frac{2,5}{1,25} = 1,6 \text{ kN/cm}^2.$$

Kontrola tlačnih napetosti v osnovnem lesu:

$$\begin{aligned} \sigma_{c,0,d} &= \frac{m_{yy,Ed} \cdot 1m}{h^* \cdot b_v \cdot h_v} = \frac{18,1 \cdot 100}{20,1 \cdot 100 \cdot 2,5} = 0,36 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{c,0,d} = 0,8 \cdot \frac{2,65}{1,25} \\ &= 1,696 \text{ kN/cm}^2. \end{aligned}$$

Bočna nosilnost vijáčene zveze

Izbrali smo vijake HBS $\Phi 6/80$ mm proizvajalca Rotho Blaas.

Podatki:

$$d = 6 \text{ mm},$$

$$t_1 = 25 \text{ mm},$$

$$t_2 = 55 \text{ mm},$$

$$\rho_{k,1} = 500 \text{ kg/m}^3,$$

$$\rho_{k,2} = 410 \text{ kg/m}^3,$$

$$f_{u,k} = 500 \text{ N/mm}^2.$$

Karakteristične vtisne bočne trdnosti v vezani plošči in lesenem elementu:

$$f_{h,k,1} = 0,11 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 51,7 \text{ N/mm}^2,$$

$$\alpha = 90^\circ,$$

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d = 1,44;$$

$$f_{h,k,2} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_{k,2} = 31,60 \text{ N/mm}^2,$$

$$f_{h,\alpha,k,2} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = 21,95 \text{ N/mm}^2.$$

Karakteristična vrednost momenta polne plastifikacije materiala:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 500 \cdot 6^{2,6} = 15822,84 \text{ Nmm}.$$

Razmerje med vtisnimi (bočnimi) trdnostmi elementov:

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = \frac{21,95}{51,7} = 0,425.$$

Karakteristična nosilnost vijakov v eni strižni ravnini za eno vezno sredstvo se privzame kot najmanjša vrednost iz naslednjih izrazov (prispevka izvlečne nosilnosti ne upoštevamo):

$$F_{v,Rk,1} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d = 7,755 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rk,2} = f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d = 7,242 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rk,3} = \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] \\ = 3,066 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rk,4} = 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] = 2,749 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rk,5} = 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right] = 3,178 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rk,6} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} = 2,782 \text{ kN}.$$

$$F_{v,Rk} = \min\{F_{v,Rk,1}; F_{v,Rk,2}; F_{v,Rk,3}; F_{v,Rk,4}; F_{v,Rk,5}; F_{v,Rk,6}\} = 2,749 \text{ kN}$$

Projektna bočna nosilnost enega vijaka:

$$F_{v,Rd} = 0,8 \cdot \frac{2,749}{1,25} = 1,76 \text{ kN}.$$

Potrebno število vijakov:

$$F_d = \frac{m_{yy,Ed}}{h^*} = \frac{18,1 \cdot 100}{20,1} = 90,05 \text{ kN}$$

$$n_{potr} = \frac{F_d}{F_{v,Rd}} = \frac{90,05}{1,76} = 51,16 \rightarrow n_{potr} = 52$$

Osna nosilnost vijakov

Izbrali smo vijake HBS $\Phi 6/80$ mm proizvajalca Rotho Blaas. Geometrijske karakteristike vijakov, potrebne za določitev izvlečne odpornosti, so:

$$L = 80 \text{ mm},$$

$$d = 6,0 \text{ mm},$$

$$d_h = 12,0 \text{ mm},$$

$$b = 40 \text{ mm},$$

$$l_{ef} = b - d = 34 \text{ mm}.$$

Kontrola izvlečne odpornosti lesnega vijaka na delu z navojem:

$$f_{ax,k} = 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot \rho_k^{1,5} = 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot 410^{1,5} = 29,8 \text{ N/mm}^2,$$

$$f_{ax,\alpha,k} = \frac{f_{ax,k}}{\sin^2 \alpha + 1,5 \cdot \cos^2 \alpha} = 29,8 \text{ N/mm}^2,$$

$$F_{ax,\alpha,Rk} = (\pi \cdot d \cdot l_{ef})^{0,8} \cdot f_{ax,\alpha,k} = (\pi \cdot 6 \cdot 34)^{0,8} \cdot 29,8 = 5,24 \text{ kN}.$$

Kontrola odpornosti glede uvleka glave vijaka v les:

$$f_{head,k} = 70 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2 = 70 \cdot 10^{-6} \cdot 500^2 = 17,5 \text{ N/mm}^2,$$

$$f_{ax,k} = 20 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2 = 20 \cdot 10^{-6} \cdot 500^2 = 5 \text{ N/mm}^2,$$

$$F_{ax,head,Rk} = f_{ax,k} \cdot d \cdot t_1 + f_{head,k} \cdot d_h^2 = 5 \cdot 6 \cdot 25 + 17,5 \cdot 12^2 = 3,27 \text{ kN}.$$

Osno nosilnost vijaka določimo kot minimalno vrednost od izračunanih:

$$F_{ax,Rk} = \min\{F_{ax,\alpha,Rk}; F_{ax,head,Rk}\} = 3,27 \text{ kN}.$$

Projektna osna nosilnost vijaka:

$$F_{ax,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{ax,Rk}}{\gamma_m} = 0,8 \cdot \frac{3,27}{1,25} = 2,1 \text{ kN}.$$

Potrebno število vijakov:

$$n_{potr} = \frac{v_{yz,Ed}}{F_{ax,Rd}} = \frac{14,1}{2,1} = 6,7/m \rightarrow n_{potr} = 7/m.$$

Najmanjši razmik med vijaki znaša $4 \cdot d = 2,4 \text{ cm}$.

Izberem 2 x 27 vijakov HBS $\Phi 6/80 \text{ mm}$ na medsebojni razdalji $\frac{100}{27} = 3,7 \text{ cm}$.

Kontrola zveze na kombinacijo osne in bočne obremenitve:

$$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 \leq 1;$$

$$F_{ax,Ed} = \frac{v_{yz,Ed}}{n_{vijakov}} = \frac{14,4}{27} = 0,53 \text{ kN},$$

$$F_{v,Ed} = \frac{F_d}{n_{vijakov}} = \frac{90,05}{2 \cdot 26} = 1,67 \text{ kN},$$

$$\left(\frac{0,53}{2,1}\right)^2 + \left(\frac{1,67}{1,76}\right)^2 = 0,96 \leq 1.$$

Kontrola aluminijastega profila v središču spoja

Zaradi stabilnosti oblike spoja tekom montaže, ko konstrukcija še ni v končni projektni obliki, ter za izenačitev pomikov dveh sosednjih plošč, je smiselno v središče spoja dveh plošč vstaviti tanek aluminijast profil.

Maksimalna obremenitev spoja:

$$q_{Ed} = 1,35 \cdot g_k + 1,50 \cdot q_k = 1,35 \cdot 1,308 + 1,50 \cdot 2,5 = 5,51 \text{ kN/m},$$

$$V_{Ed} = q_{Ed} \cdot 2 \cdot \frac{e}{2} = 5,51 \cdot 2 \cdot \frac{2,95}{2} = 16,25 \text{ kN},$$

kjer je e širina KLH panela in znaša 2,95 m.

Aluminijast profil debeline $d = 3 \text{ mm}$:

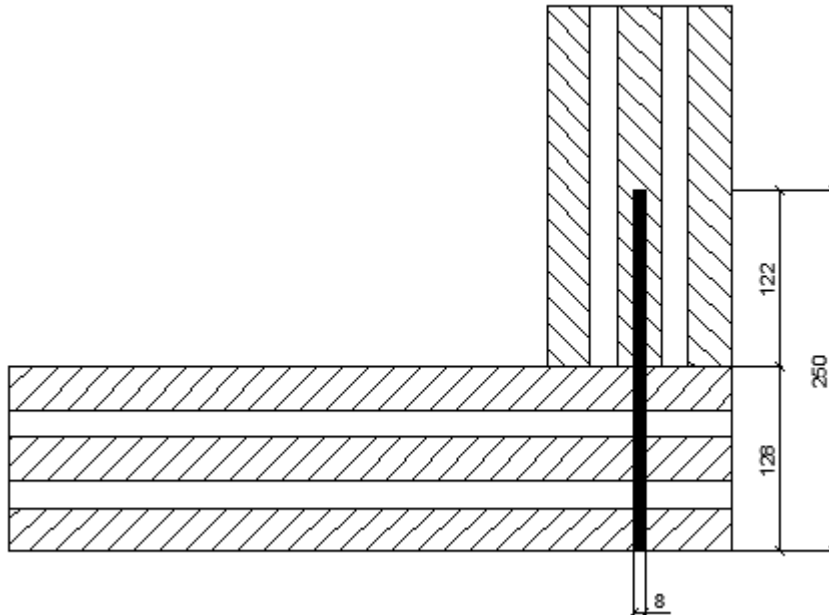
$$f_0 = 24 \text{ kN/cm}^2,$$

$$V_{Rd} = A_v \cdot \frac{f_0}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \frac{2}{3} \cdot 100 \cdot 0,3 \cdot \frac{24}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 252 \text{ kN},$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}.$$

Kotni spoj med stenama

Za premagovanje strižnih obremenitev med dvema stenama izberemo lesne vijake HBS $\varnothing 8$ dolžine $l = 250 \text{ mm}$.



Slika 87: Skica kotnega spoja med stenama

Podatki:

$$d = 8 \text{ mm},$$

$$l = 250 \text{ mm},$$

$$f_{u,k} = 500 \text{ N/mm}^2,$$

$$t_1 = 128 \text{ mm},$$

$$t_2 = l - t_1 = 122 \text{ mm},$$

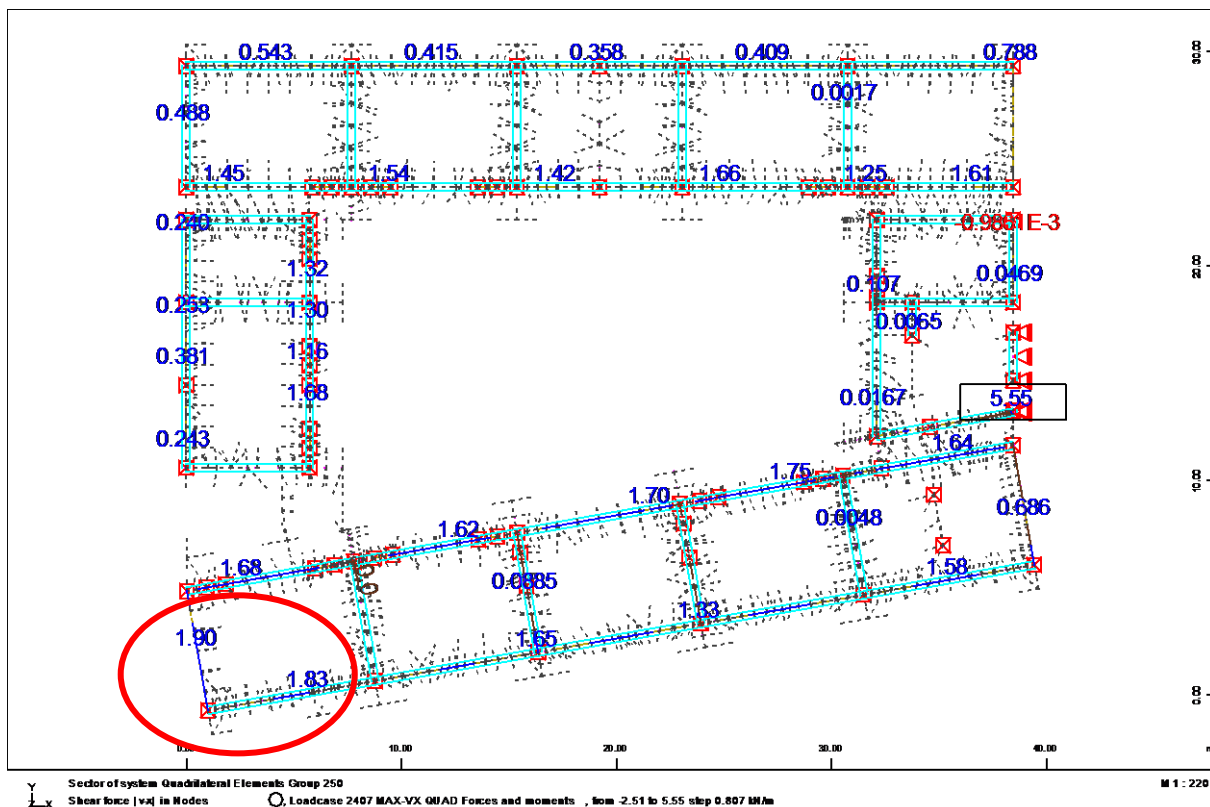
$$\rho_k = 410 \text{ kg/m}^3.$$

Obremenitev:

Ekstremne prečne sile dveh sosednjih sten se pojavijo v 3. etaži:

$$V_{1,d} = 1,90 \text{ kN},$$

$$V_{2,d} = 1,83 \text{ kN}.$$



Slika 88: Maksimalne prečne sile v stenah v 3. etaži

Rezultanta:

$$R_d = \sqrt{V_{1,d}^2 + V_{2,d}^2} = \sqrt{1,90^2 + 1,83^2} = 2,64 \text{ kN}.$$

Kot med smerjo sile in smerjo vlaken lesa:

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{V_{2,d}}{V_{1,d}} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1,86}{1,90} \right) = 44,4^\circ$$

Bočna nosilnost moznika

Karakteristična bočna trdnost lesa vzporedno z vlakni:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 8) \cdot 410 = 30,93 \text{ N/mm}^2.$$

Karakteristična bočna trdnost križno lepljene plošče za smer sile pod kotom α proti vlaknom zunanje plasti (Blaß in Uibel, 2007):

$$f_{h,1,k} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot d)}{1,1 \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot 8)}{1,1 \cdot \sin^2 44,4^\circ + \cos^2 44,4^\circ} = 26,85 \text{ N/mm}^2.$$

Karakteristična bočna trdnost lesa za smer sile pod kotom α proti vlaknom lesa:

$$f_{h,2,k} = \frac{30,93}{1,47 \cdot \sin^2 44,4^\circ + \cos^2 44,4^\circ} = 25,14 \text{ N/mm}^2.$$

$$\alpha = 44,4^\circ$$

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d = 1,47$$

Karakteristična vrednost momenta polne plastifikacije vijaka:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 500 \cdot 8^{2,6} = 33429 \text{ Nmm}.$$

Razmerje med vtisnimi (bočnimi) trdnostmi elementov:

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = \frac{25,14}{26,85} = 0,94.$$

Karakteristična nosilnost vijaka v eni strižni ravnini se privzame kot najmanjša vrednost iz naslednjih izrazov (prispevka izvlečne nosilnosti ne upoštevamo):

$$F_{v,Rk,1} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d = 27,494 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rk,2} = f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d = 24,536 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rk,3} = \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right]$$

$$= 10,785 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rk,4} = 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] = 9,783 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rk,5} = 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right] = 8,970 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rk,6} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} = 4,285 \text{ kN}.$$

$$F_{v,Rk} = \min\{F_{v,Rk,1}; F_{v,Rk,2}; F_{v,Rk,3}; F_{v,Rk,4}; F_{v,Rk,5}; F_{v,Rk,6}\} = 4,285 \text{ kN}$$

Projektna bočna nosilnost enega vijaka:

$$F_{v,Rd} = 0,8 \cdot \frac{4,285}{1,25} = 2,74 \text{ kN}$$

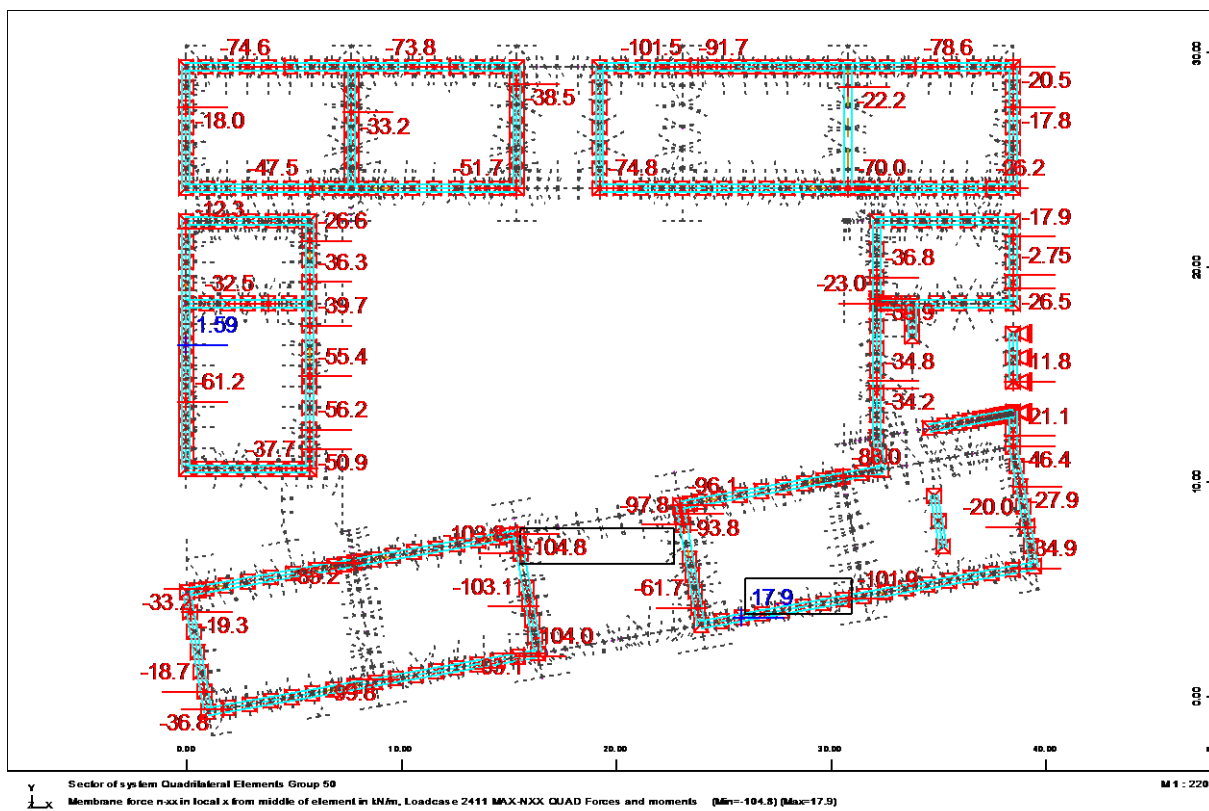
Potrebno število moznikov:

$$n_{potr} = \frac{R_d}{F_{v,Rd}} = \frac{2,64}{2,74} = 1,13 \rightarrow n_{potr} = 1.$$

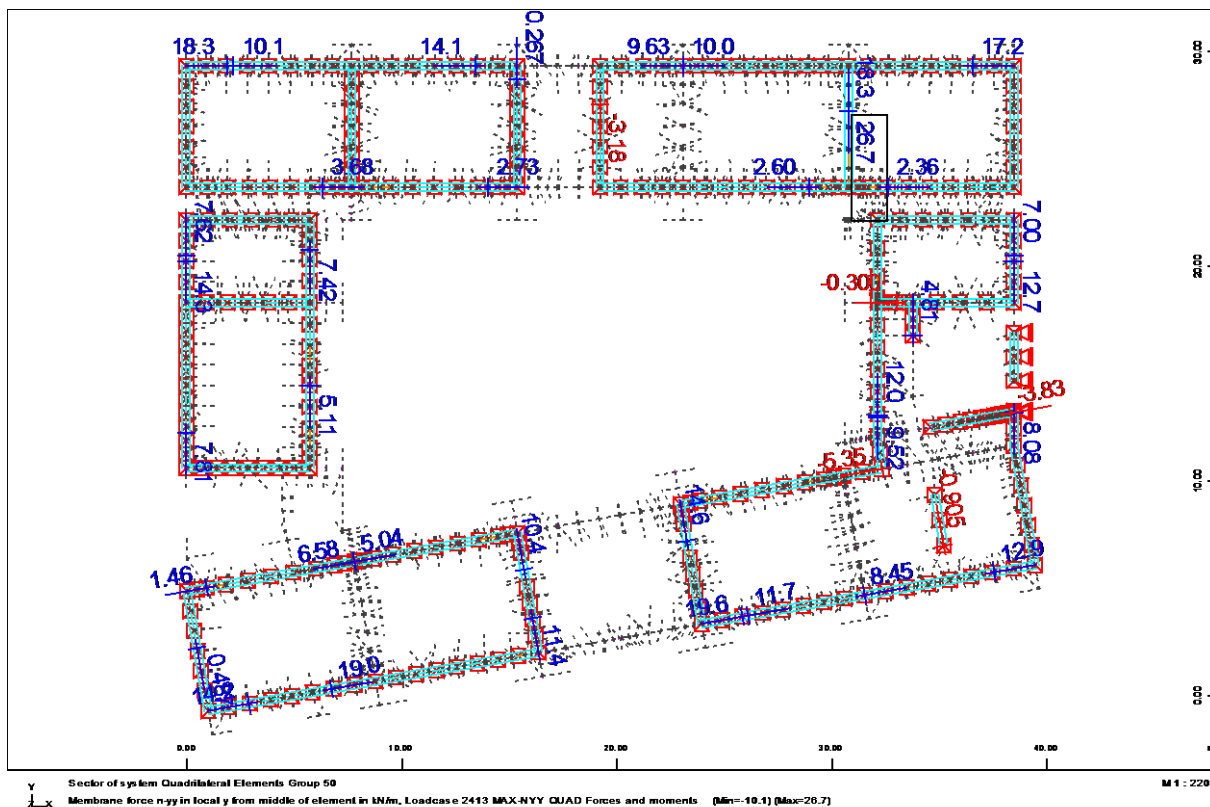
Spoj med steno in horizontalno podlago

Najbolj obremenjen spoj med steno in horizontalno podlago se nahaja na stiku, kjer steno sidramo v betonsko ploščo. Predpostavimo, da je stik na tem mestu obremenjen z natezno reakcijsko obremenitvijo v vertikalni smeri $P_{z,d}$ in strižno obremenitvijo $P_{x,d}$, ki poteka vzdolž stene. Strižne obremenitve P_y pravokotno glede na potek stene ne obravnavamo, saj predpostavimo, da le to prenešajo stene, ki potekajo vzdolž smeri y .

Dimenzioniramo spoj, kjer se v steni pojavijo ekstremne natezne sile. Naslednji sliki prikazujeta ekstremno natezno silo in pripadajočo strižno obremenitev:



Slika 89: Ekstremna natezna sila v steni v 1. etaži



Slika 90: Pripadajoča strižna obremenitev

Obremenitev:

$$P_{z,d} = 104,8 \text{ kN/m},$$

$$P_{x,d} = 10,4 \text{ kN/m}.$$

Rezultanta:

$$R_d = \sqrt{P_{z,d}^2 + P_{x,d}^2} = \sqrt{104,8^2 + 10,4^2} = 105,3 \text{ kN}.$$

Kot med smerjo sile in smerjo vlaken lesa:

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{P_{x,d}}{P_{z,d}}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{10,4}{104,8}\right) = 5,7^\circ.$$

Izberemo kotnik za strižne sile TITAN TCN 240 proizvajalca Rotho Blaas. Vertikalna stranica kotnika vsebuje 36 lukenj, pripravljenih za vijake za plošče LBS $\Phi 5/50$ mm.

Kontrola bočne nosilnosti strižno obremenjenih vijakov

Karakteristična bočna trdnost križno lepljene plošče za smer sile pod kotom α proti vlaknom zunanje plasti (Blaß in Uibel, 2007):

$$f_{h,k} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot d)}{1,1 \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{32 \cdot (1 - 0,015 \cdot 5)}{1,1 \cdot \sin^2 5,7^\circ + \cos^2 5,7^\circ} = 29,6 \text{ N/mm}^2.$$

Karakteristična vrednost momenta polne plastifikacije vijaka:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 500 \cdot 5^{2,6} = 9849,5 \text{ Nmm}.$$

Priključek obravnavamo kot enostrižni priključek tanka pločevina – les, čeprav velja $0,5d < t < d$, za kar je predvidena linearna interpolacija odpornosti med vrednostmi določenimi po izrazih za tanko pločevino in izrazih za debelo pločevino, ter smo tako na varni strani. Karakteristična odpornost enega veznega sredstva v eni strižni ravnini $F_{v,Rk}$ je določena kot minimalna vrednost naslednjih dveh izrazov:

$$F_{v,Rk,1} = 0,4 \cdot f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d = 0,4 \cdot 29,6 \cdot 50 \cdot 5 = 2,96 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rk,2} = 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} = 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot 9849,5 \cdot 29,6 \cdot 5} = 1,964 \text{ kN}.$$

Nosilnost vertikalne stranice celotnega kotnika (36 vijakov) znaša:

$$F_{v,Rk} = 36 \cdot 1,964 = 70,7 \text{ kN}.$$

Potrebno število kotnikov:

$$n_{potr} = \frac{R_d}{F_{v,Rk}} = \frac{105,3}{70,7} = 1,49/m \rightarrow n_{potr} = 2/m.$$

Izberemo 2 kotnika na medsebojni razdalji $a = 50 \text{ cm}$.

Kontrola nosilnosti sidrnih vijakov

Na vsak kotnik pritrdimo 2 sidrna vijaka.

Natezna obremenitev vijaka:

$$F_{t,Ed,1} = \frac{P_{z,d}}{2 \cdot n} = \frac{104,8}{2 \cdot 2} = 26,2 \text{ kN}.$$

Strižna obremenitev vijaka:

$$F_{v,Ed,1} = \frac{P_{x,d}}{2 \cdot n} = \frac{10,4}{2 \cdot 2} = 2,6 \text{ kN.}$$

Sidrni vijaki M16 kvalitete 6.8

Podatki:

$$f_{ub} = 600 \text{ N/mm}^2,$$

$$d = 16 \text{ mm},$$

$$d_0 = 17 \text{ mm},$$

$$d_m = 24,67 \text{ mm},$$

$$A_s = 157 \text{ mm}^2.$$

Pločevina S355:

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2,$$

$$f_u = 490 \text{ N/mm}^2,$$

$$t_p = 3 \text{ mm}.$$

Kontrola natezne nosilnosti sidrnega vijaka:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 600 \cdot 157}{1,25} = 67,8 \text{ kN} > F_{t,Ed,1} = 26,2 \text{ kN}.$$

Kontrola strižne nosilnosti sidrnega vijaka:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 600 \cdot 157}{1,25} = 37,68 \text{ kN} > F_{v,Ed,1} = 2,6 \text{ kN}.$$

Interakcija strižno in natezno obremenjenega sidrnega vijaka:

$$\frac{F_{v,Ed,1}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed,1}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{2,6}{37,68} + \frac{26,2}{1,4 \cdot 67,8} = 0,35 < 1,0.$$

Kontrola preboja pločevine:

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot 24,67 \cdot 3 \cdot 490}{1,25} = 54,7 \text{ kN} > F_{t,Ed,1} = 26,2 \text{ kN}.$$

Kontrola nosilnost vijakov na bočni pritisk:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma^{M2}};$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\} = 0,76;$$

$$\alpha_d = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \right\} = 0,76;$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 5,05 \leq 2,5; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7 = 1,67 \leq 2,5 \right\} = 1,67;$$

$$F_{b,Rd} = \frac{1,68 \cdot 0,76 \cdot 490 \cdot 16 \cdot 3}{1,25} = 24 \text{ kN} > F_{v,Ed,1} = 2,6 \text{ kN}.$$

Kontrola neto preseka pločevine v nategu:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{neto} \cdot f_u}{\gamma^{M2}} = \frac{0,9 \cdot (240 - 12 \cdot 5) \cdot 3 \cdot 490}{1,25} = 190,5 \text{ kN} > \frac{P_{z,d}}{n} = \frac{104,8}{2} \\ = 52,4 \text{ kN}.$$

4.6.2 MSU – mejno stanje uporabnosti

Mejna stanja uporabnosti konstrukcij v splošnem kontroliramo pri naslednjih kombinacijah vplivov:

V začetnem času kontroliramo pomike pri karakteristični kombinaciji vplivov:

$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

V končnem času kontroliramo pomike tako, da določimo pomike zaradi lezenja za navidezno stalno kombinacijo vplivov in jih prištejemo začetnim pomikom:

$$w_{fin} = \sum (1 + k_{def}) w_{inst}(G_{k,j}) + (1 + \psi_{2,1} k_{def}) w_{inst}(Q_{k,1}) + \sum_{i>1} (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} k_{def}) w_{inst}(Q_{k,i})$$

Osnovne vrednosti mejnih pomikov izberemo iz naslednje preglednice:

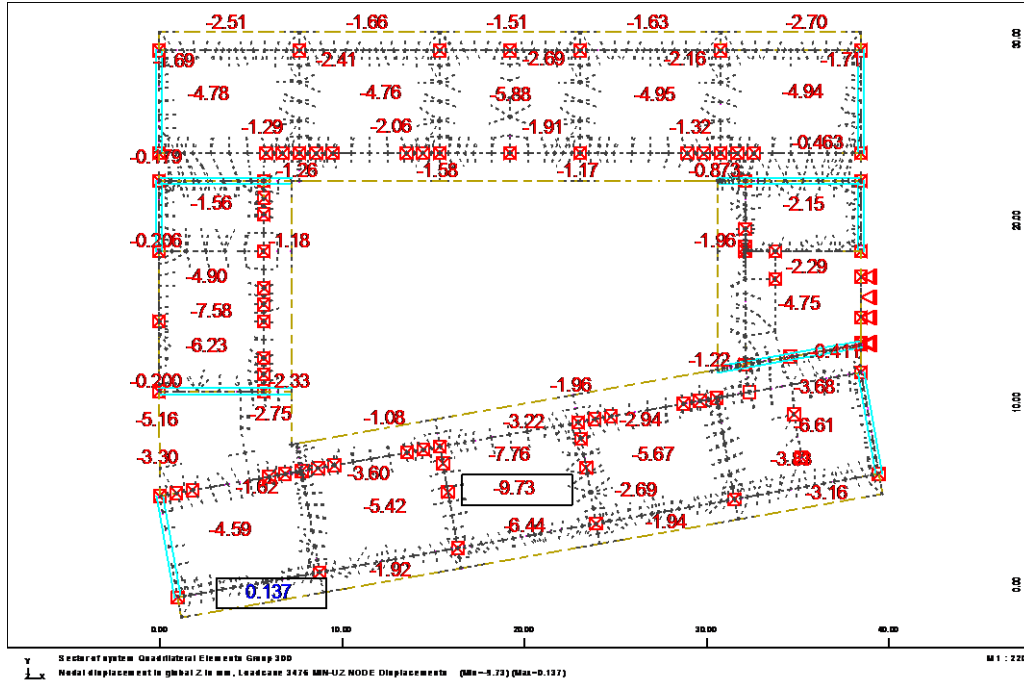
Preglednica 24: Osnovne vrednosti mejnih pomikov

	w_{inst}	w_{fin}
Nosilci na dveh podporah	$l/500$ do $l/300$	$l/300$ do $l/150$
Konzolni nosilci	$l/250$ do $l/150$	$l/150$ do $l/75$

Kot mejne vrednosti pomikov izberemo najbolj strog kriterij, saj bi lahko prevelike deformacije neugodno vplivale na uporabnost konstrukcije zaradi nenosilnih konstrukcijskih elementov, kot so npr. predelne stene, steklene stene ipd.

Kontrola povesa strešne plošče:

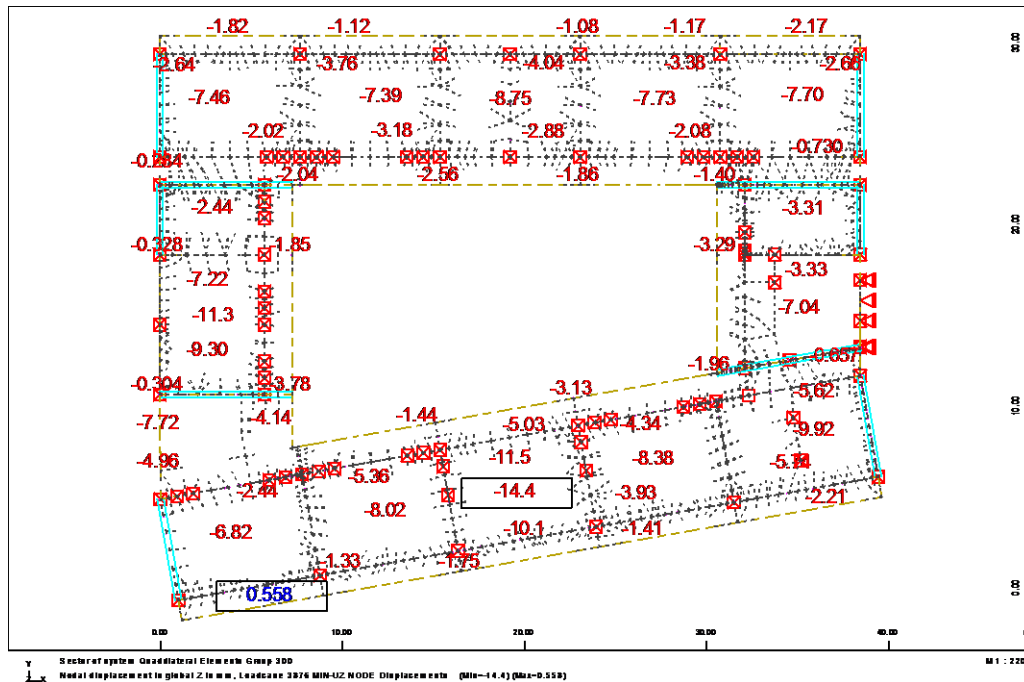
Začetni čas:



Slika 91: Začetni pomik strešne plošče

$$w_{inst} = 0,97 \text{ cm} \leq \frac{l}{500} = \frac{590}{500} = 1,2 \text{ cm}.$$

Končni čas:

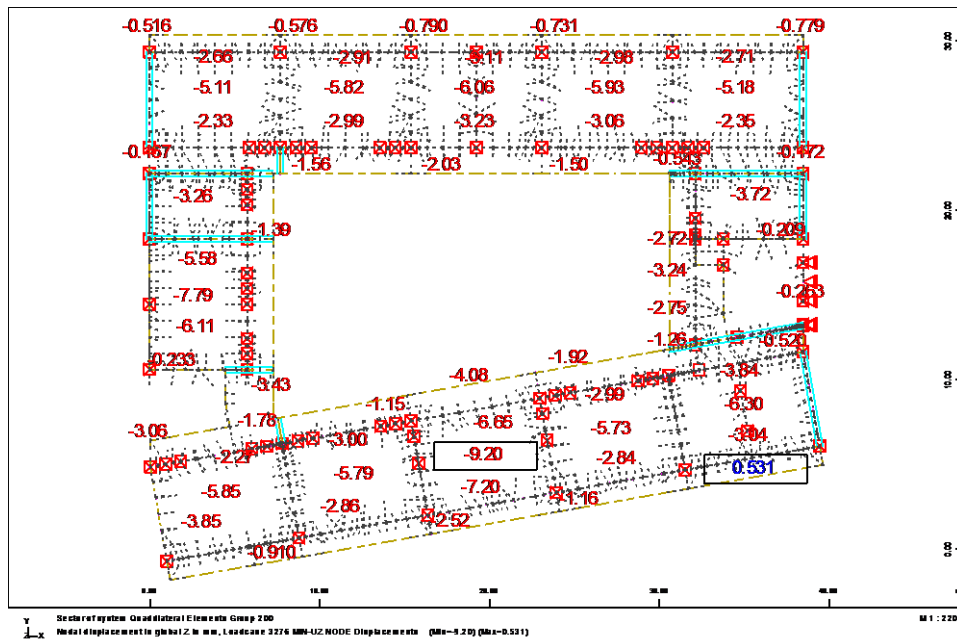


Slika 92: Končni pomik strešne plošče

$$w_{fin} = 1,44 \text{ cm} \leq \frac{l}{300} = \frac{590}{300} = 1,9 \text{ cm}.$$

Kontrola povesa stropnih plošč nad 2. etažo:

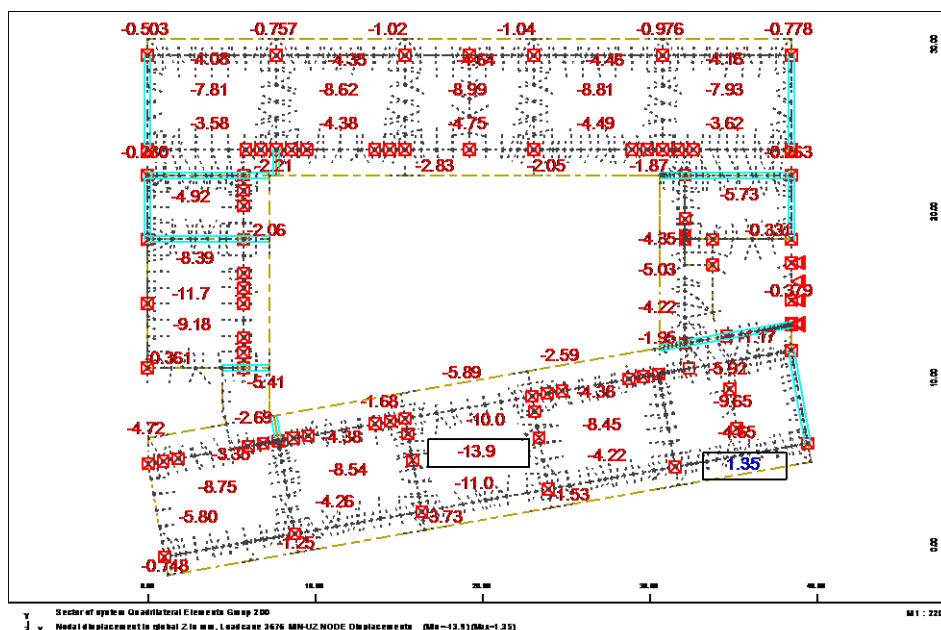
Začetni čas:



Slika 93: Začetni pomik stropne plošče nad 2. etažo

$$w_{inst} = 0,92 \text{ cm} \leq \frac{l}{500} = \frac{590}{500} = 1,2 \text{ cm}.$$

Končni čas:

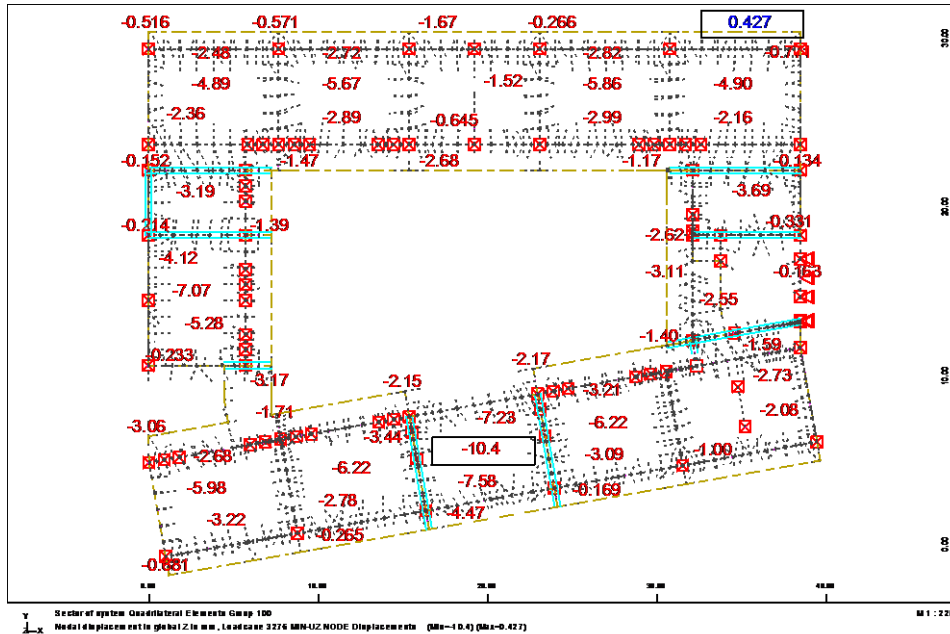


Slika 94: Končni pomik stropne plošče nad 2. etažo

$$w_{fin} = 1,39 \text{ cm} \leq \frac{l}{300} = \frac{590}{300} = 1,9 \text{ cm.}$$

Kontrola povesa stropnih plošč nad 1. etažo:

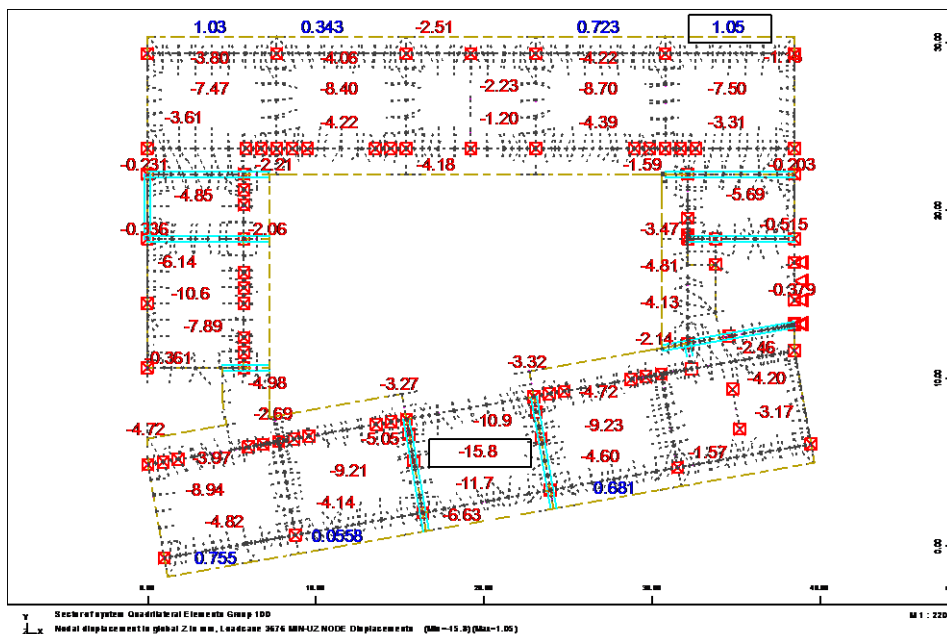
Začetni čas:



Slika 95: Začetni pomik stropne plošče nad 1. etažo

$$w_{inst} = 1,04 \text{ cm} \leq \frac{l}{500} = \frac{590}{500} = 1,2 \text{ cm.}$$

Končni čas:



Slika 96: Končni pomik stropne plošče nad 1. etažo

$$w_{fin} = 1,58 \text{ cm} \leq \frac{l}{300} = \frac{590}{300} = 1,9 \text{ cm}.$$

4.6.2.1 Kontrola etažnih pomikov

V skladu s SIST EN 1998-1:2005 velja za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov, naslednja omejitev etažnih pomikov:

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h,$$

kjer so:

d_r projektni etažni pomik,

h etažna višina,

v redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb;

$$v = 0,5.$$

Etažne pomike zaradi potresnega vpliva določimo po naslednji enačbi:

$$d_r = q \cdot d_{re},$$

kjer sta:

q faktor obnašanja ($q = 2$),

d_{re} relativni etažni pomik pri potresni kombinaciji.

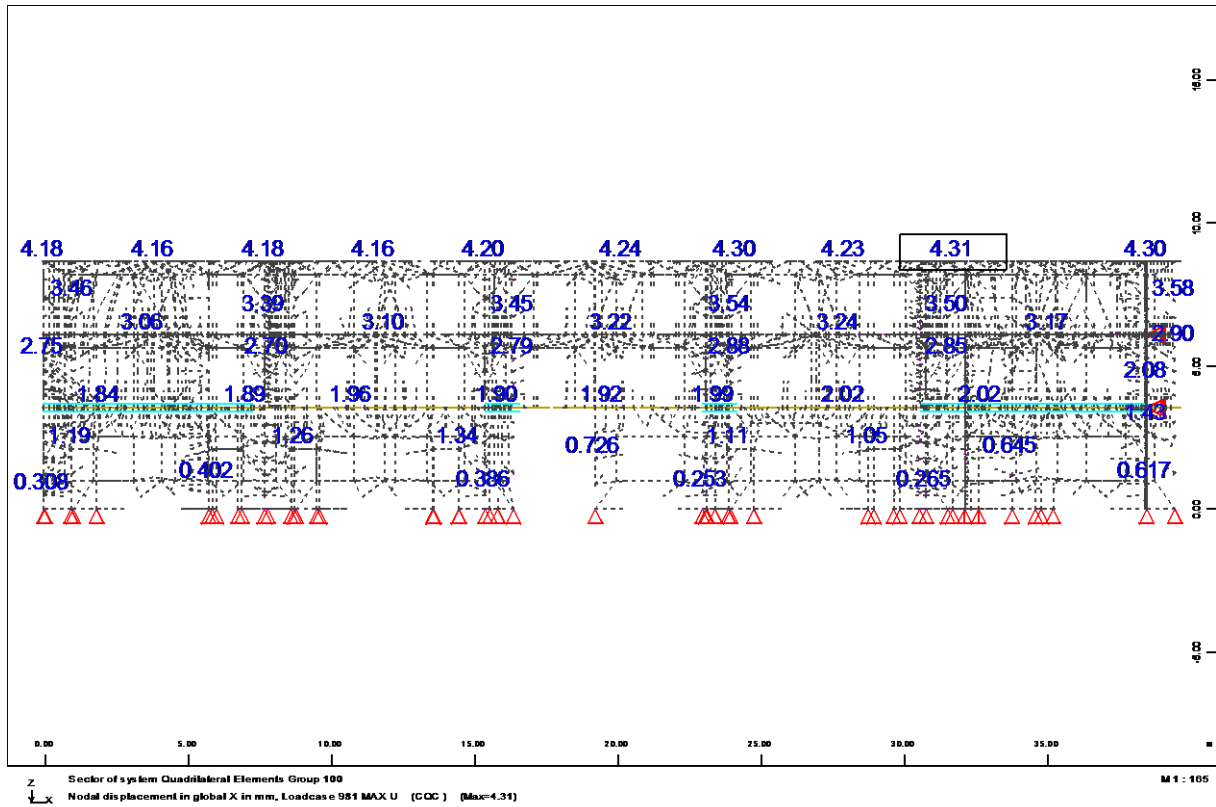
Preglednica 25: Kontrola etažnih pomikov konstrukcije

	d_{rx} [mm]	d_{ry} [mm]	$d_{rx} \cdot v$ [mm]	$d_{ry} \cdot v$ [mm]	$0,005 \cdot h$ [mm]
1.etaža	4,04	8,58	2,02	4,29	19
2.etaža	2,44	3,24	1,22	1,62	14
3.etaža	2,14	2,28	1,07	1,14	14

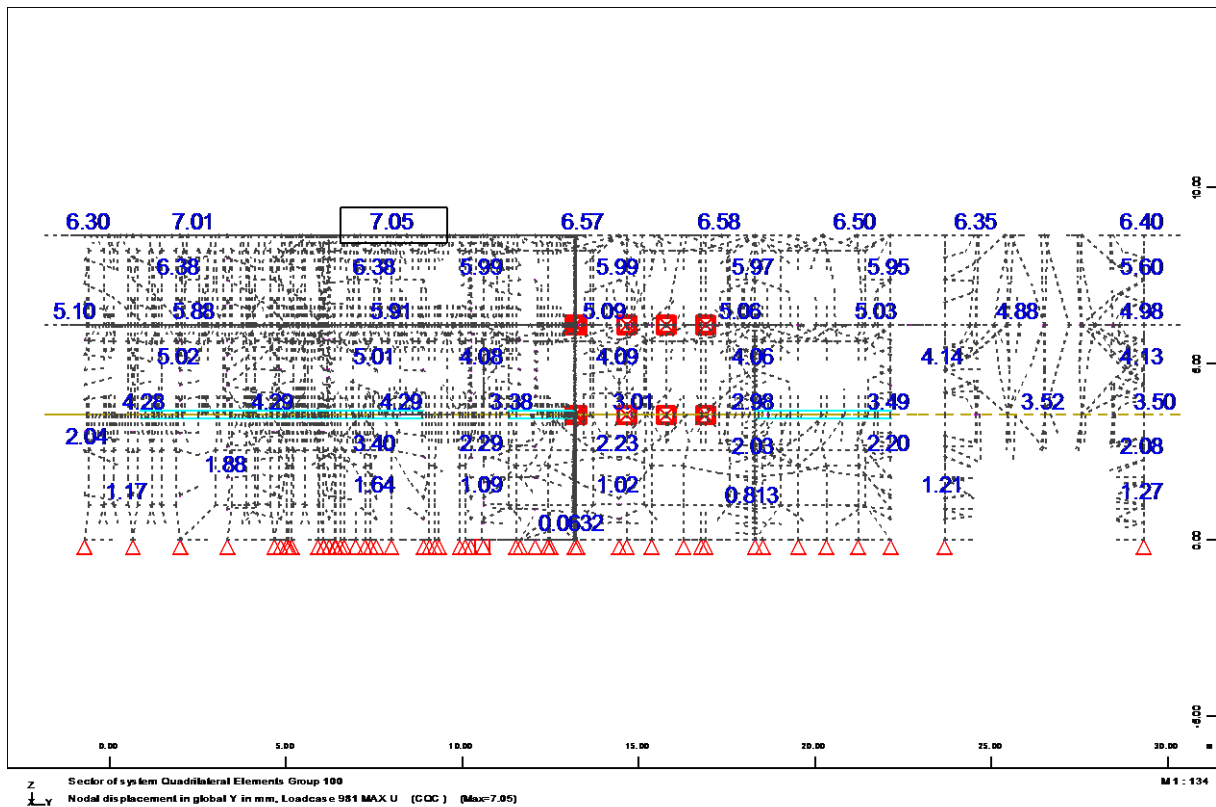
Nodal Displacements method CQC

Node	u-X-max [mm]	Time [sec]	u-Y-max [mm]	Time [sec]	u-Z-max [mm]	Time [sec]
MAX	4.370		7.059		1.004	

Slika 97: Ekstremni pomiki konstrukcije zaradi potresne obtežbe v X in Y smeri



Slika 98: Pomiki konstrukcije zaradi potresne obtežbe v X smeri



Slika 99: Pomiki konstrukcije zaradi potresne obtežbe v Y smeri

4.6.3 Požarna zaščita konstrukcije

Nosilna konstrukcija mora zagotoviti zahtevano nosilnost v požaru toliko časa, da se lahko ljudje varno umaknejo iz objekta in da ni ogrožena varnost reševalcev in gasilcev. Pod požarno odpornostjo razumemo čas, po katerem konstrukcija zaradi gorenja oziroma visoke temperature ne more več opravljati obravnavane funkcije.

Požarno varnost zagotavljamo z upoštevanjem ustreznih konstrukcijskih pravil, z izbiro minimalnih dimenzij prečnih prereзов zaradi izgubljenih plasti ob požaru, s protipožarnimi oblogami iz različnih materialov ali pa s protipožarnimi premazi, ki ob povišani temperaturi ekspandirajo.

V nadaljevanju je predstavljen poenostavljeni računski postopek določanja požarne odpornosti v skladu s standardom SIST EN 1995-1-2 na podlagi reduciranega prereza.

Globina neaktivnega dela prereza na ploskvah izpostavljenih požaru:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0,$$

kjer so:

$$d_0 = 7 \text{ mm},$$

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t \text{ oz. } d_{char,n} = \beta_0 \cdot t \text{ za primer stropne plošče},$$

d_{ef} globina neaktivnega dela prereza,

k_0 koeficient dodatnega nenosilnega prereza,

β_n nazivna hitrost oglejenja z upoštevanjem oblike prereza in vrste ter gostote lesa,

t čas izpostavljenosti požaru.

Nadaljnji račun poteka z upoštevanjem učinkovitega prereza in modifikacijskega faktorja

$$k_{mod,fi} = 1:$$

$$E_{d,fi} \leq R_{d,t,fi}.$$

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d,$$

pri čemer je:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}.$$

$$R_{d,t,fi} = R_{d,t,fi}(f_{d,fi}),$$

pri čemer sta:

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \cdot \frac{f_{20}}{\gamma^{M,fi}},$$

$$f_{20} = k_{fi} \cdot f_k.$$

Navedene oznake pomenijo:

E_d projektni učinek za osnovne obtežne kombinacije pri običajni temperaturi,

$E_{d,fi}$ projektni učinek v primeru požara,

η_{fi} redukcija učinkov za primer požara,

ψ_{fi} v skladu z EN 1991-1-2 je $\psi_{1,1}$ ali $\psi_{2,1}$,

$R_{d,t,fi}$ projektna odpornost v primeru požara,

$f_{d,fi}$ projektna trdnost v primeru požara,

f_{20} karakteristična trdnost z upoštevanjem 20% fraktile,

k_{fi} 1,25 za masivni les,

$\gamma^{M,fi}$ priporočena vrednost je 1,0.

4.6.3.1 Kontrola stropne plošče

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0 = 19,5 + 1,0 \cdot 7 = 26,5 \text{ mm};$$

$$d_0 = 7 \text{ mm},$$

$$d_{char,n} = \beta_0 \cdot t = 0,65 \frac{\text{mm}}{\text{min}} \cdot 30 \text{ min} = 19,5 \text{ mm}.$$

Geometrijske karakteristike efektivnega prereza:

$$b_{ef} = 100 \text{ cm},$$

$$h_{ef} = 20 - 2,65 = 17,35 \text{ cm},$$

$$A_{fi} = b_{ef} \cdot h_{ef} = 1735 \text{ cm}^2,$$

$$W_{y,90,ef,fi} = k_2 \cdot \frac{b_{ef} \cdot h_{ef}^2}{6} = 0,234 \cdot \frac{100 \cdot 17,35^2}{6} = 1174 \text{ cm}^3.$$

Podatki:

$$m_{yy,Ed} = 11,4 \text{ kNm/m},$$

$$|v_{yz,Ed}| = 42,4 \text{ kN/m},$$

$$f_{m,90,ef,k} = 1,09 \text{ kN/cm}^2,$$

$$\eta_{fi} = 1,0 \text{ (če privzamemo vrednost 1,0 smo na varni strani, sicer je } \eta_{fi} < 1,0 \text{)}.$$

Kontrola upogibnih napetosti:

$$\sigma_{m,90,d,fi} = \frac{m_{yy,fi} \cdot 1 \text{ m}}{W_{y,90,ef,fi}} \leq f_{m,90,ef,d} = k_{mod,fi} \cdot \frac{k_{fi} \cdot f_{m,90,ef,k}}{\gamma_{M,fi}};$$

$$\sigma_{m,90,d,fi} = \frac{11,4 \cdot 1,0 \cdot 100}{1174} = 0,97 \text{ kN/cm}^2 \leq 1,0 \cdot \frac{1,25 \cdot 1,09}{1,0} = 1,36 \text{ kN/cm}^2.$$

Kontrola strižnih napetosti:

$$\begin{aligned} \tau_{d,y,fi} &= \frac{v_{yz,Ed} \cdot 1 \text{ m}}{A_{fi}^*} = \frac{42,4 \cdot 1,0 \cdot 1 \text{ m}}{\frac{2}{3} \cdot 1735} = 0,04 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{v,d,fi} = 1,0 \cdot \frac{1,25 \cdot 0,25}{1,0} \\ &= 0,31 \text{ kN/cm}^2. \end{aligned}$$

Dokazali smo, da stropna plošča vzdrži obtežbo požara 30 min.

4.7 Zaščita lesenih konstrukcij

4.7.1 Zaščita pred vlago in UV žarki

Preveliko in predvsem ciklično navlaževanje vodi k dimenzijski nestabilnosti lesa ter napetostim v lesu. Prekomerno navlaževanje povzroči pokanje in luščenje premaza, zaradi tega izgubi premaz svojo zaščitno funkcijo. UV svetloba povzroča degradacijo površine lesa ter depolimerizacijo sestavin lesa, predvsem lignina.

Konstrukcijo moramo v ta namen dobro pokriti in ustrezno zaščititi z uporabo impregnacijskih sredstev, lakov ali barvnih premazov, ki jih moramo v ustreznih časovnih intervalih obnavljati.

4.7.2 Zaščita lesa proti zunanjih vplivom

Temperaturne spremembe vplivajo na krčenje in širjenje premaza, posledično pa povečajo možnost luščenja. Pogosto izpiranje premaza zaradi padavin lahko zmanjša njegovo debelino in kvaliteto, smog in razni plini iz industrijskih območij se kombinirajo z dežjem in tvorijo kiseline, ki povzročajo obrabo premaza. Pred temi poškodbami lahko les učinkovito zaščitimo s kombinacijo konstrukcijske in površinske zaščite. Les dobro pokrijemo in zaščitimo s premazi, katere moramo ob pojavu prvih poškodb takoj obnoviti, saj le na ta način zagotovimo dolgotrajno zaščito. Poleg tega moramo preprečiti vsrkavanje vlage iz vlažnih podkonstrukcij.

4.7.3 Zaščita lesa proti boleznim

Les ob uporabi razkužimo in impregniramo. Lesena konstrukcija naj bo zračna, če je le možno naj ne bo v visoki vlagi in temi, saj se s tem izognemu razvoju bolezni (glive). Glavne posledice razkroja lesa zaradi delovanja gliv so razgradnja olesenelih celičnih sten, masa lesa se manjša, les postaja lažji. S tem se tudi njegova trdnost, kalorična vrednost in elastičnost zmanjšujejo, kar negativno vpliva na mehanske lastnosti lesa.

4.7.4 Zaščita lesa proti insektom

Lesni insekti močno in trajno poškodujejo les z vrтанjem rogov in lahko v daljšem časovnem obdobju močno poškodujejo nosilne konstrukcije. Les pred insekti zaščitimo z ustreznimi premazi in impregnacijskimi sredstvi, ki jih naneseemo na očiščen les.

4.7.5 Konstrukcijski zaščitni ukrepi

Oblika zgradbe in njenih delov ima velik vpliv na trajnost tako lesa kot premaza. Najpomembnejše pravilo konstrukcijske zaščite lesa je zagotoviti vodi prost odtok. Poskrbeti moramo za naslednje ukrepe:

- ustrezno nagnjenost vodoravnih profilov,
- pravilno oblikovanje spojev (profili za odtekanje vode),
- robovi morajo biti ustrezno zaobljeni (zagotavljanje enakomernosti nanosa premaznega sistema),
- površina naj bo kvalitetno mehansko obdelana (brušenje),
- zagotoviti moramo zračenje lesenih elementov,
- leseni elementi morajo biti dvignjeni nad tlemi vsaj 15 do 20 cm.

5 Zaključek

Za doseganje trajnostnega razvoja bo treba posvečati več pozornosti uravnoteženi proizvodnji ter porabi surovinskih in energetskih virov. Že v fazi načrtovanja zgradb je potrebno vključevanje obnovljivih gradbenih materialov. Primerjalne prednosti lesa najlažje prikažemo s količino energije, ki je potrebna za pridobivanje in pripravo materiala, ocenjene z analizo življenjskega cikla. Lesena gradnja predstavlja na področju stanovanjskih stavb v Sloveniji majhen delež celotne gradnje. Razlog je premajhno poznavanje lastnosti in prednosti lesene gradnje, ter ekološka neosveščenost. Les kot material za nosilne konstrukcije je izziv za nadaljnjo uporabo lesa pri gradnji stavb.

Eden izmed inovativnih sistemov gradnje z lesom so konstrukcije iz križno lepljenih lesenih plošč, ki imajo mnogo bolj enakomerne in boljše mehanske lastnosti kot enosmerno lepljeni leseni elementi. Njihovo nosilnost lahko zasnujemo že v proizvodnem procesu z ustreznim številom slojev, njihovo debelino in usmerjenostjo lesnih lamel v posameznih slojih. Poleg ugodnih mehanskih lastnosti pa konstrukcijski sistem odlikuje še visoka stopnja prefabrikacije, ekonomičnost in hitrost gradnje.

Projektiranje konstrukcij iz križno lepljenih lesenih plošč trenutno v standardih Evrokod še ni zajeto. Pravila za projektiranje so trenutno navedena v tehničnih soglasjih proizvajalcev lesenih plošč. Blass in Fellmoser sta pripravila splošno metodo za projektiranje križno lepljenih plošč, katera temelji na teoriji kompozitov. Strižno deformiranje plošče je zaradi velikega razmerja med razponom in debelino plošče zanemarjeno. Metoda upošteva vzporedno in pravokotno usmerjene plasti glede na smer vlaken zunanjega sloja. Trdnost in togost določimo glede na posamezne plasti, upoštevajoč še sestavne koeficiente zaradi homogenega delovanja posameznih plasti kot plošče v celoti.

Na primeru tri-etažnega študentskega doma smo predstavili projektiranje konstrukcije iz križno lepljenih lesenih plošč, katerega idejne načrte je pripravil študent arhitekture, tako da sem lahko ob tej priložnosti izkusil tudi sodelovanje med inženirjem in arhitektom. Nosilno konstrukcijo smo projektirali po metodi mejnih stanj. Narejen je bil idealiziran računski model stavbe, ki smo jo obremenili s projektnimi vplivi skladno s standardi Evrokod. Upoštevani so bili vplivi lastne in stalne obtežbe, koristna obtežba, vertikalna obtežba zaradi vpliva snega ter horizontalna obtežba zaradi vpliva vetra ter potresa. Tvorili smo kombinacije posameznih učinkov vplivov za mejno stanje nosilnosti in uporabnosti ter potresno projektno stanje, ter stavbo projektirali na najbolj neugodne vrednosti.

Nosilno konstrukcijo smo projektirali s pomočjo programskega orodja Sofistik, katerega sem ob tej priložnosti prvič srečal. Pomanjkljivost programskega orodja pri projektiranju lesenih konstrukcij se je izkazala pri podajanju obtežnih kombinacij. Podajanje obtežnih kombinacij za mejno stanje nosilnosti je dokaj enostavno, saj program sam priredi osnovne obtežne kombinacije na podlagi standarda, ki smo ga definirali v začetni fazi projekta. Pomankljivost se je izkazala pri določanju obtežnih kombinacij za mejno stanje uporabnosti, saj jih program za projektiranje lesenih konstrukcij nima pripravljenih, zato smo jih morali vnesti ročno.

Ugotovili smo, da z izbranim konstrukcijskim sistemom in primernimi prerezi lesenih plošč zadovoljimo kriterijem mejnega stanja nosilnosti in uporabnosti. Prav tako lahko na podlagi etažnih pomikov konstrukcije zaključimo, da križno lepljene lesene plošče zagotavljajo togost konstrukcije tudi v horizontalni smeri. Pri preverjanju potresne odpornosti lesenih konstrukcij so težava standardi za potresno odpornost, ki jih še nimamo. Sledimo Evrokodom, vendar so na področju lesenih konstrukcij pomanjkljivi.

Ob vseh prednostih, ki jih ponuja gradnja z lesom, se moramo zavedati tudi neugodnih lastnosti lesa (gorljivost, neodpornost proti vplivom vlage), katerim se lahko s pravilnimi konstrukcijskimi ukrepi izognemo.

Le z nenehnimi tehnološkimi izboljšavami, raziskavami, razvojem in inovacijami ter s poudarjeno skrbjo za okolje lahko dosežemo trajnostni razvoj s čim bolj učinkovito izrabo obnovljivih virov. Želimo si, da bi temu sledil tudi razvoj slovenskega gradbeništva, saj ima Slovenija glede na naravne danosti velike možnosti, a se tega premalo zavedamo.

VIRI

Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.). 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

Kolb, J. 2008. Systems in Timber Engineering: loadbearing structures and component layers. Basel, Springer: loč. pag.

Lopatič, J. 2008. Lesene konstrukcije. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: loč. pag.

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

Blaß, H. J., Fellmoser, P. 2004. Design of Solid Wood Panels with Cross Layers. V: Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering, WCTE 2004, June 14-17, 2004, Lahti, Finland: str. 543-548.

Mohammad, M., Gagnon, S. 2011. Structural Performance and Design of CLT Building, CLT Symposium and Workshop, October 12, 2011, Moncton, Canada: loč. pag.

Mohammad, M. 2010. Connections in CLT Assemblies, Seminar of CLT Construction, May 26-27, 2010, Quebec City, Canada: loč. pag.

Fragiacomo M., Dujic B., Sustersic I. 2011. Elastic and ductile design of multi-storey crosslam massive wooden buildings under seismic actions. Engineering Structures 33,11: 3043-3053.

Beg, D. 2010. Projektiranje jeklenih konstrukcij v skladu z Evrokodom 3 – kratek povzetek. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 113 str.

Pliberšek, I. 2012. Konstruiranje večetažne lesene poslovne stavbe in dimenzioniranje nosilnih elementov. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba I. Pliberšek): 111 str.

Vozel, S. 2011. Projektiranje lesenega razglednega stolpa. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba S. Vozel): 156 str.

Razvojni center INTECH-LES d.o.o. 2012. Trajnostna in okolju prijazna gradnja stavb. Gradbenik 16, 7-8: 24-25.

Repež, M. 2012. Les v avstrijskem gradbeništvu. Gradbenik 16, 7-8: 26-27.

Dujič, B., Kunič, R., Guštin Z. 2013. Trendi v razvoju in uporabi lesa v sodobnem trajnostnem gradbeništvu. Gradbenik 17, 6: 9-11.

Pazlar, T. 2013. Gradnja večetažnih lesenih zgradb. Gradbenik 17, 6: 12-13.

Knez, F. 2013. Les – gradbeni material prihodnosti? Gradbenik 17, 6: 22-23.

Standardi:

SIST EN 1990: 2004 – Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij.

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

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

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

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

Elektronski viri:

Dujič, B. 2009. Konstrukcije iz križno lepljenih lesenih panelov – Nova pot sodobnega gradbeništva. http://www.lesena-gradnja.si/html/img/pool/Kri_no_lepljene_konstrukcije.pdf
(Pridobljeno 2. 11. 2012.)

KLH Massivholz GmbH. 2006. European Technical Approval – ETA-06/0138. <http://www.klhuk.com/media/9379/en%20eta-06%200138%20klh%20electronic%20copy.pdf>
(Pridobljeno 5. 2. 2013.)

KLH Massivholz GmbH. 2008. Statics. <http://www.klh.at/> (Pridobljeno 3. 1. 2013.)

KLH Massivholz GmbH. 2011. Component Catalogue for Cross laminated timber Structures. <http://www.klh.at/> (Pridobljeno 13. 2. 2013.)

KLH Massivholz GmbH. 2012. Structural pre-analysis tables. 2012. <http://www.klh.at/> (Pridobljeno 3. 1. 2013.)

Pohleven, F., Petrič, M., Pavlič, M., Tomažič M. 2013. Namenska zaščita lesa pred škodljivci in vremenskimi vplivi.

http://les.bf.unilj.si/fileadmin/datoteke_asistentov/mpavlic/POVRSINSKA_VAJE/Namenska_z_ascita_lesa.pdf (Pridobljeno 9. 9. 2013.)