

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



MAGISTRSKO DELO

MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM DRUGE STOPNJE GRADBENIŠTVO

Ljubljana, 2021

Univerza
v Ljubljani

*Fakulteta za
gradbeništvo in
geodezijo*



Kandidat/-ka:

Mentor/-ica:

Predsednik komisije:

Somentor/-ica:

Član komisije:

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

» Ta stran je namenoma prazna «

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	614.84:624.011.1(043.3)
Avtor:	Jan Kopač, dipl. inž. grad. (VS)
Mentor:	izr. prof. dr. Tomaž Hozjan
Somentor:	asist. dr. Bojan Čas
Naslov:	Statična in požarna analiza lesenega večetažnega objekta v Novem mestu
Tip dokumenta:	Magistrsko delo
Obseg in oprema:	136 str., 70 pregl., 129 sl., 2 graf., 1 pril.
Ključne besede:	Statična analiza, seizmična analiza, požarna analiza, standardi evrokod, križno lepljen les, lepljen lameliran les, armirani beton, jekleni spoji

Izvleček

V magistrskem delu je prikazana statična, seizmična in požarna analiza večetažnega lesenega objekta v Novem mestu. Objekt sestavljajo armirano betonski temelji, skeletna konstrukcija iz lepljenega lameliranega lesa in križne lepljene plošče. Horizontalna stabilnost objekta je dosežena s sistemom centričnih povezij z jeklenimi diagonalami. V nalogi se za nosilne elemente najprej preveri mejno stanje nosilnosti ter uporabnosti skupaj z vibracijami. Pri seizmični analizi se nosilno konstrukcijo objekta analizira po metodi načrtovanja nosilnosti ter se mu tako zagotovi primerno duktilnost. V okviru požarne analize pa se preveri požarno odpornost posameznih elementov glede na standardno požarno izpostavljenost. V okviru magistrske naloge so analizirani tudi značilni spoji, ki se pojavijo v konstrukciji.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDK:	614.84:624.011.1(043.3)
Author:	Jan Kopač, dipl. inž. grad. (VS)
Supervisor:	Assoc. Prof. Tomaž Hozjan, Ph.D.
Co-supervisor:	Assist. Bojan Čas, Ph.D.
Title:	Statical and fire analysis of multistorey timber building in Novo mesto
Document type:	Master thesis
Scope and tools:	136 p., 70 tab., 129 fig., 2 graph., 1 ann.
Ključne besede:	Static analysis, seismic analysis, fire analysis, Eurocode standards, cross laminated timber, glued laminated timber, reinforced concrete, steel joints

Abstract:

Master' s Thesis presents statical, seismic and fire analysis of multistorey building in Novo mesto. Building is made of reinforced concrete foundation, glued laminated timber structure and cross laminated timber panels where longitudinal stability is provided by centric bracing using steel tubes. Ultimate and serviceability limit states is checked together with vibrations. Capacity design procedure is used in seismic design with goal to ensure appropriate level of ductility during earthquake. Local elements are checked in fire analysis which is part of this thesis. Additionally, typical joints that appear in the structure are also verified.

ZAHVALA

Iskreno se zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Tomažu Hozjanu in somentorju asist. dr. Bojanu Času za podarjen čas, potrpežljivost in vse nasvete, ki sem jih prejel tekom izdelave te magistrske naloge.

Zahvaljujem se svoji družini, predvsem očetu in materi, ki sta vseskozi verjela vame ter mi nudila finančno pomoč v času študija. Ravno tako pa bi se rad zahvalil puncu Anji za spodbudo in motivacijo v času pisanja magistrske naloge. Velika zahvala gre tudi prijatelju Gregorju, ki mi je bil vedno pripravljen pomagati, ko sem potreboval pomoč.

Hvala tudi vsem prijateljem, sošolcem in sošolkam za vse prijetne trenutke, ki smo jih skupaj preživeli v okviru študijskih in izven študijskih dejavnosti.

KAZALO VSEBINE

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	IV
ZAHVALA	V
KAZALO VSEBINE	VI
KAZALO PREGLEDNIC	VIII
KAZALO SLIK	XI
KAZALO GRAFIKONOV	XVI
1 UVOD	1
2 OSNOVNI PODATKI O ZGRADBI IN NJENI NOSILNI KONSTRUKCIJI	3
2.1 Zasnova objekta in nosilni elementi	3
2.2 Uporabljeni materiali	7
2.3 Uporabljeni prečni prerezi glede na vrsto materiala	9
2.4 Vlažnost lesa	11
2.5 Modifikacijski faktorji trdnostnih karakteristik lesa	11
2.6 Koeficient lezenja lesa	11
2.7 Zaščita lesa	12
2.8 Uporabljeni materialni varnostni faktorji	12
2.9 Delni varnostni faktorji za obtežbe	13
2.10 Kombinacijski faktorji za obtežbe	13
2.11 Obtežne kombinacije	13
2.12 Mejne vrednosti pomikov	15
3 OBTEŽBE	16
3.1 Stalna obtežba	16
3.2 Koristna obtežba	18
3.3 Obtežba snega	19
3.4 Obtežba vetra	20
4 IZDELAVA 3D RAČUNSKEGA MODELA	26
4.1 Modeliranje medetažne in strešne plošče	26
4.2 Modeliranje primarnih nosilnih elementov	27
4.3 Obtežbe in obtežne kombinacije	28
5 KONTROLA VERTIKALNE STEKLENE FASADE	29
6 DIMENZIONIRANJE PRIMARNE NOSILNE KONSTRUKCIJE ZA STALNA IN ZAČASNA PROJEKTNJA STANJA	30
6.1 Dimenzioniranje križno lepljenih plošč	30
6.2 Dimenzioniranje stebrov	38
6.3 Dimenzioniranje primarnih nosilcev prečnega prereza $b/h=30/80$ cm	39
6.4 Dimenzioniranje primarnih nosilcev prečnega prereza $b/h=20/50$ cm	46

6.5 Dimenzioniranje jeklenih diagonal centričnega povezja.....	49
6.6 Izkoriščenost elementov konstrukcije v mejnem stanju nosilnosti in uporabnosti	51
7 POTRESNA ANALIZA.....	52
7.1 Potresna obtežba.....	52
7.2 Določitev faktorja obnašanja q	53
7.2 Določitev vodoravnih projektnih spektrov odziva	53
7.3 Določitev mase konstrukcije	54
7.4 Računski model in rezultati modalne analize.....	54
7.5 Določitev horizontalnih potresnih sil z metodo vodoravnih sil	56
7.6 Omejitev poškodb	58
7.7 Kontrola centričnih povezij	60
7.8 Izkoriščenost elementov konstrukcije v potresnem projektnem stanju	72
8 SPOJI	73
8.1 Splošno.....	73
8.2 Dimenzioniranje priključka med lesenih stebrom in nastavkom HEB 300 v okvirju s centričnim povezjem	76
8.3 Dimenzioniranje priključka med lesenih stebrom in nastavkom HEB 300 v najbolj obremenjenem sredinskem stebrom.....	80
8.4 Dimenzioniranje spoja med stebrom in nosilcem, ki nista del centričnega povezja (smer X)....	81
8.5 Dimenzioniranje spoja med stebrom, nosilcem in jekleno diagonalo centričnega povezja	86
8.6 Dimenzioniranje spoja med nastavkom HEB 300 in temeljem.....	93
8.7 Dimenzioniranje spoja med diagonalami centričnega povezja	103
9 TEMELJENJE	105
9.1 Podatki o temeljnih tleh.....	105
9.2 Najmanjša globina temeljenja	105
9.3 Tip temeljenja.....	105
9.4 Računski model.....	106
9.5 Kontrola nosilnosti temeljnih tal	107
9.6 Kontrola mejnega stanja uporabnosti	112
9.7 Dimenzioniranje temeljnih nosilcev.....	113
10 POŽARNA ANALIZA KONSTRUKCIJE.....	115
10.1 Določitev požarne krivulje	116
10.2 Kontrola nosilnosti in stabilnosti posameznih nosilnih elementov konstrukcije	116
10.3 Izkoriščenost elementov konstrukcije v požarnem projektnem stanju.....	130
11 ZAKLJUČEK.....	131
VIRI.....	132
SEZNAM PRILOG	136

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Preglednica z osnovnimi informacijami o objektu	3
Preglednica 2: Dimenzije nosilnih elementov centričnih povezij v smeri X in Y	5
Preglednica 3: Materialne karakteristike za lepljen lameliran les	7
Preglednica 4: Materialne karakteristike za križno lepljen les	7
Preglednica 5: Togostne karakteristike križno lepljene plošče.....	8
Preglednica 6: Materialne karakteristike za beton kvalitete C25/30	8
Preglednica 7: Materialne karakteristike za armaturno jeklo	8
Preglednica 8: Materialne karakteristike za konstrukcijsko jeklo	9
Preglednica 9: Karakteristike temeljnih tal	9
Preglednica 10: Geometrijske in togostne lastnosti uporabljenih prečnih prereзов iz lepljenega lameliranega lesa	9
Preglednica 11: Lastnosti uporabljenih prečnih prereзов za križno lepljen les	10
Preglednica 12: Geometrijske in togostne lastnosti uporabljenih prečnih prereзов za konstrukcijsko jeklo.....	11
Preglednica 13: Vrednosti modifikacijskega faktorja k_{mod}	11
Preglednica 14: Vrednosti koeficientov lezenja za 1. razred uporabnosti.....	12
Preglednica 15: Razredi izpostavljenosti.....	12
Preglednica 16: Uporabljeni materialni varnostni faktorji	12
Preglednica 17: Delni varnostni faktorji za obtežbe v mejnem stanju nosilnosti.....	13
Preglednica 18: Kombinacijski varnostni faktorji za različne obtežbe.....	13
Preglednica 19: Mejne vrednosti pomikov konstrukcije	15
Preglednica 20: Stalna obtežba strehe	16
Preglednica 21: Stalna obtežba medetažne konstrukcije	16
Preglednica 22: Stalna obtežba temeljnih tal.....	17
Preglednica 23: Stalna obtežba fasade iz Qbiss Air	17
Preglednica 24: Stalna obtežba stopnic	18
Preglednica 25: Koristne obtežbe po posameznih prostorih.....	18
Preglednica 26: Vrednosti koeficientov zunanje tlaka na ravno streho	22
Preglednica 27: Vrednosti koeficientov zunanje tlaka na stene.....	23
Preglednica 28: Označevanje in opis obtežb	28
Preglednica 29: Obtežne kombinacije za končne pomike v mejnem stanju uporabnosti (končni pomiki)	29
Preglednica 30: Obremenitve križno lepljene plošče	31
Preglednica 31: Izkoriščenost križno lepljenih plošč glede na posamezna mejna stanja	37
Preglednica 32: Kontrole začetnih in končnih relativnih pomikov nosilcev	45

Preglednica 33: Kontrole začetnih in končnih relativnih pomikov nosilcev	48
Preglednica 34: Izkoriščenost jeklenih diagonal centričnega povezja	49
Preglednica 35: Kontrola etažnih pomikov konstrukcije	50
Preglednica 36: Izkoriščenost stebra $b/h=30/30$ cm	51
Preglednica 37: Izkoriščenost nosilca $b/h=30/80$ cm	51
Preglednica 38: Izkoriščenost nosilca $b/h=20/50$ cm	51
Preglednica 39: Izkoriščenost jeklenih diagonal in pomiki konstrukcije	51
Preglednica 40: Izkoriščenost križno lepljenih plošč	51
Preglednica 41: Vrednosti parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva	52
Preglednica 42: Razporeditev vodoravnih potresnih sil po višini objekta	57
Preglednica 43: Vpliv teorije drugega reda zaradi potresa v smeri X	58
Preglednica 44: Vpliv teorije drugega reda zaradi potresa v smeri Y	58
Preglednica 45: Omejitev poškodb v smeri X	59
Preglednica 46: Omejitev poškodb v smeri Y	59
Preglednica 47: Dimenzioniranje jeklenih diagonal centričnega povezja v smeri X	63
Preglednica 48: Dimenzioniranje jeklenih diagonal centričnega povezja v smeri Y	69
Preglednica 49: Izkoriščenost stebra $b/h=30/30$ cm za potresno projektno stanje	72
Preglednica 50: Izkoriščenost nosilca $b/h=30/80$ cm za potresno projektno stanje	72
Preglednica 51: Izkoriščenost jeklenih diagonal za potresno projektno stanje	72
Preglednica 52: Kontrola omejitev etažnih pomikov	72
Preglednica 53: Dimenzije lukenj v lesu glede na uporabljeno dimenzijo vijaka	73
Preglednica 54: Dimenzije podložk v odvisnosti od dimenzij vijaka	73
Preglednica 55: Nazivne vrednosti napetosti tečenja in natezne trdnosti vijakov	74
Preglednica 56: Izračun karakteristik vijakov	75
Preglednica 57: Obremenitve stebrov v povezju za smer X	77
Preglednica 58: Obremenitve stebrov v povezju za smer Y	77
Preglednica 59: Prikaz potrebne in dejanske armature	114
Preglednica 60: Geometrijske lastnosti prečnega prereza stebra $b/h=30/30$ cm pri izpostavljenosti standardnemu požaru 60 min	118
Preglednica 61: Geometrijske lastnosti prečnega prereza stebra pri izpostavljenosti standardnemu požaru 60 min	121
Preglednica 62: Geometrijske lastnosti prečnega prereza primarnega stebra pri izpostavljenosti standardnemu požaru 60 min	123
Preglednica 63: Geometrijske lastnosti prečnega prereza križno lepljene plošče pri izpostavljenosti standardnemu požaru 60 min	126
Preglednica 64: Obremenitve medetažne križno lepljene plošče	126
Preglednica 65: Obremenitve strežne križno lepljene plošče	126

Preglednica 66: Projektne trdnosti križno lepljenega lesa za požarno projektno stanje	127
Preglednica 67: Izkoriščenost stebra $b/h=30/30$ cm za požarno projektno stanje	130
Preglednica 68: Izkoriščenost nosilca $b/h=30/80$ cm za požarno projektno stanje	130
Preglednica 69: Izkoriščenost nosilca $b/h=20/50$ cm za požarno projektno stanje	130
Preglednica 70: Izkoriščenost križno lepljenih plošč za požarno projektno stanje	130

KAZALO SLIK

Slika 1: Nosilni sistemi lesenih konstrukcij (a-kladna oz. brunasta, b-predalčna, c-stebrna, d-okvirna, e-panelna, d-masivna) [1]	1
Slika 2: Mikrolokacija objekta (Novo mesto – Smolenja vas) [2]	3
Slika 3: 3D model stanovanjskega objekta.....	3
Slika 4: Prikaz medetažne plošče v 1. in 2. nadstropju	4
Slika 5: Prikaz okvirjev v oseh 2, 3 in 4 (z oranžno barvo so prikazani stebri $b/h=30/30$ cm, z modro barvo so prikazani primarni nosilci $b/h=30/80$ cm)	4
Slika 6: Prikaz nosilcev v oseh A in F (vijolična barva) dimenzij $b/h=20/50$ cm v prečni smeri	5
Slika 7: Sistem centričnih povezij v smeri X in Y (Opomba: prikazane so samo natezne diagonale)....	5
Slika 8: 3D prikaz AB temeljnih nosilcev	6
Slika 9: Vz dolžni in prečni prerez križno lepljene plošče CLT KLH 240 7ss TL [3].....	10
Slika 10: Smeri lokalnega koordinatnega sistema križno lepljene plošče [8]	10
Slika 11: Sestava strehe	16
Slika 12: Sestava medetažne konstrukcije	16
Slika 13: Sestava tal pohodne površine proti tlom:	17
Slika 14: Vertikalna steklena fasada Qbiss Air [9]	17
Slika 15: Sestava stopnic	18
Slika 16: Lokacija objekta [S2]	19
Slika 17: Oblikovni koeficient obtežbe snega [S1]	20
Slika 18 Lokacija objekta [S4]	20
Slika 19: Kategorija terena [S3]	21
Slika 20: Razdelitev ravne strehe na območja [S3].....	22
Slika 21: Razdelitev sten na območja [S3].....	23
Slika 22: Obtežba na vetra na streho za smer vetra X.....	24
Slika 23: Obtežba vetra na stene za smer vetra X	24
Slika 24: Obtežba na vetra na streho za smer vetra Y	25
Slika 25: Obtežba vetra na stene za smer vetra Y	25
Slika 26: 3D računski model v programu Dlubal RFEM.....	26
Slika 27: Togostne karakteristike križno lepljene plošče KLH 240 7ss TL.....	26
Slika 28: Prikaz medetažne plošče nad 1. in 2. nadstropjem.....	27
Slika 29: Členkast spoj med CLT ploščama [11].....	27
Slika 30: Členkasti spoj med CLT ploščo in GLT nosilcem [10]	27
Slika 31: Primeri stikovanja elementov primarne konstrukcije s pomočjo jeklenih elementov a) priključek stebra na temelj [12], b) priključevanje jeklenih diagonal [13], c) stikovanje različnih elementov s pomočjo jeklenih pločevin [14]	27

Slika 32: Maksimalni dovoljeni razpon vertikalne steklene fasade Qbiss Air [9].....	29
Slika 33: Obremenitve križno lepljene plošče	31
Slika 34: Začetni pomik križno lepljene plošče v drugem nadstropju v [mm]	34
Slika 35: Začetni pomik križno lepljene plošče v drugem nadstropju v [mm]	34
Slika 36: Razredi vibracij stropov [3].....	35
Slika 37: Delež dušenja v odvisnosti od sestave stropov [3].....	37
Slika 38: Najbolj obremenjen steber, kjer je projektna osna sila $N_{Ed} = -960$ kN	38
Slika 39: Minimalna osna sila $N_{Ed,min,nosilec} = -51$ kN, maksimalna osna sila $N_{Ed,max,nosilec} = 13$ kN	40
Slika 40: Maksimalni upogibni moment $M_{Ed,y} = 331$ kNm	40
Slika 41: Maksimalna prečna sila $V_{Ed,z} = 190$ kN	40
Slika 42: Nivo osnih sil v križno lepljeni plošči I. nadstropja za smer Y:.....	41
Slika 43: Slika 34: Nivo osnih sil v križno lepljeni plošči I. nadstropja za smer X: $N_{Ed,min,x,CLT} = -8$ kN, $N_{Ed,max,x,CLT} = 6$ kN.....	41
Slika 44: Maksimalni začetni pomiki nosilcev $w_{inst,7m} = 11,5$ mm, $w_{inst,6m} = 8,2$ mm, $w_{inst,5m} = 6,7$ mm	45
Slika 45: Maksimalni končni pomiki nosilcev $w_{fin,7m} = 20,2$ mm, $w_{fin,6m} = 14,3$ mm, $w_{fin,5m} = 11,3$ mm	45
Slika 46: Maksimalni upogibni moment $M_{Ed,y} = 68$ kNm	46
Slika 47: Maksimalna prečna sila $V_{Ed,z} = 37$ kN	46
Slika 48: Maksimalni začetni pomiki nosilcev $w_{inst,7m} = 10,6$ mm	48
Slika 49: Maksimalni končni pomiki nosilcev $w_{fin,7m} = 18,7$ mm.....	48
Slika 50: Osne sile v jeklenih diagonalah centričnega povezja v prečni smeri $N_{Ed,3} = 20$ kN, $N_{Ed,2} = 48$ kN, $N_{Ed,1} = 83$ kN	49
Slika 51: Pomiki konstrukcije v vzdolžni smeri (smer X).....	50
Slika 52: Pomiki konstrukcije v prečni smeri (smer Y)	50
Slika 53: Karta potresne nevarnosti Slovenije [15]	52
Slika 54: Referenčne vrednosti faktorjev obnašanja za lesene konstrukcije (levo), referenčne vrednosti faktorjev obnašanja za jeklene konstrukcije (desno) [S5]	53
Slika 55: Prvih 10 nihajnih oblik s pripadajočimi nihajnimi časi.....	54
Slika 56: 1. nihajna oblika (translacija v smeri X) $T_1 = 0,795$ s.....	55
Slika 57: 2. nihajna oblika (translacija v smeri Y) $T_2 = 0,777$ s.....	55
Slika 58: 3. nihajna oblika (torzijsko nihanje) $T_3 = 0,482$ s	55
Slika 59: Pomiki konstrukcije zaradi potresnega vpliva v smeri X.....	58
Slika 60: Pomiki konstrukcije zaradi potresnega vpliva v smeri Y	59
Slika 61: Jeklene diagonale centričnega povezja, kjer se desipira potresna energija	60
Slika 62: Osne sile v stebrih centričnega okvirja v smeri X.....	61
Slika 63: Prečne sile v nosilcih centričnega okvirja v smeri X	61

Slika 64: Upogibni momenti v nosilcih centričnega okvirja v smeri X	61
Slika 65: Osne sile v diagonalah zaradi potresne obtežbe v smeri X	62
Slika 66: Osne sile v križno lepljeni plošči zaradi potresnega vpliva v smeri X	62
Slika 67: Primer stikovanja jeklenih diagonal [17]	63
Slika 68: Prikaz obravnavanih stebrov centričnega povezja v smeri X	64
Slika 69: Prikaz obravnavanih nosilcev centričnega povezja v smeri X	65
Slika 70: Osne sile v stebrih centričnega okvirja v smeri Y	67
Slika 71: Prečne sile v nosilcih centričnega okvirja v smeri Y	67
Slika 72: Upogibni momenti v nosilcih centričnega okvirja v smeri Y	67
Slika 73: Osne sile v diagonalah zaradi potresne obtežbe v smeri Y	68
Slika 74: Osne sile v križno lepljeni plošči zaradi potresnega vpliva v smeri Y	68
Slika 75: Prikaz obravnavanih stebrov centričnega povezja v smeri Y	70
Slika 76: Prikaz obravnavanih nosilcev centričnega povezja v smeri X	71
Slika 77: Minimalni razmaki med vijaki in minimalne oddaljenosti vijakov od robov oz. koncev [19]	73
Slika 78: Najmanjši oz. največji razmiki in robne razdalje [S7]	74
Slika 79: 3D prikaz obravnavanega priključka, ter prikaz priključne pločevine skupaj z odmiki med vijaki	76
Slika 80: a) potresni del obtežbe, b) desno nepotresni del obtežbe za potresno projektno stanje (povezje za smer X)	76
Slika 81: a) potresni del obtežbe, b) desno nepotresni del obtežbe za potresno projektno stanje (povezje za smer Y)	77
Slika 82: Prikaz parametrov za izračun karakteristične odpornosti enega veznega sredstva	78
Slika 83: Porušni mehanizmi dvostriznega priključka pločevina – les [19]	78
Slika 84: 3D prikaz obravnavanega priključka, ter prikaz priključne pločevine skupaj z odmiki med vijaki	80
Slika 85: Spoj med stebrom in nosilcem, ki nista del centričnega povezja v smeri X	81
Slika 86: Dimenzije priključne pločevine stebra z izbranimi razmaki med vijaki	83
Slika 87: Možni načini porušitve pri enostriznem priključku pločevina – les (za primer debele pločevine) [19]	84
Slika 88: Predpostavljene napetosti pravokotno na lesena vlakna v stebru (levo), določitev tlačne cone (desno) [4]	85
Slika 89: 3D prikaz spoja med stebrom, nosilcem in jekleno diagonalo centričnega povezja	86
Slika 90: Detajlni prikaz priključka jeklene diagonale na priključno pločevino nosilca z dimenzijami	87
Slika 91: Detajlni prikaz priključka nosilca na steber	89
Slika 92: Detajlni prikaz priključka priključne pločevine na steber	90
Slika 93: Prikaz prenosa sil iz jeklene diagonale v steber centričnega povezja	91

Slika 94: Predpostavljen potek napetosti pravokotno na lesena vlakna v stebru (levo), določitev tlačne cone (desno) [4].....	92
Slika 95: 3D detajl spoja med nastavkom HEB 300, temeljem in jekleno diagonalno	93
Slika 96: 2D prikaza priključka med jekleno diagonalno in jeklenim nastavkom HEB 300	94
Slika 97: Ekscentričnost zaradi priključevanja jeklene diagonale na priključno pločevino	95
Slika 98: Prikaz sestava ležiščne pločevine in sidranih vijakov [FIXPERIENCE]	96
Slika 99: Pomen oznak pri izračunu sodelujoče širine za zunanjo vrsto vijakov [S7]	97
Slika 100: Razmaki med vijaki.....	97
Slika 101: Priključek stebra na temelj pri prevladujoči natezni osni sili [S7]	99
Slika 102: Priključek stebra na temelj pri prevladujoči tlačni osni sili [S7].....	100
Slika 103: Stik notranjega stebra med podložno pločevino in temeljem.....	102
Slika 104: Prikaz zveze med priključno pločevino in jeklenimi diagonalami.....	103
Slika 105: Prikaz zveze med priključno pločevino in jeklenimi diagonalami.....	103
Slika 106: Geološka karta z označeno lokacijo opravljenih geoloških raziskav [7]	105
Slika 107: 3D računski model konstrukcije skupaj s temeljnimi nosilci.....	106
Slika 108: Karakteristična točka temeljnega nosilca [16]	106
Slika 109: Določitev modula reakcije tal s pomočjo programskega orodja MS Excel	107
Slika 110: Kontaktna napetosti pod temeljnimi nosilci za mejno stanje nosilnosti (MSN) $p_{z,max} = 120$ kN/m.....	110
Slika 111: Napetosti pod temeljnimi nosilci zaradi vpliva potresa v smeri X $p_{z,max,x} = 82$ kN/m	111
Slika 112: Napetosti pod temeljnimi nosilci zaradi vpliva potresa v smeri Y $p_{z,max,y} = 95$ kN/m	111
Slika 113: Maksimalni posedki temeljnih nosilcev $u_{z,max} = 20,2$ mm	112
Slika 114: Maksimalni posedki temeljnih nosilcev $u_{z,min} = 12,4$ mm.....	112
Slika 115: Prikaz potrebne natezne armature v temeljnem nosilcu zgoraj $A_{s,top} = 27,88$ cm ²	114
Slika 116: : Prikaz potrebne natezne armature v temeljnem nosilcu spodaj $A_{s,bot} = 33,74$ cm ²	114
Slika 117: Prikaz potrebne strižne armature v temeljnem nosilcu $A_{sw} = 9,73$ cm ² /m	114
Slika 118: Razredi požarne odpornosti nosilnih konstrukcij za stavbe po TSG-1-001:2019 [16]	115
Slika 119: Požarna projektna obremenitev merodajnega notranjega stebra $N_{Ed,fi} = 538$ kN	117
Slika 120: Efektivni prečni prerez stebra začetnih dimenzij $b/h=30/30$ cm	118
Slika 121: Maksimalni upogibni moment $M_{Ed,Y,fi} = 129$ kNm.....	120
Slika 122: Maksimalna prečna sila $V_{Ed,z,fi} = 75$ kN.....	120
Slika 123: Efektivni prečni prerez primarnega nosilca začetnih dimenzij $b/h=30/80$ cm	121
Slika 124: Maksimalni upogibni moment $M_{Ed,Y,fi} = 61$ kNm.....	122
Slika 125: Maksimalna prečna sila $V_{Ed,z,fi} = 32$ kN.....	122
Slika 126: Efektivni prerez primarnega nosilca začetnih dimenzij $b/h=20/50$ cm	123
Slika 127: Tabelarični prikaz hitrosti oglenenja križno lepljene plošče kot stropa oziroma stene [4]	125

Slika 128: Zgoraj prečni prerez križno lepljene plošče v smeri močne osi pri sobni temperaturi, spodaj po 60 min izpostavljenosti standardnemu požaru	125
Slika 129: Obremenitve strešne plošče (levo) in medetažne plošče (desno) za požarno projektno stanje	128

KAZALO GRAFIKONOV

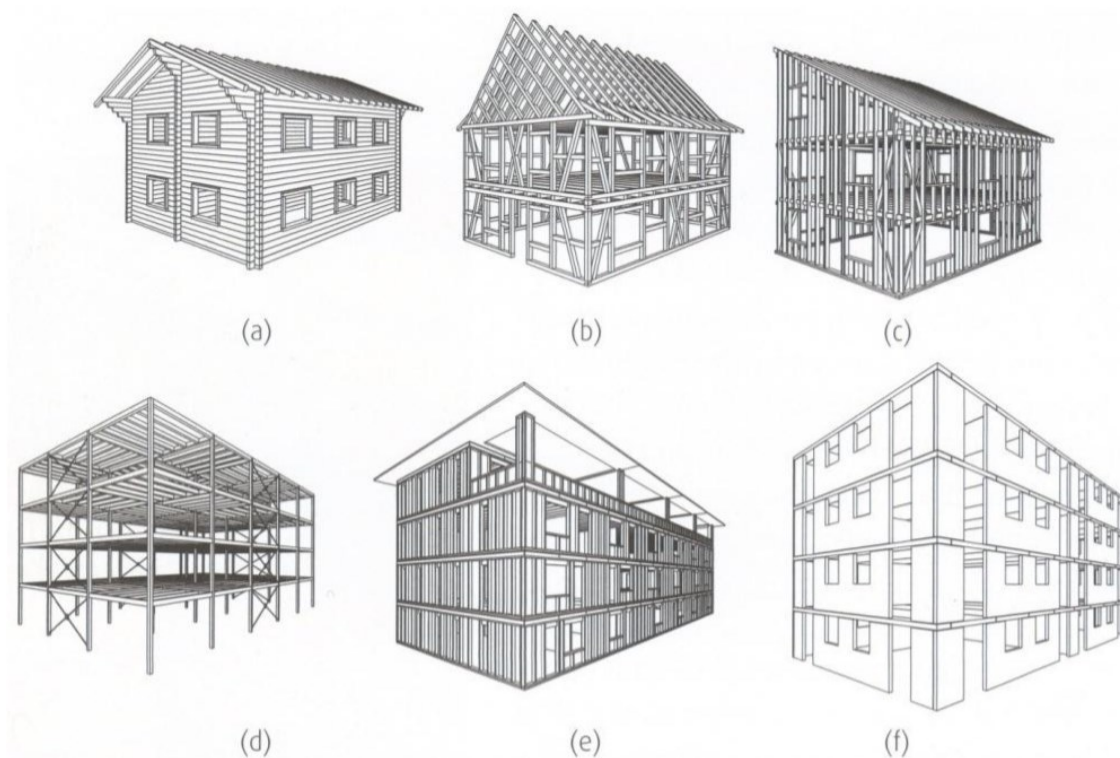
Grafikon 1: Prikaz projektnega in elastičnega spektra odziva za horizontalno smer	53
Grafikon 2: Standardna požarna krivulja ISO 834	116

1 UVOD

V primerjavi z jeklenimi in armiranobetonskimi so lesene konstrukcije še vedno slabo zastopane na področju Slovenije kljub temu, da smo ena izmed najbolj pogozdenih držav v Evropi [20]. Torej njegovega potenciala še zdaleč nismo izkoristili. Ker je les na nek način še vedno zapostavljen material v gradbeništvu želimo z izdelavo te magistrske naloge med drugim vplivati tudi na širšo javnost, da je les pravzaprav eden izmed bolj hvaležnih materialov in se ga ne bi smeli na široko izogibati. Inovativni sistemi gradnje z lesom so v zadnjem desetletju povzročili preporod v ekološkem, gradbeniškem, arhitekturnem in ne nazadnje tudi ekonomskem smislu. Zaradi odličnih ekoloških lastnosti, hitre in enostavne gradnje ter človeku prijaznega bivalnega okolja, ki ga ponujajo, postajajo večnadstropni objekti iz križno lepljenih lesenih masivnih panelov vse močnejša in ekonomsko upravičena alternativa tudi betonskim in zidanim konstrukcijam [23].

Glede na upoštevanje lastnosti in dolgotrajnega obnašanja lesa poznamo več vrst nosilnih sistemov lesenih stavb, ki so se razvile skozi čas in se tudi nenehno dopolnjujejo z novim znanjem:

- a) kladna oziroma brunasta nosilna konstrukcija
- b) predalčna nosilna konstrukcija
- c) steburna nosilna konstrukcija
- d) panelna nosilna konstrukcija
- e) **okvirna nosilna konstrukcija**
- f) masivna nosilna konstrukcija



Slika 1: Nosilni sistemi lesenih konstrukcij (a-kladna oz. brunasta, b-predalčna, c-steburna, d-okvirna, e-panelna, f-masivna) [1]

V magistrskem delu je predstavljen postopek projektiranja večetažne lesene stanovanjske stavbe v Novem mestu, katere osnovni nosilni sistem predstavljajo okvirji z centričnimi povezji iz jeklenih diagonal. Ena izmed glavnih prednosti okvirne nosilne konstrukcije je njena fleksibilnost in hitra izgradnja, saj velikosti prostorov niso pogojene s pozicijo nosilnih sten ampak se jih po želji določi s

pomočjo pregradnih sten. Zaradi sorazmerno majhne teže pa njena postavitve ne zahteva težke mehanizacije.

Pri gradnji lesenih objektov je potrebno zagotoviti primerno vlažnost pri kateri mora biti les vgrajen. V nasprotnem primeru lahko neustrezna vlaga lesa vpliva na neugoden reološki odziv konstrukcije, ki lahko vodi do neželenega povečanja deformacij ali celo porušitve. Eden izmed najbolj znanih primerov je porušitev hokejske dvorane v Bad Reichenhallu (Nemčija), kjer sta bili, poleg napake v statični analizi in velike količine snega, krivi tudi zamakajoča streha ter ciklično spreminjanje vlažnosti v dvorani [22]. Zato je pomembno, da se les skozi življensko dobo objekta nahaja v okolju s čim bolj konstantno vlažnostjo. Na ta način se preprečijo oz. omejijo reološki pojavi kot sta krčenje in nabrekanje lesa ter rast gliv oz. razvoj insektov v samem lesu.

S to magistrsko nalogo želimo prikazati postopek projektiranja okvirne lesene konstrukcije, ter morda vplivati na to, da se tudi pri nas les postavi ob bok jeklu in armiranemu betonu, ki sta globoko zasidrana v slovenskem gradbeništvu.

Osnovne dimenzije objekta in njegova sestava (dimenzije nosilnih elementov, materiali, ...). Skladno z veljavnimi standardi se nato določijo stalne in spremenljive obtežbe, kot so: koristna obtežba, ter obtežbi snega in vetra. Ko so obtežbe in obremenitve konstrukcije znane se lotimo načrtovanja nosilne konstrukcije in tudi nekaterih tipičnih stikov. Poleg kontrol zaradi delovanja stalnih in spremenljivih obtežb izvedemo tudi kontroli nezgodnega projektnega stanja (požar) in potresnega projektnega stanja. Kontrola projektnega potresnega stanja se izvede po pravilih metode načrtovanja nosilnosti z upoštevanjem, da je konstrukcija sposobna sipanja energije (duktilna konstrukcija). Pri tem se upoštevajo pravila, ki so podana v standardu SIST EN 1998:2005. Kontrola požarnega projektnega stanja pa se izvede skladno s standardom SIST EN 1991-1-2 in SIST EN 1995-1-2. V nalogi je prikazano tudi dimenzioniranje horizontalnih nosilnih elementov (medetažna konstrukcija in streha) iz križno lepljenih plošč. Ker standard še ne podaja načina dimenzioniranja za tovrstne elemente si pomagamo z literaturo [3] in [4], ki jo podaja podjetje proHolz Austria. Proti koncu prikažemo dimenzioniranje značilnih spojev konstrukcije kot so: steber – primarni nosilec, primarni nosilec – sekundarni nosilec, steber – primarni nosilec – jeklena diagonala. Dimenzioniranje spojev pri lesenih konstrukcijah je posebej pomembno, saj tu ne poznamo absolutno togih in členkastih spojev. Za konec se izvede dimenzioniranje armiranobetonskih temeljev, ter geotehnične kontrole.

Za statično analizo se uporabi program Dlubal RFEM [21].

2 OSNOVNI PODATKI O ZGRADBI IN NJENI NOSILNI KONSTRUKCIJI

2.1 Zasnova objekta in nosilni elementi

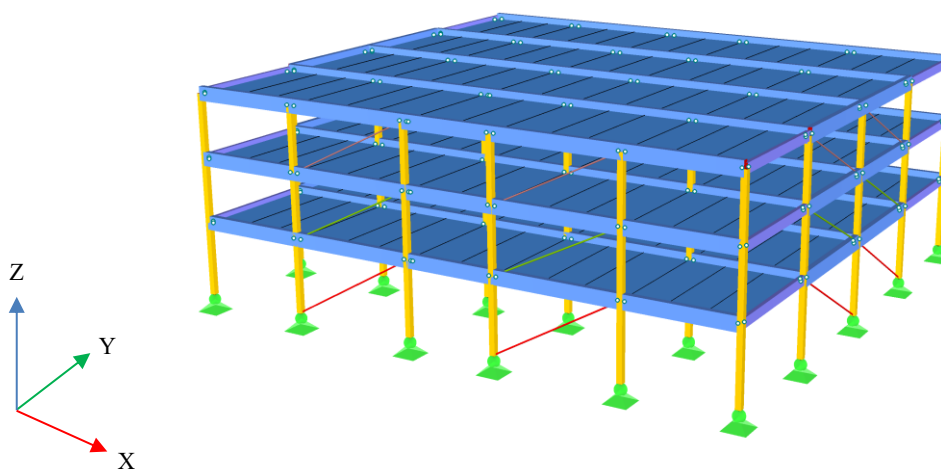
Obravnavan večetažni stanovanjski objekt se nahaja v Novem mestu (glej sliko 2 [2]) na nadmorski višini približno 300 m. Objekt je pravokotne tlorisne oblike dimenzij 31,0 x 28,0 m. Stanovanjska stavba obsega 3 etaže. Prva etaža je visoka 4,0 m, preostali dve pa 3,5 m. Tako znaša skupna višina objekta 11,0 m. Osnovni podatki o stavbi so podani v preglednici, statični model pa je prikazan na sliki 3.



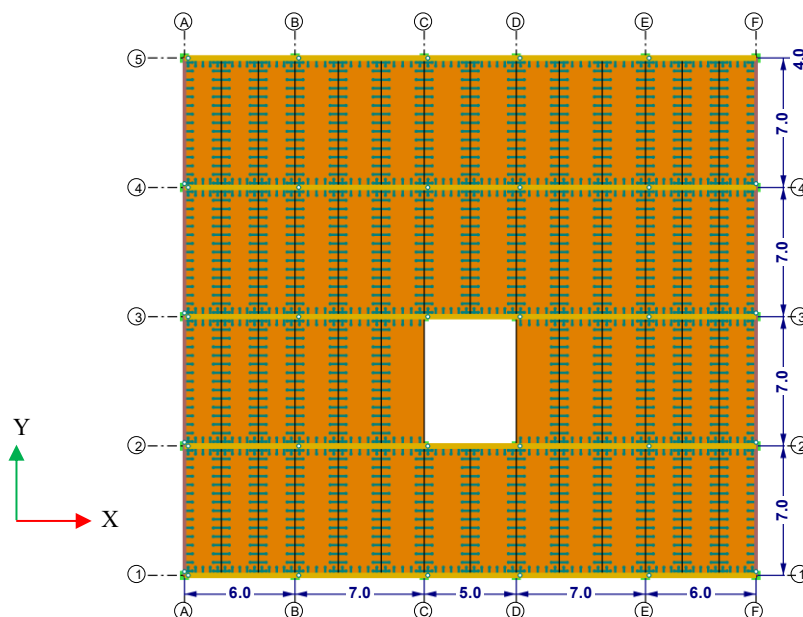
Slika 2: Mikrolokacija objekta (Novo mesto – Smolenja vas) [2]

Preglednica 1: Preglednica z osnovnimi informacijami o objektu

Lokacija:	<i>Novo mesto – Smolenja vas</i>	Št. etaž:	<i>3</i>
Tlorisne dimenzije:	<i>31,0 x 28,0 m</i>	Višine et. od I. do III.	<i>4,0 m; 3,5 m; 3,5 m</i>
Višina objekta:	<i>11,0 m</i>	Klasifikacija objekta:	<i>Stanovanjska stavba</i>



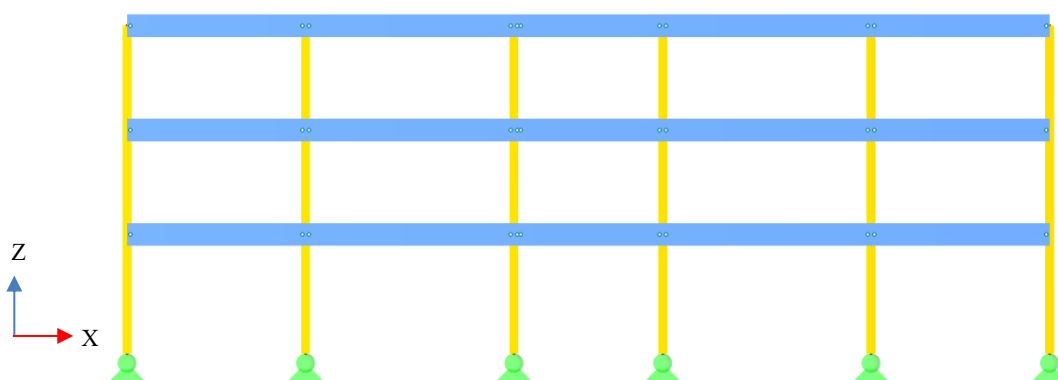
Slika 3: 3D model stanovanjskega objekta



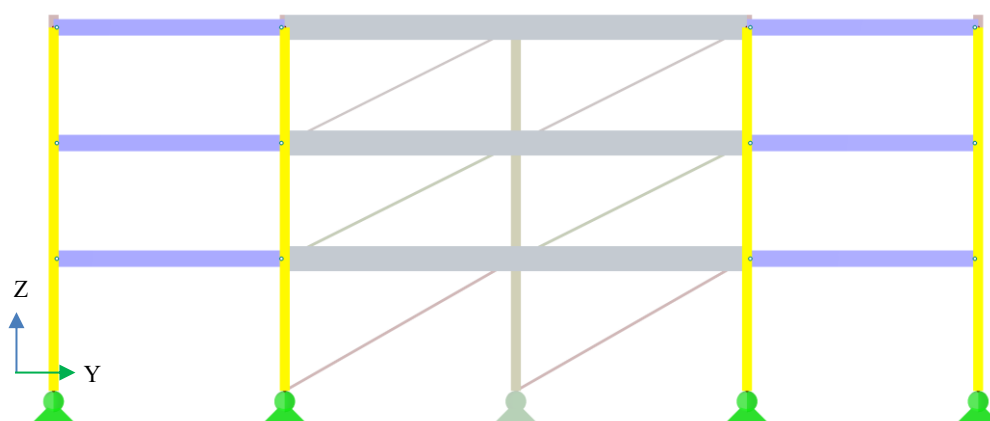
Slika 4: Prikaz medetažne plošče v 1. in 2. nadstropju

Skladno s sliko 4 se za vzdolžno smer (osi 1-5) vzame globalna os Y in prečno (osi A-F) globalna os X. V vzdolžni smeri od osi 1 do 5 (glej sliko 5) je nanizanih 5 lesenih okvirjev, ki jih sestavljajo stebri in nosilci. Stebri so pravokotnega prečnega prereza dimenzij $b/h=30/30$ cm, medtem ko dimenzije prečnega prereza nosilcev znašajo $b/h=30/80$ cm. Tako stebri kot nosilci so izdelani iz lepljenega lamliranega lesa trdnostnega razreda GL 32h. Stebri so členkasto priključeni na AB temelje in potekajo kontinuirano vse do vrha tretje etaže. Vsi nosilci se členkasto priključujejo na stebre. Na sliki 5 je prikazan pogled lesenega okvirja v oseh 2, 3 in 4.

V prečni smeri v oseh A in F med osema 1 in 2, ter 4 in 5 (glej sliko 6) na vsaki višini etaže se izdelajo sekundarni nosilci pravokotnega prečnega prereza $b/h=20/50$ cm za potrebe montaže steklene fasade. Sekundarni nosilci se izvedejo iz lepljenega lamliranega lesa trdnostnega razreda GL 32h. Vsi omenjeni elementi se priključujejo členkasto na stebre.



Slika 5: Prikaz okvirjev v oseh 2, 3 in 4 (z oranžno barvo so prikazani stebri $b/h=30/30$ cm, z modro barvo so prikazani primarni nosilci $b/h=30/80$ cm)



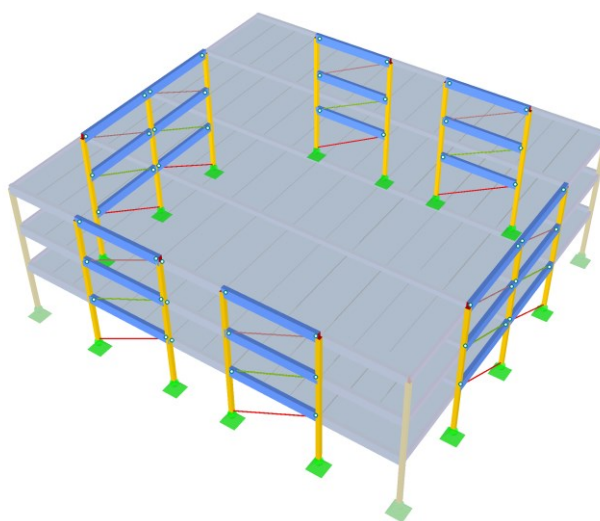
Slika 6: Prikaz nosilcev v oseh A in F (vijolična barva) dimenzij $b/h=20/50$ cm v prečni smeri

Horizontalno medetažno konstrukcijo in streho se izvede iz križno lepljenih plošč KLH 240 7ss, katere se položi v smeri vzdolž objekta (glej sliko 4). CLT plošče so dolžine cca. 7,0 m širine cca. 2,0 m in 2,5 m. Plošče se v vzdolžni smeri privijačijo na primarne nosilce, v prečni smeri pa se med posameznimi ploščami izvedejo vijačeni členkasti spoji.

Za prenos horizontalnih obremenitev skrbi sistem štirih centričnih povezij v obeh smereh (glej sliko 7). Centrična povezja sestavljajo stebri, katerih dimenzije smo podali že predhodno. Na stebre se členkasto priključujejo nosilci, katerih prečni prerezi so podani v preglednici 2 skupaj z dimenzijami jeklenih diagonal izdelanih iz cevi. Nosilci so izdelani iz lepljenega lameliranega lesa trdnostnega razreda GL 32h. Za jeklene diagonale se uporabi jeklo S235 JR0.

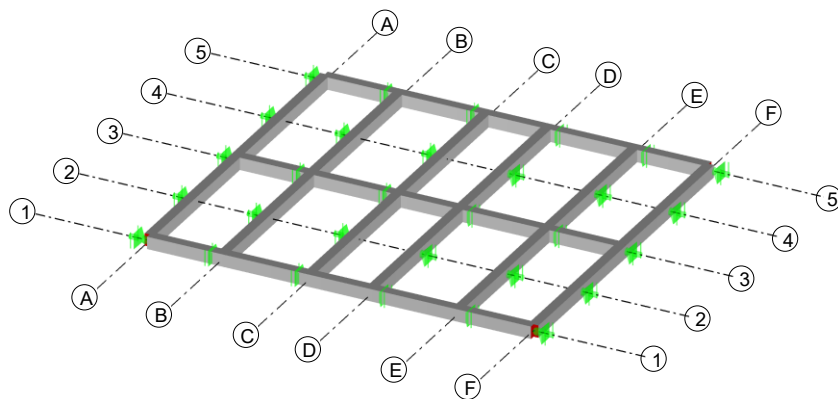
Preglednica 2: Dimenzije nosilnih elementov centričnih povezij v smeri X in Y

Etaža	Diagonale X	Nosilci X	Diagonale Y	Nosilci Y
P	CEV 82.5/8.8	$b/h=30/80$ cm	CEV 82.5/8.8	$b/h=30/80$ cm
P+1	CEV 82.5/6.3	$b/h=30/80$ cm	CEV 82.5/6.3	$b/h=30/80$ cm
P+2	CEV 72/4.5	$b/h=30/80$ cm	CEV 72/4.5	$b/h=30/80$ cm



Slika 7: Sistem centričnih povezij v smeri X in Y (Opomba: prikazane so samo natezne diagonale)

Za prenos obtežbe iz konstrukcije na temeljna tla se izvedejo AB temeljni nosilci šrine 80 cm in višine 100 cm. Nad njimi se izvede AB pohodna površina v debelini 15 cm in se jo poveže s konstruktivno armaturo skupaj s temeljnimi nosilci. Za vse AB elemente se uporabi beton trdnostnega razreda C25/30 (razred izpostavljenosti XC2) in armaturno jeklo S500-B.



Slika 8: 3D prikaz AB temeljnih nosilcev

Objekt se temelji na približno 4 m debelem sloju gline (CL). Pod omenjenim slojem se nahaja hribinska osnova v obliki apnenca. Gladina podzemne vode se nahaja pod spodnjo koto temeljnih nosilcev.

Za izvedbo vseh spojev obravnavane lesene konstrukcije se uporabijo vijaki trdnostnega razreda 8.8 premera od 16 do 27 mm. Vse priključne pločevine se izvedejo iz jekla S235 JR0.

2.2 Uporabljeni materiali

2.2.1 Lepljen lameliran les

Materialne karakteristike lepljenega lameliranega lesa so določene v skladu s SIST EN 14080:2013.

Preglednica 3: Materialne karakteristike za lepljen lameliran les

Materialne karakteristike	GL32 h	Enote
$f_{m,k}$	3,20	kN/cm ²
$f_{t,0,k}$	2,56	
$f_{t,90,k}$	0,05	
$f_{c,0,k}$	3,20	
$f_{c,90,k}$	0,25	
$f_{v,k}$	0,35	
$E_{0,mean}$	1450	
$E_{0,05}$	1180	
$E_{90,mean}$	30	
$E_{90,0,05}$	25	
$G_{0,mean}$	65	
$G_{0,05}$	54	
ρ_{mean}	490	kg/m ³
ρ_k	440	
γ	4,90	kN/m ³

2.2.2 Križno lepljen les

Materialne karakteristike in togostne lastnosti križno lepljenega lesa so določene skladno z viri [3] in [4].

Preglednica 4: Materialne karakteristike za križno lepljen les

Materialne karakteristike	CLT	Enote
$f_{m,k}$	2,40	kN/cm ²
$f_{t,0,k}$	1,40	
$f_{c,0,k}$	2,10	
$f_{c,90,k}$	0,25	
$f_{v,S,k}$	0,50	
$f_{v,T,k}$	0,25	
$f_{v,k}$	0,25	
$f_{v,R,k}$	0,11	
$E_{0,mean}$	1200	
$E_{0,05}$	916	
$E_{90,mean}$	37	
$G_{0,mean}$	69	
$G_{0,05}$	57	
$G_{R,mean}$	5	
ρ_{mean}	450	
ρ_k	400	
γ	5,50	kN/m ³

Preglednica 5: Togostne karakteristike križno lepljene plošče

Oznaka	KLH 240 7ss TL	Enota	Opis
D_{11}	13400	kNm	upogibna togost v smeri x
D_{22}	448		upogibna togost v smeri y
D_{33}	467		torzijska togost
D_{44}	31600	kN/m	strižna togost v ravnini x - z
D_{55}	4710		strižna togost v ravnini y - z
D_{66}	2400000		osna togost v smeri x
D_{77}	480000		osna togost v smeri y
D_{88}	57400		strižna togost v ravnini x - y

$x...$ vzdolžna smer križno lepljene plošče (glej sliko 10)

$y...$ prečna smer križno lepljene plošče (glej sliko 10)

2.2.3 Beton

Trdnostne in deformacijske lastnosti betona so določene v skladu s SIST EN 1992-1-1:2005. Beton se uporabi samo za izdelavo temeljev, za katere je značilno, da so izpostavljeni dolgotrajnemu stiku z vodo, zato se predvidi razred izpostavljenosti XC2 – korozija zaradi karbonatizacije (mokro, le redko suho). Skladno s SIST EN 206:2013 se priporoča uporaba betona trdnostnega razreda C25/30.

Preglednica 6: Materialne karakteristike za beton kvalitete C25/30

Materialne karakteristike	Trdnostni razred	Enote
	C25/30	
$f_{c,k}$	2,50	kN/cm ²
f_{ctm}	0,26	
E_{cm}	3100	
ν	0,2	/
γ	25,0	kN/m ³

2.2.4 Armaturno jeklo

V skladu s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 se lahko za armiranje konstrukcij uporabi le varive jeklene proizvode, ki imajo rebrasto ali nazobčano površino. Uporabimo jeklo kvalitete S500-B katerega materialne karakteristike so podane v preglednici 7.

Preglednica 7: Materialne karakteristike za armaturno jeklo

Materialne karakteristike	Kvaliteta jekla	Enote
	S500-B	
$f_{y,k}$	50	kN/cm ²
E_s	20000	
ν	0,3	/
γ	78,5	kN/m ³

2.2.5 Konstruktivsko jeklo

V skladu s standardom SIST EN 10025-2:2029 se uporabi jeklo kvalitete S235 JR0 katerega materialne karakteristike so podane v preglednici 8.

Preglednica 8: Materialne karakteristike za konstruktivsko jeklo

Materialne karakteristike	Kvaliteta jekla	Enote
	S235 JR0	
f_y	23,5	kN/cm ²
f_u	36,0	
E	21000	
ν	0,3	/
γ	78,5	kN/m ³

2.2.6 Zemljina

Za temeljna tla so bile uporabljene naslednje karakteristike podane v preglednici spodaj določene na podlagi meritev po [7].

Preglednica 9: Karakteristike temeljnih tal

Globina	Sloj	E [kPa]	c' [kPa]	c_u [kPa]	ϕ [°]	γ [kN/m ³]	ν
0 – 4 m	glina (CL)	6000	4	25	27	19	0,3
4 m →	apnenec	/	/	/	/	/	/

2.3 Uporabljeni prečni prerezi glede na vrsto materiala

2.3.1 Prečni prerezi iz lepljenega lameliranega lesa

Pripadajoče geometrijske lastnosti uporabljenih prečnih prerezov iz lepljenega lameliranega lesa so podane v preglednici 10.

Preglednica 10: Geometrijske in togostne lastnosti uporabljenih prečnih prerezov iz lepljenega lameliranega lesa

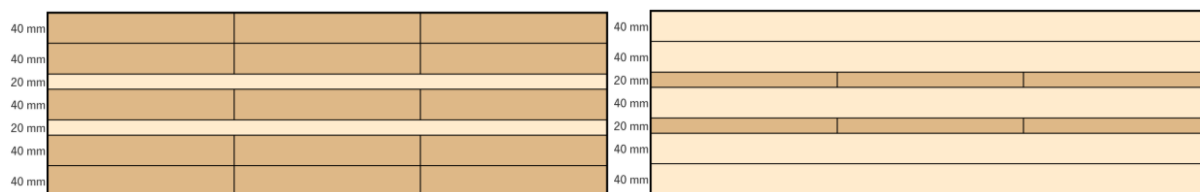
Lastnost prečnega prereza	Simbol	Steber 30/30 cm	Nosilec 30/80 cm	Nosilec 20/50cm
Višina	h [cm]	30	80	50
Širina	b [cm]	30	30	20
Površina	A [cm ²]	900	2400	1000
Vztrajnostni moment Y	I_y [cm ⁴]	67500	1280000	208300
Vztrajnostni moment Z	I_z [cm ⁴]	67500	180000	33300
Odpornostni moment Y	W_y [cm ³]	4500	32000	83300
Odpornostni moment Z	W_z [cm ³]	4500	12000	3300
Vztrajnostni polmer y	i_y [cm]	8,66	23,09	14,43
Vztrajnostni polmer z	i_z [cm]	8,66	8,66	5,77
Statični moment Y	S_y [cm ³]	3375	24000	6250
Statični moment Z	S_z [cm ³]	3375	9000	2500

2.3.2 Prečni prerezi iz križno lepljenega lesa

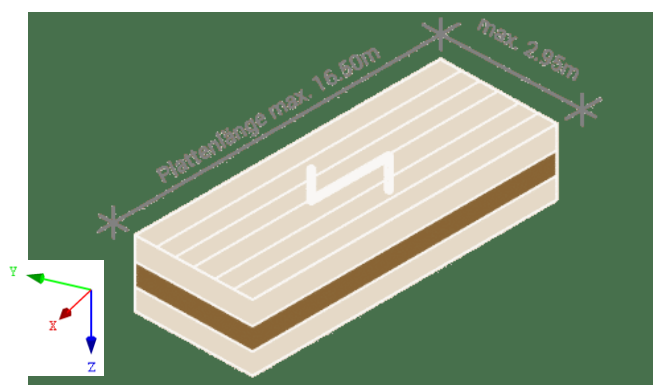
Pripadajoče geometrijske lastnosti uporabljenih prečnih prerezov (glej sliko 9 in 10) iz lepljenega lameliranega lesa so podane v preglednici 10.

Preglednica 11: Lastnosti uporabljenih prečnih prerezov za križno lepljen les

Lastnost prečnega prereza	Simbol	KLH 240 7ss TL
Višina	h [cm]	24
Širina	b [cm]	100
Neto površina v smeri x	$A_{0,net}$ [cm ²]	2000
Neto površina v smeri y	$A_{90,net}$ [cm ²]	400
Vztrajnostni moment v smeri x	$I_{0,net}$ [cm ⁴]	115000
Vztrajnostni moment v smeri y	$I_{90,net}$ [cm ⁴]	3733
Odpornostni moment v smeri x	$W_{0,net}$ [cm ³]	9292
Odpornostni moment v smeri y	$W_{90,net}$ [cm ³]	933
Torzijski odpornostni moment	W_T [cm ³]	9.600
Statični moment v smeri x	$S_{R,0,net}$ [cm ³]	3600
Statični moment v smeri y	$S_{R,90,net}$ [cm ³]	400



Slika 9: Vzдолni in prečni prerez križno lepljene plošče CLT KLH 240 7ss TL [3]



Slika 10: Smeri lokalnega koordinatnega sistema križno lepljene plošče [8]

2.3.3 Prečni prerezi iz konstrukcijskega jekla

Pripadajoče geometrijske lastnosti jeklenih prečnih prerezov so prikazane v preglednici 12.

Preglednica 12: Geometrijske in togostne lastnosti uporabljenih prečnih prerezov za konstrukcijsko jeklo

Lastnost prečnega prereza	Simbol	CEV 72.0/4.5	CEV 82.5/6.3	CEV 82.5/8.8
Zunanji premer	D [mm]	72,0	82,5	82,5
Debelina stene	t [mm]	4,5	6,3	8,8
Površina	A [cm ²]	9,26	15,08	20,38
Vztrajnostni moment	I_y [cm ⁴]	49,89	110,21	140,31
Vztrajnostni polmer	i_y [cm]	2,32	2,70	2,62

2.4 Vlažnost lesa

Skladno z nacionalnim dodatkom standarda SIST EN 1995-1-1:2005, poglavje 2.3.1.3 se predpostavi **1. razred uporabnosti** konstrukcije za katerega je značilna vsebnost vlage v lesenih elementih, ki ustreza temperaturi 20 °C in relativni vlažnosti okoliškega zraka, ki preseže 65 % samo nekaj tednov v letu. Povprečna vsebnost vlage pri večini mehkih vrst lesa ne presega 12 %.

2.5 Modifikacijski faktorji trdnostnih karakteristik lesa

Z modifikacijskim faktorjem k_{mod} računsko upoštevamo reducirano trdnost lesa zaradi trajanja obtežbe in pogojev okolja pri uporabi (vsebnost vlage v lesu). Skladno s standardom SIST EN 1995-1-1 in njegovim nacionalnim dodatkom se za 1. razred uporabnosti upoštevajo naslednje vrednosti modifikacijskega faktorja katerih vrednosti so prikazane v preglednici 13.

Preglednica 13: Vrednosti modifikacijskega faktorja k_{mod}

Razred trajanja obtežbe	Čas delovanja	Primer obtežbe	k_{mod}
stalna	več kot 10 let	lastna teža	0,60
dolgotrajna	6 mesecev do 10 let	skladiščni material	0,70
srednjetraina	1 teden do 6 mesecev	koristna obtežba, sneg	0,80
kratkotrajna	manj kot 1 teden	sneg, veter	0,90
trenutna		veter, neugodne obtežbe	1,10

Posebnosti:

- Obtežba s snegom s karakteristično vrednostjo do 2 kN/m² se lahko v odvisnosti od lokalnih pogojev upošteva, kot kratkotrajna ali srednjetraina obtežba.
- Obtežba s snegom s karakteristično obtežbo vrednostjo nad 2 kN/m² se upošteva kot srednjetraina.
- Obtežba z vetrom se upošteva kot kratkotrajna.

Če obtežna kombinacija vključuje obtežbe iz različnih razredov trajanja obtežbe se za vrednost k_{mod} vzame tisto, ki pripada obtežbi z najkrajšim trajanjem. V nalogi se upoštevata sneg in veter kot kratkotrajni obtežbi.

2.6 Koeficient lezenja lesa

Vplive lezenja lesa na končne pomike se zajame s pomočjo koeficienta lezenja k_{def} , ki se ga za lepljen lameliran les določi skladno s standardom SIST EN 1995-1-1. Za križno lepljen les se faktor k_{def} določi

s pomočjo literature [3] in [4], saj SIST EN 1995-1-1:2005 le tega ne podaja. Vrednosti koeficientov lezenja za 1. razred uporabnosti so podane v preglednici 14.

Preglednica 14: Vrednosti koeficientov lezenja za 1. razred uporabnosti

Material	k_{def}
Lepljen lameliran les (GLT)	0,6
Križno lepljen les (CLT)	0,8

2.7 Zaščita lesa

V skladu s standardom SIST EN 335:2013 se določi razred izpostavljenosti glede na mesto uporabe. Preglednica je podana spodaj.

Preglednica 15: Razredi izpostavljenosti

Razred izpostavljenosti	Mesto uporabe	Povzročitelj ogroženosti			
		Insekti	Glive	Izpiranje	Modrivke
I.	Nad tlemi pokrito	+	-	-	-
II.	Nad tlemi, pokrito, nevarnost močenja	+	+	-	-
III.	Nad tlemi, nepokrito	+	+	+	+/-
IV.	V tleh ali vodi	+	+	+	+
V.	V morski vodi	+	-	+	-

Objekt se uvrsti v **razred izpostavljenosti I**: les je uporabljen v notranjosti zgradbe, kjer srednja stopnja vlage v zraku ne presega 70 %. Ogroženost lesa zaradi pojava gliv je zanemarljiva. Med abiotične/nežive dejavnike spada mehanska obraba ter morebitni učinki nepravilnega in nepazljivega ravnanja ljudi.

Vse lesene dele konstrukcije je potrebno zaščititi pred napadi insektov. Uporabi se sredstva, ki so namenjena kemični zaščiti lesa pred biološkimi škodljivci, ter vsebujejo biocide sočasno pa nudijo primerno stopnjo UV zaščite. Lesene dele konstrukcije se predhodno zaščiti pred dostavo na gradbišče v skladu z navodili proizvajalca.

2.8 Uporabljeni materialni varnostni faktorji

Uporabljeni materialni varnostni faktorji so podani v preglednici 16.

Preglednica 16: Uporabljeni materialni varnostni faktorji

Material	Varnostni faktorji		
	Stalna in začasna projektna stanja:	Potresno projektno stanje:	Nezgodno projektno stanje:
Les (GLT, CLT)	$\gamma_M = 1,25$ $\gamma_M = 1,3$ (vezna sredstva)	$\gamma_M = 1,0$ $\gamma_M = 1,0$ (vezna sredstva)	$\gamma_{M,fi} = 1,0$
Beton	$\gamma_c = 1,5$	$\gamma_c = 1,5$ $\gamma_{Rd} = 1,2$ (temelji)	$\gamma_{M,fi} = 1,0$
Armaturno jeklo	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1,0$	$\gamma_{M,fi} = 1,0$
Konstrukcijsko jeklo	$\gamma_{M,0} = 1,0$ $\gamma_{M,1} = 1,0$ $\gamma_{M,2} = 1,25$	$\gamma_{M,0} = 1,0$ $\gamma_{M,1} = 1,0$ $\gamma_{M,2} = 1,25$ $\gamma_{ov} = 1,25$	$\gamma_{M,fi} = 1,0$
Zemljina	$\gamma_{Rd} = 1,4$ (PP2)	$\gamma_{Rd} = 1,4$ (PP2)	$\gamma_{Rd} = 1,4$ (PP2)

2.9 Delni varnostni faktorji za obtežbe

Delne varnostne faktorje za stalna in začasna projektna stanja v mejnem stanju nosilnosti se določi skladno s standardom SIST EN 1990:2004.

Preglednica 17: Delni varnostni faktorji za obtežbe v mejnem stanju nosilnosti

Obtežba	Neugoden vpliv	Ugoden vpliv
Stalni vplivi $G \rightarrow \gamma_G$	1,35	1,0
Spremenljivi vplivi $Q \rightarrow \gamma_Q$	1,5	0

2.10 Kombinacijski faktorji za obtežbe

Kombinacijske varnostne faktorje za različne obtežbe se določi skladno s standardom SIST EN 1990:2004.

Preglednica 18: Kombinacijski varnostni faktorji za različne obtežbe

Vpliv	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Kategorija A (bivalni prostori in stopnice)	0,7	0,5	0,3
Kategorija H (streha)	0	0	0
Sneg <1000 m	0,5	0,2	0
Veter	0,6	0,2	0

2.11 Obtežne kombinacije

2.11.1 Mejno stanje nosilnosti

Kadar se preverja mejna stanja nosilnosti je potrebno skladno s standardom SIST EN 1990, poglavje 6.4.2, točka (3)P preveriti ali je projektna nosilnost konstrukcijskega elementa večja od projektne obremenitve:

$$E_d \leq R_d$$

kjer sta:

E_d projektna vrednost učinkov vplivov, kot so notranje sile, momenti ali vektor, ki predstavlja notranje sile ali momente

R_d projektna vrednost pripadajoče odpornosti

2.11.1.1 Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja

Splošna oblika kombinacije učinkov vplivov se lahko skladno s standardom SIST EN 1990, poglavje 6.4.3.2, točka (3) izrazi kot:

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

kjer so:

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

P odločilna reprezentativna vrednost vpliva prednapetja

$Q_{k,1}$ karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva 1

$Q_{k,i}$	karakteristična vrednost spremljajočega spremenljivega vpliva i
$\gamma_{G,j}$	delni varnostni faktor za stalni vpliv j
γ_P	delni varnostni faktor za vplive prednapetja
$\gamma_{Q,i}$	delni varnostni faktor za vpliv i
$\psi_{0,i}$	kombinacijski faktor za vrednost spremenljivega vpliva

2.11.1.2 Kombinacije vplivov za neugodna projektna stanja

Splošna oblika kombinacije učinkov vplivov se lahko skladno s standardom SIST EN 1990, poglavje 6.4.3.3, točka (3) izrazi kot:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ali } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

kjer so:

A_d	projektna vrednost neugodnega vpliva
$\psi_{1,1}$	faktor za pogosto vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva
$\psi_{2,1}$	faktor za navidezno stalno vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva
$\psi_{2,i}$	faktor za navidezno stalno vrednost spremljajočega spremenljivega vpliva

Zgornja enačba se upošteva tudi v primeru požarnega projektnega stanja, kjer se za prevladujoč spremenljiv vpliv upošteva faktor $\psi_{1,1}$.

2.11.1.3 Kombinacije vplivov za potresa projektna stanja

Splošna oblika kombinacije učinkov vplivov se lahko skladno s standardom SIST EN 1990, poglavje 6.4.3.4, točka (2) izrazi kot:

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

kjer je:

A_{Ed} projektna vrednost vpliva potresa $A_{Ed} = \gamma_i A_{Ek}$

2.11.2 Mejno stanje uporabnosti

Kadar se preverja mejna stanja uporabnosti je potrebno skladno s standardom SIST EN 1990, poglavje 6.5.1, točka (1)P preveriti ali je:

$$E_d \leq C_d$$

kjer sta:

E_d	projektna vrednost učinkov vplivov, navedena v kriteriju uporabnosti na podlagi ustrezne kombinacije
C_d	mejna projektna vrednost ustreznega kriterija uporabnosti

2.11.2.1 Karakteristična kombinacija

Karakteristična kombinacija vplivov se izrazi kot:

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

2.11.2.2 Pogosta kombinacija

Pogosta kombinacija se izrazi kot:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

2.11.2.3 Navidezno stalna kombinacija

Navidezno stalna kombinacija se določi kot:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

2.12 Mejne vrednosti pomikov

Skladno s standardoma SIST EN 1995-1-1 in SIST EN 1990 in pripadajočima nacionalnima dodatkoma se določi mejne vrednosti pomikov konstrukcije in njenih delov. Vrednosti so prikazane v spodnji preglednici.

Preglednica 19: Mejne vrednosti pomikov konstrukcije

Opis	w_{inst}	w_{fin}
Streha	$L/300$	$L/250$
Strop	$L/300$	$L/250$
Stopnice	$L/300$	$L/250$
Hor. pomik etaže	$H_i/300$	/
Hor. celotne konstrukcije	$H/500$	/

kjer so:

- L razpon obravnavanega elementa, dela konstrukcije, ...
- H_i etažna višina i-te etaže
- H višina objekta

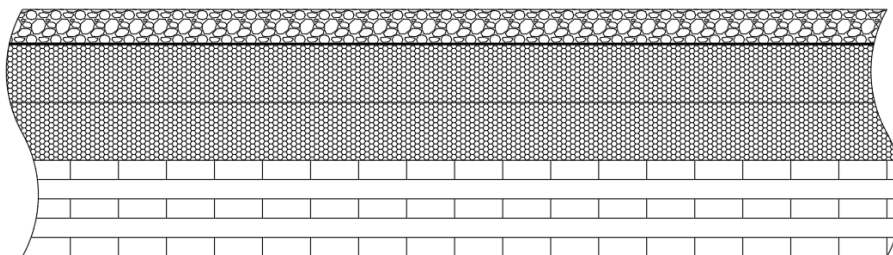
3 OBTEŽBE

3.1 Stalna obtežba

Stalno in lastno obtežbo določimo skladno s standardom SIST EN 1991-1-1:2004. Lastno težo nosilnih elementov konstrukcije upošteva programska oprema Dlubal RFEM samodejno.

Sestava strehe:

Na sliki 11 in v preglednici 20 je prikazana sestava strehe po slojih skupaj z pripadajočo lastno težo.



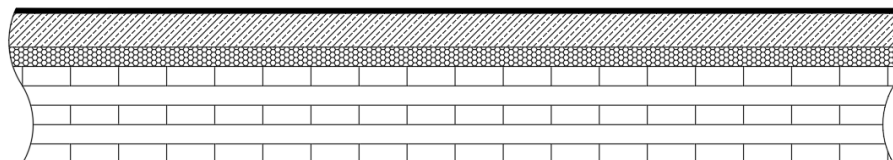
Slika 11: Sestava strehe

Preglednica 20: Stalna obtežba strehe

Sloj:	Debelina [cm]	γ [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
Nasutje prodca	7,0	19,0	1,33
Sintetična membrana	0,3	6,8	0,20
Toplotna izolacija, 2 sloja	24,0	0,3	0,07
Parna zapora	/	/	/
Križno lepljen les KLH 240 7ss TL	24,0	5,5	1,32
Mavčne plošče			0,20
Skupaj brez CLT-ja:			$g_k = 1,80$

Sestava medetažne konstrukcije:

Na sliki 12 in v preglednici 21 je prikazana sestava medetažne konstrukcije po slojih skupaj z pripadajočo lastno težo.



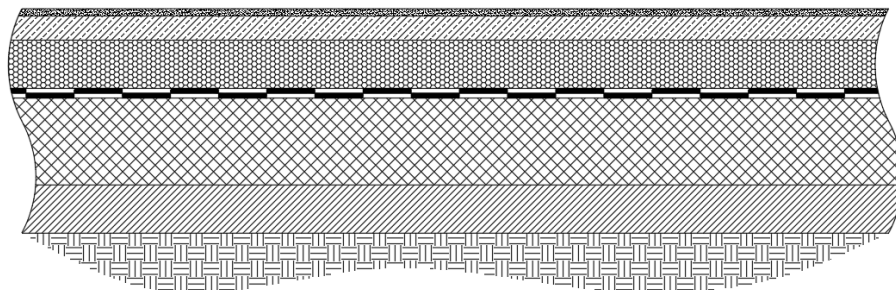
Slika 12: Sestava medetažne konstrukcije

Preglednica 21: Stalna obtežba medetažne konstrukcije

Sloj:	Debelina [cm]	γ [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
Keramika	/	/	0,30
Cementni estrih	5,0	20,0	1,00
Zvočna izolacija	4,0	0,7	0,03
Križno lepljen les KLH 240 7ss TL	24,0	5,5	1,32
Mavčne plošče			0,20
Skupaj brez CLT-ja:			$g_k = 1,53$

Sestava pohodne površine proti tlom:

Na sliki 13 in v preglednici 22 je prikazana sestava tal pohodne površine po slojih skupaj z pripadajočo lastno težo.



Slika 13: Sestava tal pohodne površine proti tlom:

Preglednica 22: Stalna obtežba temeljnih tal

Sloj:	Debelina [cm]	γ [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
Keramika	/	/	0,30
Cementni estrih	5,0	20,0	1,00
Toplotna izolacija	10,0	0,30	0,03
Hidroizolacija	1,50	11,0	0,17
AB talna plošča	15,0	25,0	3,75
Podložni beton	7,0	24,0	2,40
Skupaj brez podložnega betona:			$g_k = 7,65$

Sestava steklene fasade:

Na sliki 14 in preglednici 23 je prikazana sestava steklene fasade skupaj z pripadajočo lastno težo.



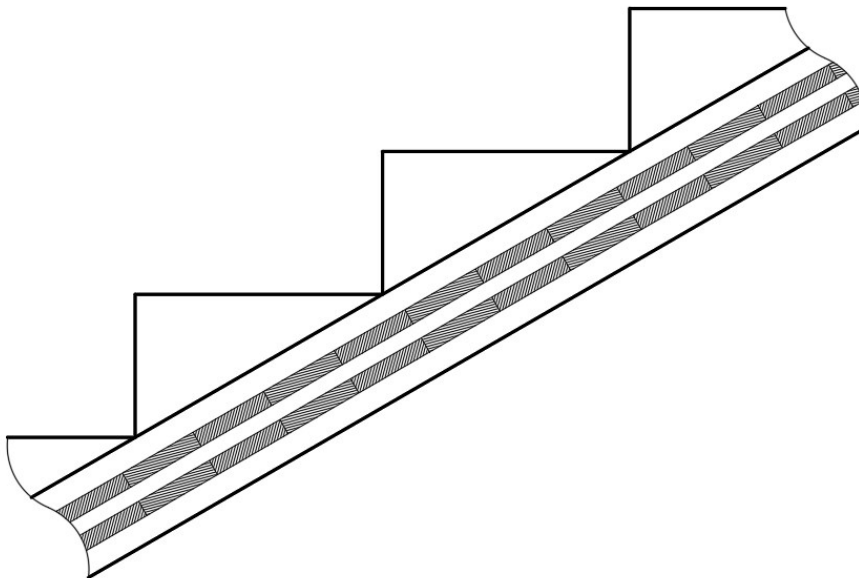
Slika 14: Vertikalna steklena fasada Qbiss Air [9]

Preglednica 23: Stalna obtežba fasade iz Qbiss Air

Sloj:	Debelina [cm]	γ [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
Qbiss Air vertikalna steklena fasada	14,9	/	1,50

Stopnice:

Na sliki 15 in v preglednici 24 je prikazana sestava stopnic skupaj z pripadajočo lastno težo.



Slika 15: Sestava stopnic

Preglednica 24: Stalna obtežba stopnic

Sloj:	Debelina [cm]	γ [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
Stopnice iz CLTja, ograja, ...	/	5,50	0,90
Križno lepljen les KLH 150 5s TL	15,0	5,50	0,83
Skupaj brez CLT-ja:		$g_k =$	0,90

3.2 Koristna obtežba

Koristno obtežbo se določi skladno s standardom SIST EN 1991-1-1. V nadaljevanju je podana preglednica z obtežbami za posamezno kategorijo.

Preglednica 25: Koristne obtežbe po posameznih prostorih

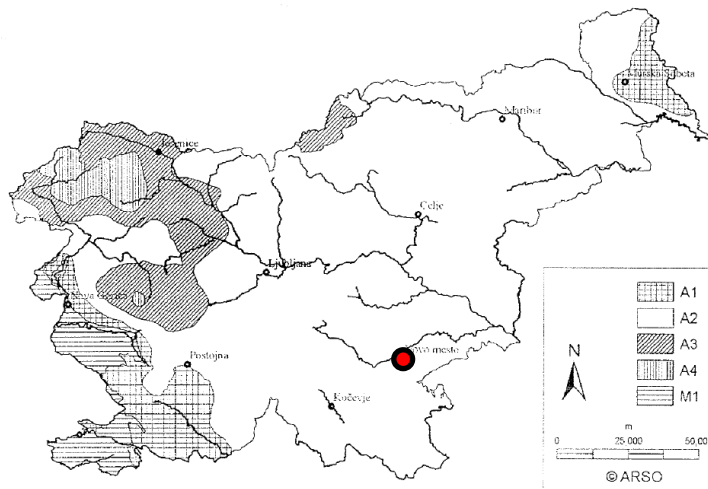
Vpliv	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Kategorija A: Stopnice	2,0	2,0
Kategorija A: Bivalni prostori	2,0	2,0
Kategorija H: Streha	0,4	1,0

V skladu s standardom SIST EN 1991-1-1:2004, poglavje 6.3.4.1, točka (1)P, se za kategorijo H upošteva, da je streha dostopna le za normalno vzdrževanje in popravila.

Koristni obtežbi za kategorijo A je potrebno skladno s standardom SIST EN 199-1-1, poglavje 6.3.1.2, točka (8), prišteti še enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo zaradi premičnih predelnih sten katerih lastna teža znaša manj, kot 1,0 kN/m v velikosti $q_k = 0,5$ kN/m². Tako znaša skupna koristna obtežba za kategorijo A $q_k = 2,5$ kN/m².

3.3 Obtežba snega

Obtežbo snega se določi skladno s standardom SIST EN 1991-1-3:2004 in slovenskim nacionalnim dodatkom za ravne strehe.



Slika 16: Lokacija objekta [S2]

Karakteristična vrednost obtežbe snega:

Karakteristična vrednost obtežbe snega na tleh za Novo mesto (cona **A2** iz slike 16) na nadmorski višini 300 m se določi po enačbi:

$$s_k = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{300}{728} \right)^2 \right] = 1,51 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

kjer je:

A nadmorska višina objekta

Obtežba snega na strehi:

Obtežba snega za trajna/zčasna projektna stanja se določi kot:

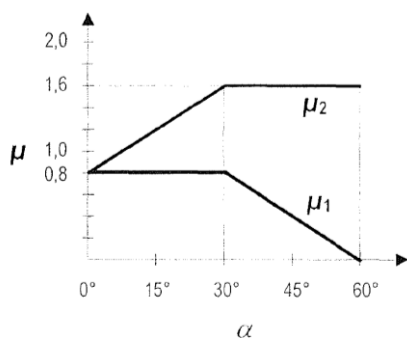
$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,51 = 1,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

kjer so:

μ_1 oblikovni koeficient obtežbe snega $\mu_1 = 0,8$ (glej sliko 17)

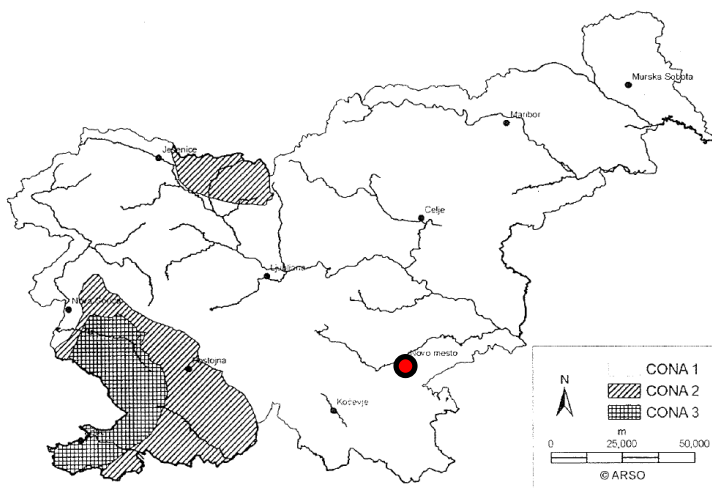
C_e koeficient izpostavljenosti, kjer se za običajen teren po SIST EN 1991-1-3:2004, poglavje 5.2, točka (7) upošteva $C_e = 1,0$

C_t toplotni koeficient po SIST EN 1991-1-3:2004, poglavje 5.2, točka (8) kjer se običajno upošteva $C_t = 1,0$



Slika 17: Oblikovni koeficient obtežbe snega [S1]

3.4 Obtežba vetra



Slika 18 Lokacija objekta [S4]

Osnovna hitrost vetra:

Osnovna hitrost vetra za cono 1 iz slike 18, kjer temeljna vrednost hitrosti vetra znaša $v_{b,0} = 20 \text{ m/s}$, se določi po enačbi:

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20,0 = 20,0 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

kjer je:

C_{dir} smerni faktor, kjer je priporočena vrednost 1,0

C_{season} faktor letnega časa, kjer je priporočena vrednost 1,0

Hrapavost terena:

V skladu s preglednico kategorije terena podane v standardu SIST EN 1991-1-4:2004, poglavje 4.3, točka (1) spada objekt v **kategorijo terena II** (lokacija na obroju Novega mesta). Vrednosti z_0 in z_{min} so določena s pomočjo slike 19:

$$z_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$z_{min} = 2 \text{ m}$$

Kategorija terena		z_0 m	z_{min} m
0	Morsko ali obalno področje, izpostavljeno proti odprtemu morju	0,003	1
I	Jezersko ali ravninsko področje z zanemarljivim rastlinjem in brez ovir	0,01	1
II	Področje z nizkim rastlinjem (trava) in posameznimi ovirami (drevesi, stavbami) na razdalji najmanj 20 višin ovir	0,05	2
III	Področja z običajnim rastlinjem ali stavbami ali s posameznimi ovirami na razdalji največ 20 višin ovir (vasi, podeželsko okolje, stalni gozd)	0,3	5
IV	Področje, kjer je najmanj 15 % površine pokrite s stavbami s povprečno višino več kot 15 m	1,0	10
OPOMBA: Kategorije terena so ilustrirane v A.1.			

Slika 19: Kategorija terena [S3]

Faktor hrapavost terena se določi po naslednjih enačbah pod pogojem, da velja naslednja neenakost $z_{min} = 0,05 \text{ m} \leq z = 11 \text{ m} \leq z_{max} = 200 \text{ m}$, kjer z predstavlja višino objekta:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,19 \cdot \ln\left(\frac{11}{0,05}\right) = 1,03$$

kjer so:

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

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,05}{0,05}\right)^{0,07} = 0,19$$

z_0 vrednost določena iz slike 19

z_{min} najmanjša višina določena iz slike 19

z_{max} za z_{max} se uporabi vrednost 200 m

Vetrna turbolenca:

Intenziteta turbulence se določi kot:

$$l_v(z) = \frac{k_l}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{11}{0,05}\right)} = 0,185$$

kjer sta:

k_l turbulentni faktor, priporočena vrednost znaša 1,0

c_0 faktor hribovitosti terena, kjer se upošteva vrednost 1,0

Tlak pri največji hitrosti vetra:

Tlak pri največji hitrosti vetra se določi po enačbi:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot l_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = [1 + 7 \cdot 0,185] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 20,6^2 = 0,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

kjer je:

ρ gostota zraka, ki je odvisna od nadmorske višine, temperature in zračnega tlaka, pričakovanega med neurjem na obravnavanem območju. Privzame se vrednost $1,25 \text{ kg/m}^3$.

Vpliv trenja vetra:

Učinek trenja vetra na ploskev se lahko skladno s standardom SIST EN 1991-1-4:2004 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 in zavetnih). Površine so določene v nadaljevanju.

Izračun površin:

$$S \text{ in } J \text{ fasada: } 11 \text{ m} \cdot 31 \text{ m} = 341 \text{ m}^2$$

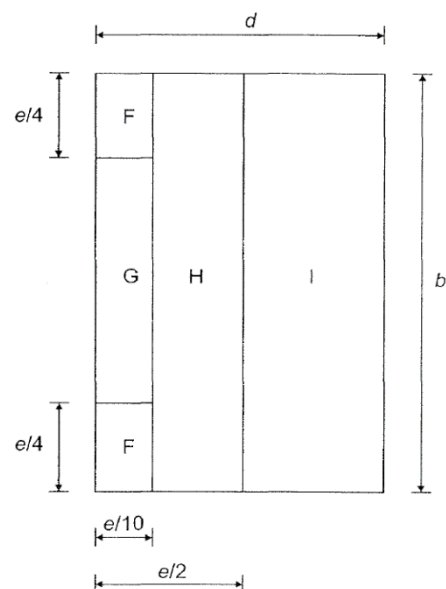
$$V \text{ in } Z \text{ fasada: } 11 \text{ m} \cdot 28 \text{ m} = 308 \text{ m}^2$$

$$\text{Streha: } 28 \text{ m} \cdot 32 \text{ m} = 840 \text{ m}^2$$

Kontrole površin:

$$\text{Veter Y (J} \rightarrow \text{S): } 2 \cdot 308 + 840 = 1456 \text{ m}^2 \leq 4 \cdot (2 \cdot 341) = 2728 \text{ m}^2 \checkmark$$

$$\text{Veter X (V} \rightarrow \text{Z): } 2 \cdot 341 + 840 = 1522 \text{ m}^2 \leq 4 \cdot (2 \cdot 308) = 2464 \text{ m}^2 \checkmark$$

**Določitev koeficientov zunanje tlaka na ravno streho:**

Za veter v obeh smereh velja, da je:

$$e = \min(b; 2 \cdot h) = \min(28; 31; 22) = 22 \text{ m}$$

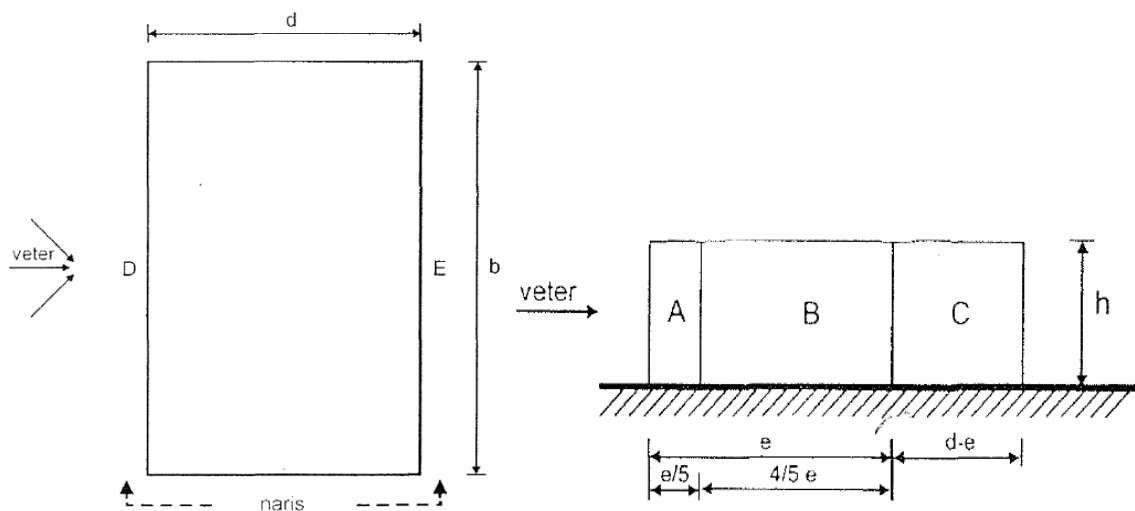
Vrednosti koeficientov zunanje tlaka na streho je prikazan v preglednici 26. Predznak (+) predstavlja tlak vetra in predznak (-) srk vetra.

Preglednica 26: Vrednosti koeficientov zunanje tlaka na ravno streho

Smer vetra	F	G	H	I
Y	-1,8	-1,2	-0,7	+0,2/-0,2
X	-1,8	-1,2	-0,7	+0,2/-0,2

Slika 20: Razdelitev ravne strehe na območja [S3]

Določitev koeficientov zunanje tlaka na stene:



Slika 21: Razdelitev sten na območja [S3]

Za veter v obeh smereh velja, da znaša $e = 22$ m. Določimo še razmerja $\frac{h}{d}$ za vsako smer:

$$Y \rightarrow \frac{h}{d} = \frac{11}{28} = 0,39$$

$$X \rightarrow \frac{h}{d} = \frac{11}{31} = 0,35$$

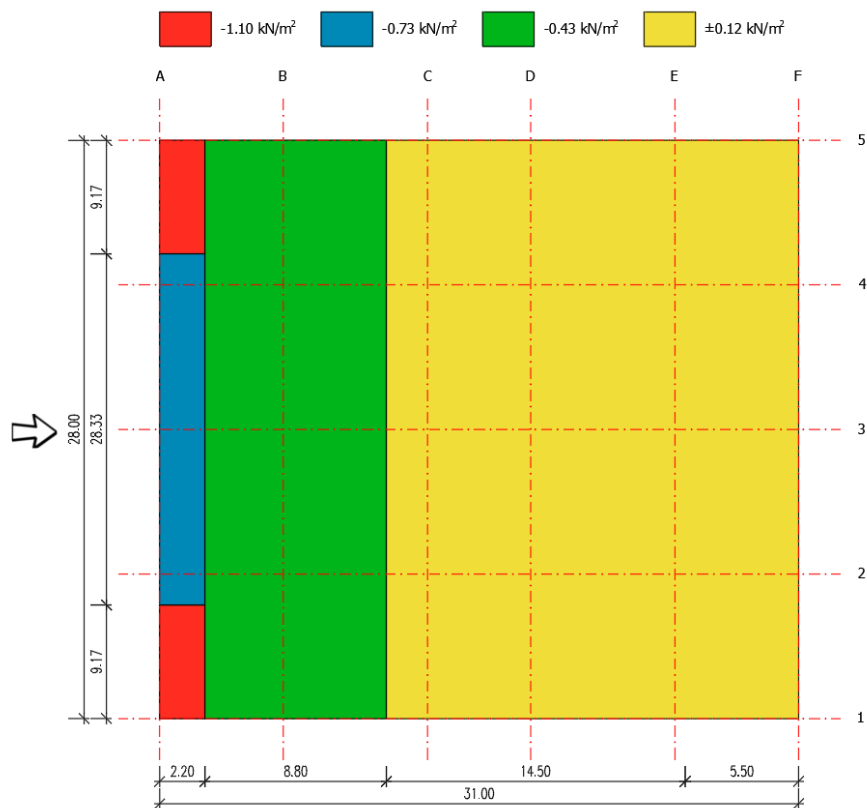
Vrednosti koeficientov zunanje tlaka na stene:

Preglednica 27: Vrednosti koeficientov zunanje tlaka na stene

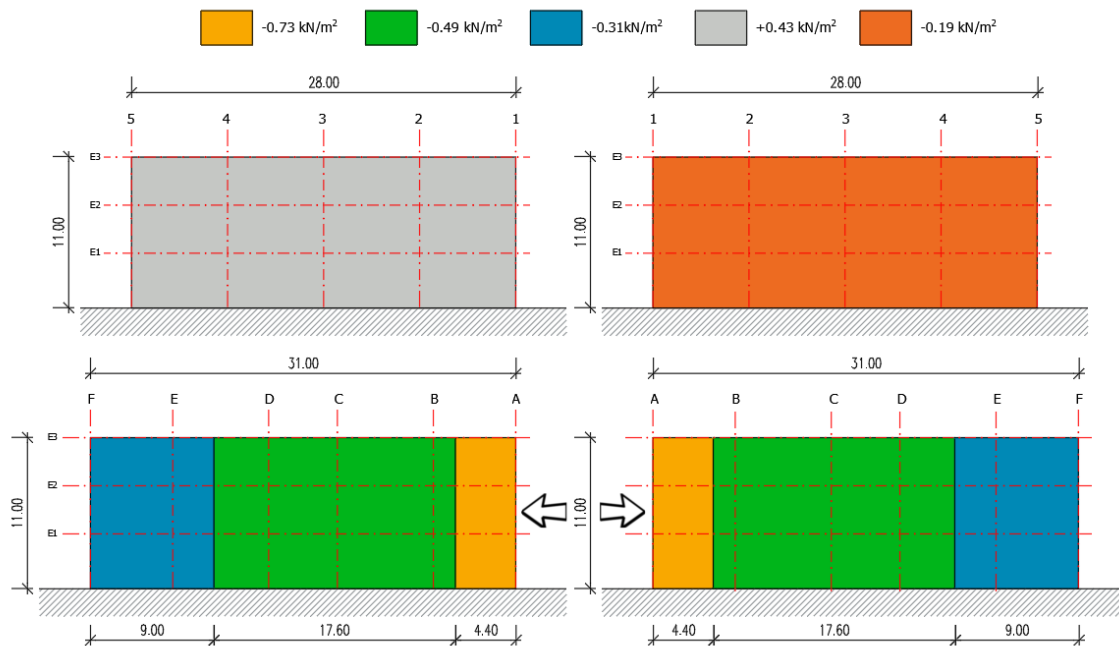
Smer vetra	A	B	C	D	E
Y	-1,2	-0,8	-0,5	+0,72	-0,34
X	-1,2	-0,8	-0,5	+0,71	-0,31

Pri statični analizi objekta se zanemari vrednosti notranjih tlakov in srkov, saj se predpostavi, da so vsa okna med delovanjem vetra zaprta.

Obtežba vetra na objekta za smer vetra X:

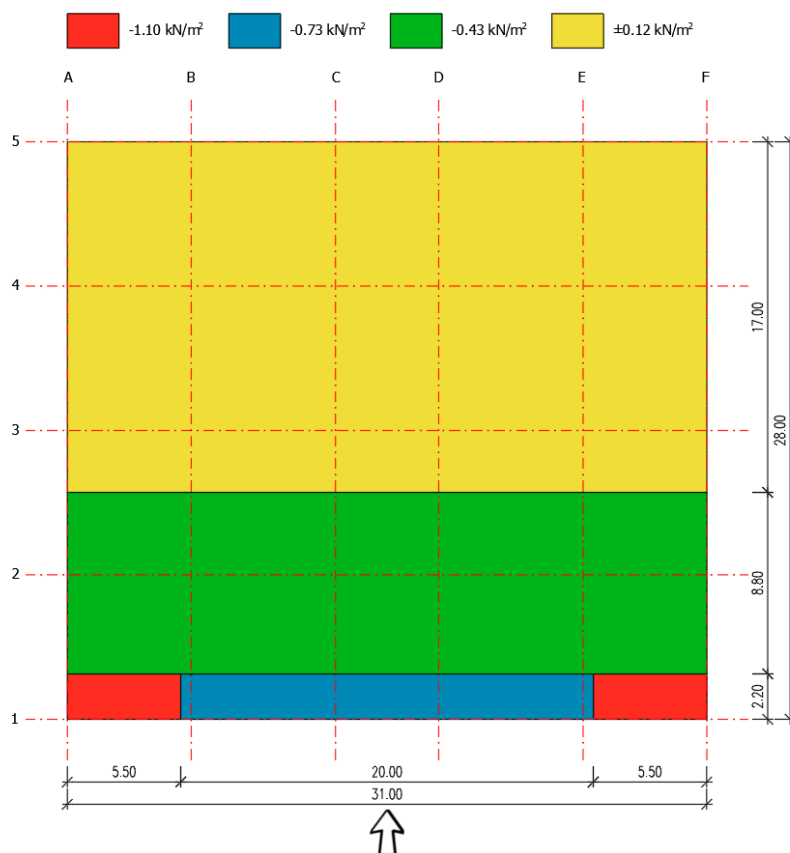


Slika 22: Obtežba na vetra na streho za smer vetra X

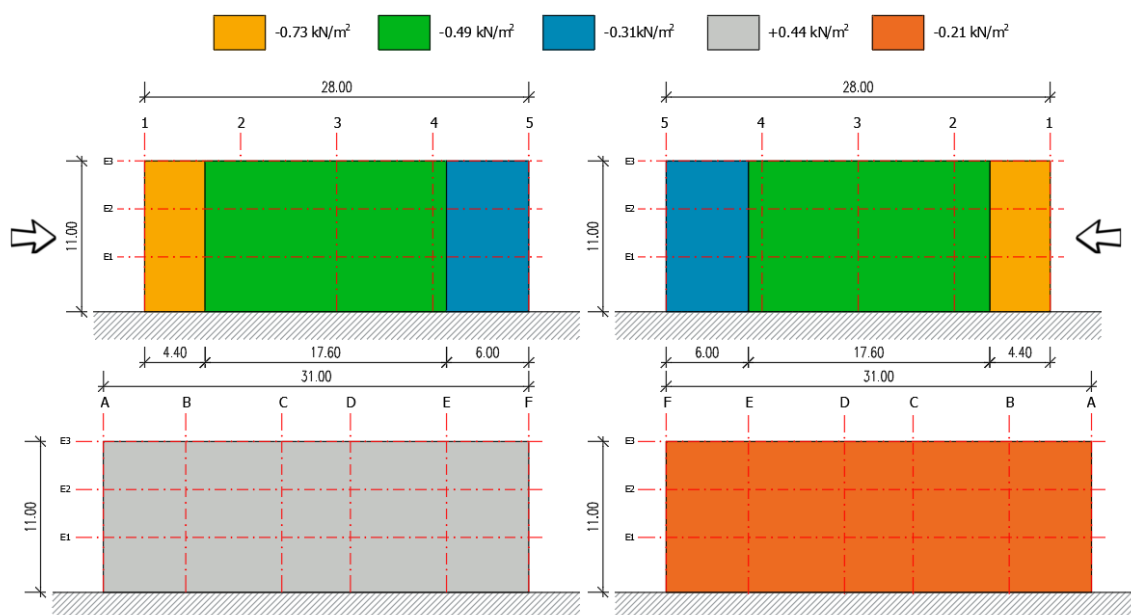


Slika 23: Obtežba vetra na stene za smer vetra X

Obtežba vetra na objekta za smer vetra Y:



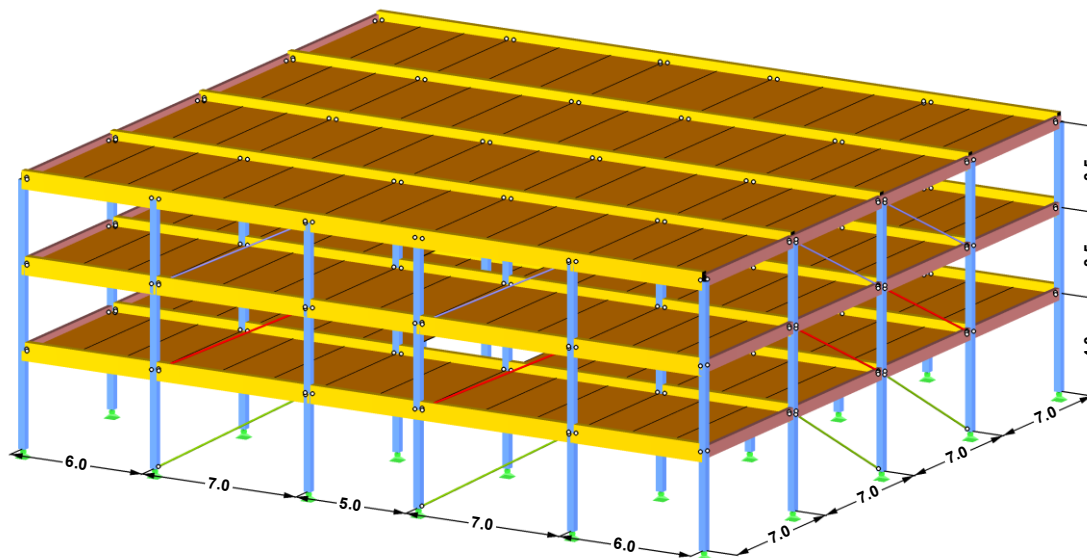
Slika 24: Obtežba na vetra na streho za smer vetra Y



Slika 25: Obtežba vetra na stene za smer vetra Y

4 IZDELAVA 3D RAČUNSKEGA MODELA

Za potrebe statične in potresne analize lesenega večetažnega stanovanjskega objekta se izdela 3D računski model s pomočjo programa za statično analizo Dlubal RFEM. Računski model je prikazan na sliki 26. Vse notranje statične količine so določene po elastični teoriji prvega reda. V modelu so bili uporabljeni linijski in ploskovni končni elementi. Vse linijske elemente smo razdelili na 10 končnih elementov medtem, ko je bila za ploskovne ortotropne elementa uporabljena gostota mreže 0,5 x 0,5 m.



Slika 26: 3D računski model v programu Dlubal RFEM

4.1 Modeliranje medetažne in strešne plošče

Medetažne in strešne plošče se izvedejo iz križno lepljenega lesa KLH 240 7ss. Dlubal RFEM omogoča podajanje ortotropnosti materialov s pomočjo togostne matrike. Togostno matriko dopolnimo z podatki o togostnih karakteristikah plošč iz podpoglavja 2.2.2 (glej sliko 27)

Stiffness Matrix Elements (Bending and Torsion)			
D11:	13400.000 [kNm]	D12:	0.000 [kNm]
D22:	448.000 [kNm]	D23:	0.000 [kNm]
D33:	467.000 [kNm]		

Stiffness Matrix Elements (Shear)			
D44:	31600.000 [kN/m]	D45:	0.000 [kN/m]
D55:	4710.000 [kN/m]		

Stiffness Matrix Elements (Membrane)			
D66:	2.4000E+06 [kN/m]	D67:	0.000 [kN/m]
D77:	480000.000 [kN/m]	D78:	0.000 [kN/m]
D88:	57400.000 [kN/m]		

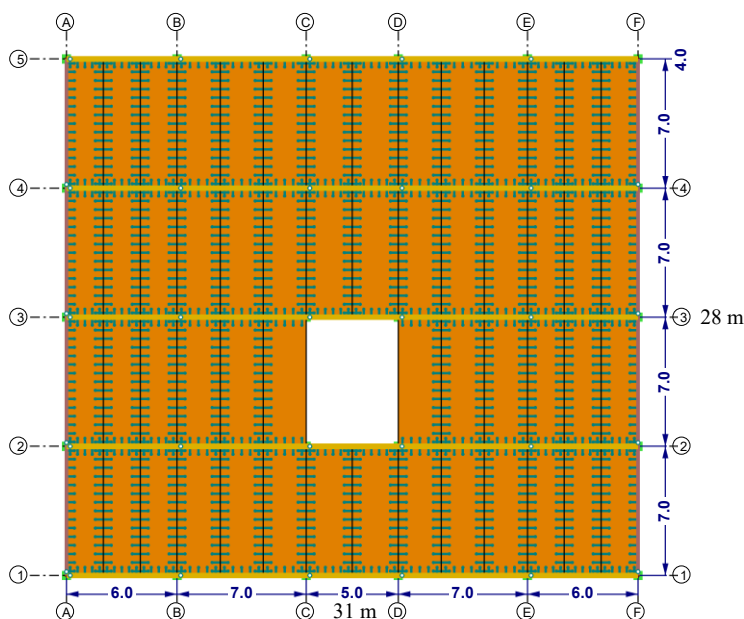
Stiffness Matrix Elements (Eccentric Effects)			
D16:	0.000 [kNm/m]	D17:	0.000 [kNm/m]
D27:	0.000 [kNm/m]	D28:	0.000 [kNm/m]
D38:	0.000 [kNm/m]		

Stiffness Matrix Elements (Eccentric Effects)	
D16 ... D33 [Nm]	
D44 ... D88 [N/m]	
D16 ... D38 [Nm/m]	

Slika 27: Togostne karakteristike križno lepljene plošče KLH 240 7ss TL

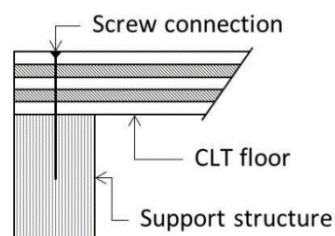
Križno lepljene plošče se običajno dobavljajo v dimenzijah do $b/l = 2,95/16,0$ m, kjer je b širina in l dolžina plošče. V našem primeru je tako potrebno v vzdolžni smeri plošče medseboj stikovati. Zaradi tega se izvede členasti spoj, ki se ga tudi modelira v računskem modelu. V smeri krajše stranice in vzdolž daljših stranic robnih plošč se plošče privijačijo na primarne nosilce. V 3D računskem modelu

se to upošteva, kot členkasti spoj. Med osema 2 in 3, ter C in D se modelira stopniščna odprtina dimenzij 5,0 x 7,0 m. Odprtina se izdelav prvem in drugem nadstropju (glej slike 28, 29 in 30)



Slika 28: Prikaz medetažne plošče nad 1. in 2. nadstropjem

Členkasti spoj med
CLT ploščo in nosilci



Slika 29: Členkasti spoj med CLT ploščama [11]

Členkasti spoj med
CLT ploščami

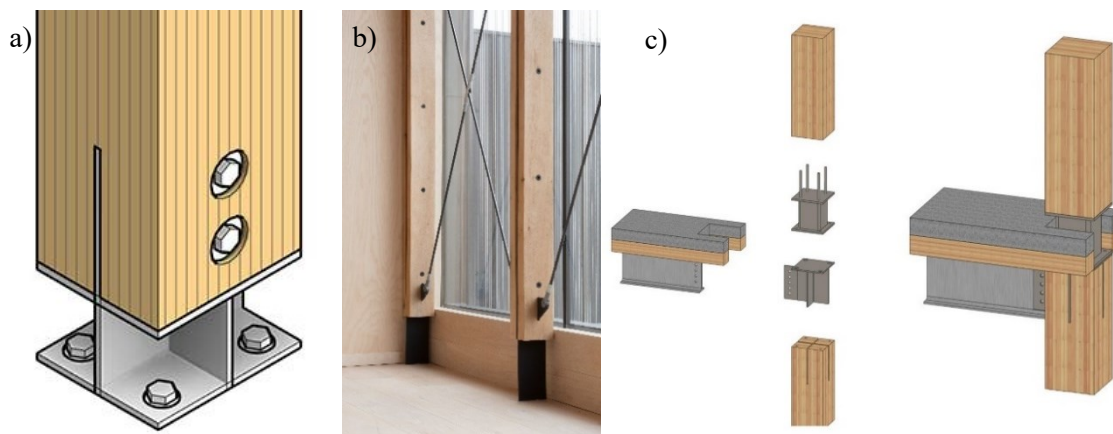


Slika 30: Členkasti spoj med CLT ploščo in GLT nosilcem [10]

4.2 Modeliranje primarnih nosilnih elementov

Stebre, ki so členkasto priključeni na temelje se modelira kontinuirano od tal do zgornje etaže. Vsi stebri so pravokotnega prečnega prereza $b/h=30/30$ cm. Na stebre se v daljši smeri objekta členkasto priključujejo primarni nosilci pravokotnega prečnega prereza $b/h=30/80$ cm. V krajši smeri se na obeh robovih stavbe na višinah etaž, ki niso del okvirja s centričnim povezjem modelira nosilce pravokotnega prečnega prereza $b/h=20/50$ cm. Za nosilce, ki so del okvirja s centričnim povezjem se uporabijo elementi pravokotnega prečnega prereza $b/h=30/80$ cm.

Jeklene diagonale okvirja s centričnim povezjem se modelira tako, da so sposobne prevzeti samo natezne sile. V ta namen modeliramo samo natezno diagonalo



Slika 31: Primeri stikovanja elementov primarne konstrukcije s pomočjo jeklenih elementov a) prikluček stebra na temelj [12], b) priklučevanje jeklenih diagonal [13], c) stikovanje različnih elementov s pomočjo jeklenih pločevin [14]

4.3 Obtežbe in obtežne kombinacije

V nadaljevanju so predstavljene obtežbe primarne nosilne konstrukcije in križno lepljenih plošč. Ker dimenzioniranje stopnišča v magistrskem delu ne obravnavamo, upoštevamo njegov vpliv upoštevamo kot obtežbo na primarne nosilce, ki jo dobimo tako, da površino odprtine pomnožimo s stalno in koristno obtežbo stopnišča. Lastna teža primarnih nosilnih elementov in križno lepljene plošče je v uporabljeni programski opremi upoštevana samodejno.

V preglednici 28 so predstavljeni obtežni primeri, ki so bili uporabljeni v analizi konstrukcije

Preglednica 28: Označevanje in opis obtežb

Obtežba:	Oznaka:	Opis:
Lastna teža, stalna obtežba	G	- lastna teža primarnih nosilnih elementov - lastna teža križno lepljenih plošč, - stalna obtežba medetažne konstrukcije in strehe, - stalna obtežba stopnišča, - obtežba fasade
Koristna obtežba	Q1	- koristna obtežba medetažne konstrukcije, - koristna obtežba stopnišča
Koristna obtežba	Q2	koristna obtežba strehe
Obtežba snega	S	obtežba snega na streho
Veter v smeri daljše stranice (smer X)	$W_{x,srk}$	obtežba vetra na stene objekta na krajši stranici objekta (upoštevanje samo srka na strehi)
Veter v smeri daljše stranice (smer X)	$W_{x,tlak}$	obtežba vetra na stene objekta na krajši stranici objekta (upoštevanje srka in tlaka na strehi)
Veter v smeri krajše stranice (smer Y)	$W_{y,srk}$	obtežba vetra na stene objekta na daljši stranici objekta (upoštevanje samo srka na strehi)
Veter v smeri krajše stranice (smer Y)	$W_{y,tlak}$	obtežba vetra na stene objekta na daljši stranici objekta (upoštevanje srka in tlaka na strehi)

V nadaljevanju so predstavljene obtežne kombinacije za posamezna mejna stanja.

- Mejnost stanje nosilnosti:

Obtežne kombinacije za mejno stanje nosilnosti smo določili skladno s pravili navedenimi v poglavju 2.11.1, ter jih zaradi prevelikega števila tu ne navajamo.

- Mejnost stanje uporabnosti (začetni pomiki):

Obtežne kombinacije za mejno stanje uporabnosti smo določili skladno s pravili navedenimi v poglavju 2.11.2, ter jih zaradi prevelikega števila tu ne navajamo

- Mejnost stanje uporabnosti (končni pomiki):

V preglednici 29 so prikazane merodajne obtežne kombinacije za mejno stanje uporabnosti (končni pomiki) za križno lepljene plošče in primarne lepljene lamelirane nosilce.

Preglednica 29: Obtežne kombinacije za končne pomike v mejnem stanju uporabnosti (končni pomiki)

Oznaka:	Zapis obtežne kombinacije	Merodajno za
MSU1_fin	$(1 + k_{def,G}) \cdot G + (1 + k_{def,G} \cdot \psi_2) \cdot Q1$ $(1 + 0,6) \cdot G + (1 + 0,6 \cdot 0,3) \cdot Q1$ $1,6 \cdot G + 1,18 \cdot Q1$	primarni nosilci v 1. in 2. nad. (nosilci v 3. nad niso merodajni!)
MSU2_fin	$(1 + k_{def,C}) \cdot G + (1 + k_{def,C} \cdot \psi_2) \cdot Q1$ $(1 + 0,8) \cdot G + (1 + 0,8 \cdot 0,3) \cdot Q1$ $1,8 \cdot G + 1,24 \cdot Q1$	križno lepljene plošče v 1. in 2. nad. (plošče v 3. nad niso merodajne!)

Indeksa G in C pri k_{def} povesta za kateri material je bil uporabljen koeficient lezenja. Oznaka G se uporabi za lepljen lameliran les, ter C za križno lepljen lesa.

5 KONTROLA VERTIKALNE STEKLENE FASADE

Proizvajalec vertikalne steklene fasade Qbiss Air nam podaja preglednico v publikaciji [9] s pomočjo katere enostavno preverimo maksimalne dovoljene razpone, ki jih lahko z izbrano vertikalno stekleno fasado premostimo. Stekleno fasado se pritrdi na rob križno lepljenih plošč, ki so spodaj podprte z lesenimi lameliranimi lepljenimi nosilci. Maksimalen razpon, ki ga moramo premostiti znaša 4,0 m, kar je ekvivalentno višini pritličja. Razponi v preostalih etažah niso merodajni, zato se jih ne kontrolira.

Wind load resistance (kPa)	Minimum 1.25 at L/400 at unit size 1250 x 4000 mm	Minimum 1.25 at L/400 at unit size 1250 x 4000 mm
----------------------------	--	--

Slika 32: Maksimalni dovoljeni razpon vertikalne steklene fasade Qbiss Air [9]

Maksimalni pritisk vetra (območje D): $w_{+,d} = 1,5 \cdot 0,44 = 0,66 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq w_{R,d} = 1,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \checkmark$

Maksimalen srk vetra (območje A): $w_{-,d} = 1,5 \cdot -0,73 = -1,10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq w_{R,d} = -1,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \checkmark$

Vertikalna steklena fasada Qbiss Air je ustrezna!

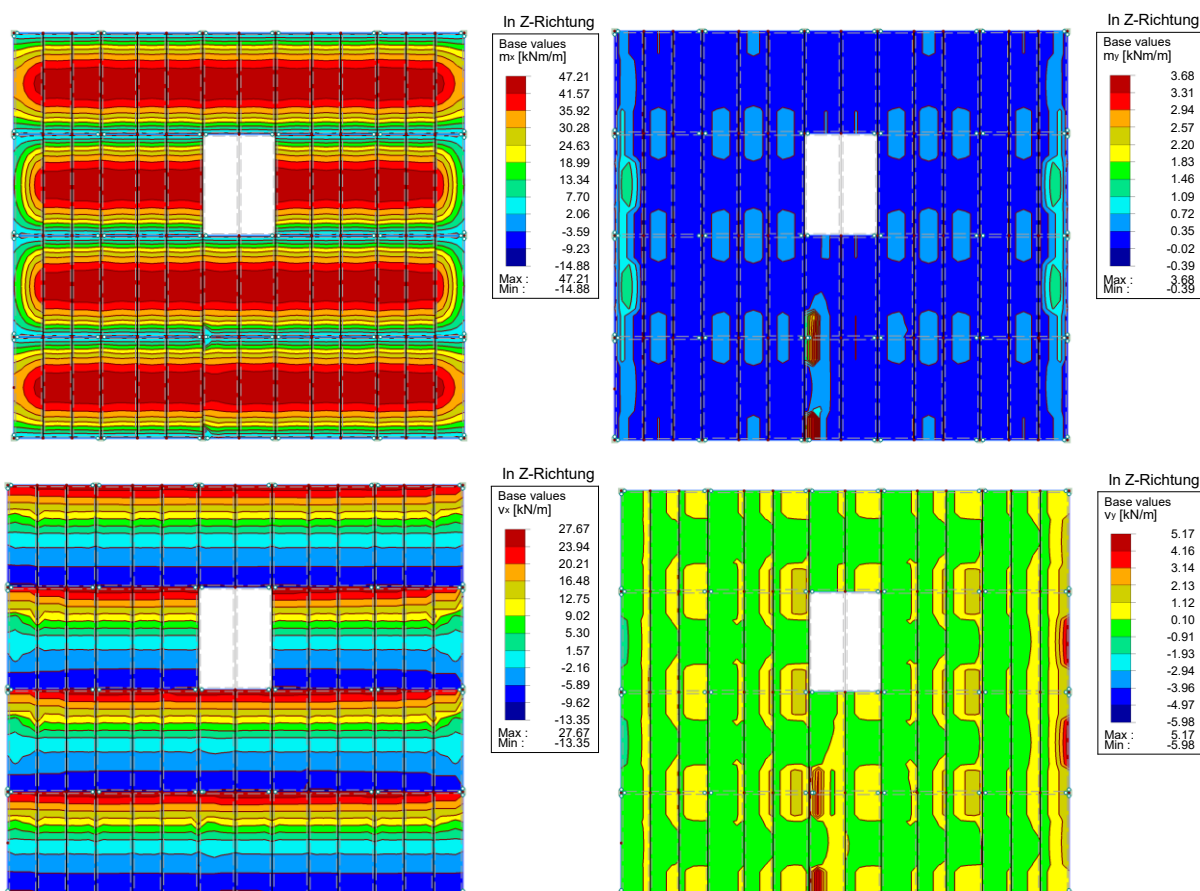
6 DIMENZIONIRANJE PRIMARNE NOSILNE KONSTRUKCIJE ZA STALNA IN ZAČASNA PROJEKTA STANJA

6.1 Dimenzioniranje križno lepljenih plošč

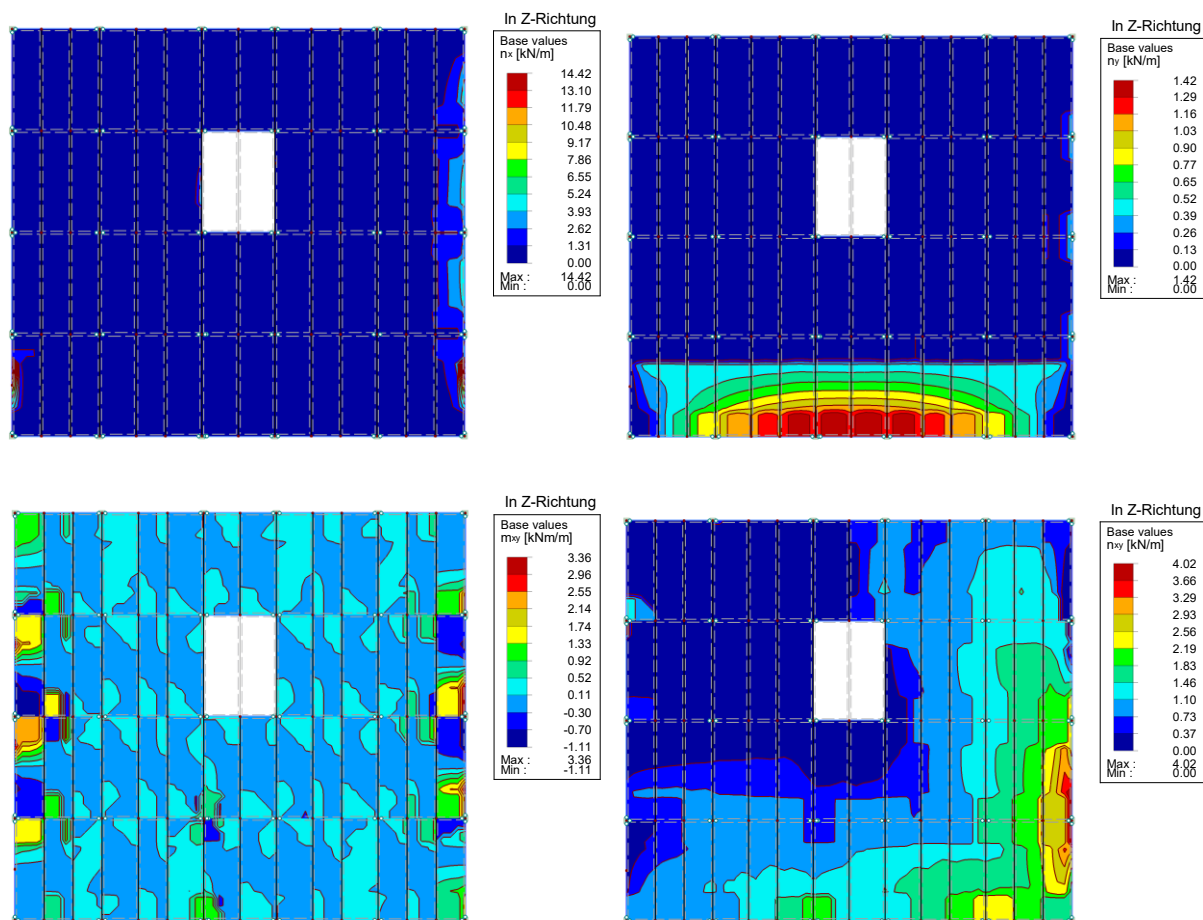
Dimenzioniranje križno lepljenih plošč se izvede s pomočjo z virov [3] in [4]. Izvede se kontrola mejnega stanja nosilnosti in uporabnosti.

6.1.1 Mejno stanje nosilnosti

Izvedejo so kontrole vseh maksimalnih obremenitev križno lepljenih plošč sočasno glede na ovojnico vseh obtežnih kombinacij v mejnem stanju nosilnosti. V preglednici 30 in na sliki 33 so podane maksimalne obremenitve križno lepljenih plošč določenih iz ovojnice vseh obtežnih kombinacij.



... se nadaljuje



Slika 33: Obremenitve križno lepljene plošče

Preglednica 30: Obremenitve križno lepljene plošče

Obremenitev:	Vrednost:	Obremenitev:	Vrednost:
$m_{x,d}$	47,3 kNm/m	$n_{x,d}$	14,5 kN/m
$m_{y,d}$	3,7 kNm/m	$n_{y,d}$	1,5 kN/m
$v_{x,d}$	27,8 kN/m	$m_{xy,d}$	3,4 kNm/m
$v_{y,d}$	6,0 kN/m	$n_{xy,d}$	4,1 kN/m

Kontrola normalnih napetosti v glavni smeri CLT-ja:

Normalne napetosti v glavni smeri morajo zadostiti naslednjemu pogoju:

$$\frac{m_{x,d}}{m_{R,x,d}} + \frac{n_{x,d}}{n_{R,x,d}} = \frac{47,3}{142,1} + \frac{14,5}{1780,0} = 0,34 \leq 1 \checkmark$$

kjer so:

- $m_{x,d}$ računski upogibni moment v smeri glavne osi
- $n_{x,d}$ računska osna sila v smeri glavne osi
- $m_{R,x,d}$ projektna upogibna nosilnost v smeri glavne osi
- $n_{R,x,d}$ projektna osna nosilnosti v smeri glavne osi

Projektna upogibna nosilnost v glavni smeri je določena kot:

$$m_{R,x,d} = W_{0,net} \cdot f_{m,d} = 9292 \cdot 1,53 = 142,1 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Projektna osna nosilnosti v smeri glavne osi:

$$n_{R,x,d} = A_{0,net} \cdot \min(f_{c,0,d}; f_{t,0,d}) = 2000 \cdot \min(1,34; 0,89) = 1780,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Opomba: Pri določitvi osne nosilnosti v smeri glavne osi se vzame manjšo vrednost izmed tlačne in natezne nosilnosti križno lepljenih plošč, saj smo v tem primeru na varni strani!

Kontrola normalnih napetosti v prečni smeri:

Normalne napetosti v pomožni smeri morajo zadostiti naslednjemu pogoju:

$$\frac{m_{y,d}}{m_{R,y,d}} + \frac{n_{y,d}}{n_{R,y,d}} = \frac{3,7}{14,2} + \frac{1,5}{360,0} = 0,27 \leq 1 \checkmark$$

kjer so:

$m_{y,d}$ računski upogibni moment v prečni smeri

$n_{y,d}$ računska osna sila v prečni smeri

$m_{R,y,d}$ projektna upogibna nosilnost v prečni

$n_{R,y,d}$ projektna osna nosilnosti v prečni smeri

Projektna upogibna nosilnost v prečni smeri je določena kot:

$$m_{R,y,d} = W_{90,net} \cdot f_{m,d} = 933 \cdot 1,53 = 14,2 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Projektna osna nosilnosti v smeri prečni osi je določena kot:

$$n_{R,y,d} = A_{90,net} \cdot \min(f_{c,0,d}; f_{t,0,d}) = 400 \cdot \min(1,34; 0,89) = 360,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Opomba: Pri določitvi osne nosilnosti v prečni smeri se vzame manjšo vrednost izmed tlačne in natezne nosilnosti križno lepljenih plošč, saj smo v tem primeru na varni strani!

Kontrola strižnih napetosti:

Strižne napetosti morajo zadostiti naslednjemu pogoju:

$$\sqrt{\left(\frac{v_{x,d}}{v_{R,x,d}}\right)^2 + \left(\frac{v_{y,d}}{v_{R,y,d}}\right)^2} + \frac{m_{xy,d}}{m_{R,xy,d}} + \frac{n_{xy,d}}{n_{R,xy,d}} \leq 1,0$$

$$\sqrt{\left(\frac{27,8}{223,6}\right)^2 + \left(\frac{6,0}{65,3}\right)^2} + \frac{3,4}{15,3} + \frac{4,1}{80,0} = 0,31 \leq 1,0 \checkmark$$

kjer so:

- $v_{x,d}$ računska prečna sila med normalo in glavno smerjo
- $v_{y,d}$ računska prečna sila med normalo in prečno smerjo
- $m_{xy,d}$ računski torzijski moment v ravnini plošče
- $n_{xy,d}$ računska strižna sila v ravnini plošče
- $v_{R,x,d}$ projektna strižna nosilnost plošče v glavni smeri
- $v_{R,y,d}$ projektna strižna nosilnost plošče v prečni smeri
- $m_{R,xy,d}$ projektna torzijska nosilnost plošče v ravnini obravnavanega prečnega prereza
- $n_{R,xy,d}$ projektna strižna nosilnost plošče v ravnini obravnavanega prečnega prereza

Projektna strižna nosilnost plošče v glavni smeri je določena kot:

$$v_{x,d} = \frac{I_{0,net} \cdot b}{S_{R,0}} \cdot f_{V,R,d} = \frac{115000 \cdot 100}{3600} \cdot 0,07 = 223,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Projektna strižna nosilnost plošče v prečni smeri je določena kot:

$$v_{y,d} = \frac{I_{90,net} \cdot b}{S_{R,90}} \cdot f_{V,R,d} = \frac{3733 \cdot 100}{400} \cdot 0,07 = 65,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Projektna torzijska nosilnost plošče v ravnini obravnavanega prečnega prereza je določena kot:

$$m_{R,xy,d} = W_T \cdot f_{v,T,d} = 9600 \cdot 0,16 = 15,3 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Projektna strižna nosilnost plošče v ravnini obravnavanega prečnega prereza je določena kot:

$$n_{R,xy,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{V,S,d} \cdot \min(A_{0,net}; A_{90,net}) = 0,32 \cdot 400 = 128,0 \\ f_{T,S,d} \cdot \frac{\min(A_{0,net}; A_{90,net}) \cdot a}{3 \cdot d_{i,max}} = 0,16 \cdot \frac{400 \cdot 15}{3 \cdot 4} = 80,0 = 80,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ f_{V,d} \cdot A_{gross} = 0,16 \cdot 2400 = 384,0 \end{array} \right.$$

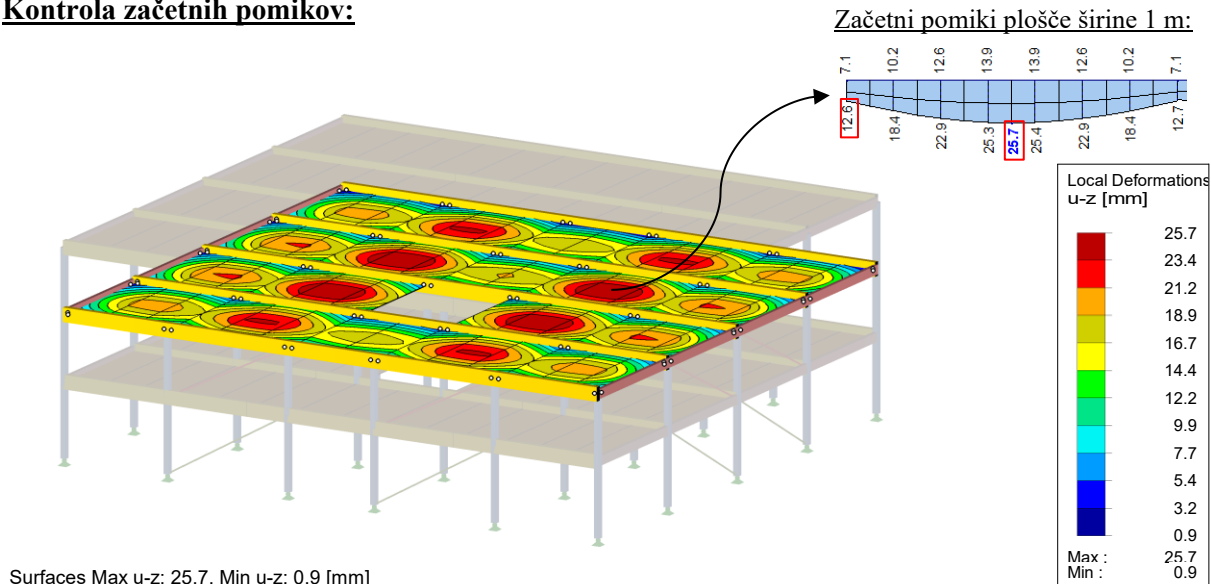
kjer so:

- a povprečna širina plošče (priporočeno $a = 15 \text{ cm}$) skladno z [3] in [4]
- d_i največja debelina posameznega sloja križno lepljene plošče debeline 4 cm
- A_{gross} površina homogenega prečnega prereza križno lepljene plošče širine 100 cm

6.1.2 Mejno stanje uporabnosti

Kontrolo mejnega stanja uporabnosti se izvede za križno lepljeno ploščo v drugem nadstropju. Pomiki in vibracije v prvem nadstropju so enaki tistim v drugem medtem, ko so na strehi manjši.

Kontrola začetnih pomikov:

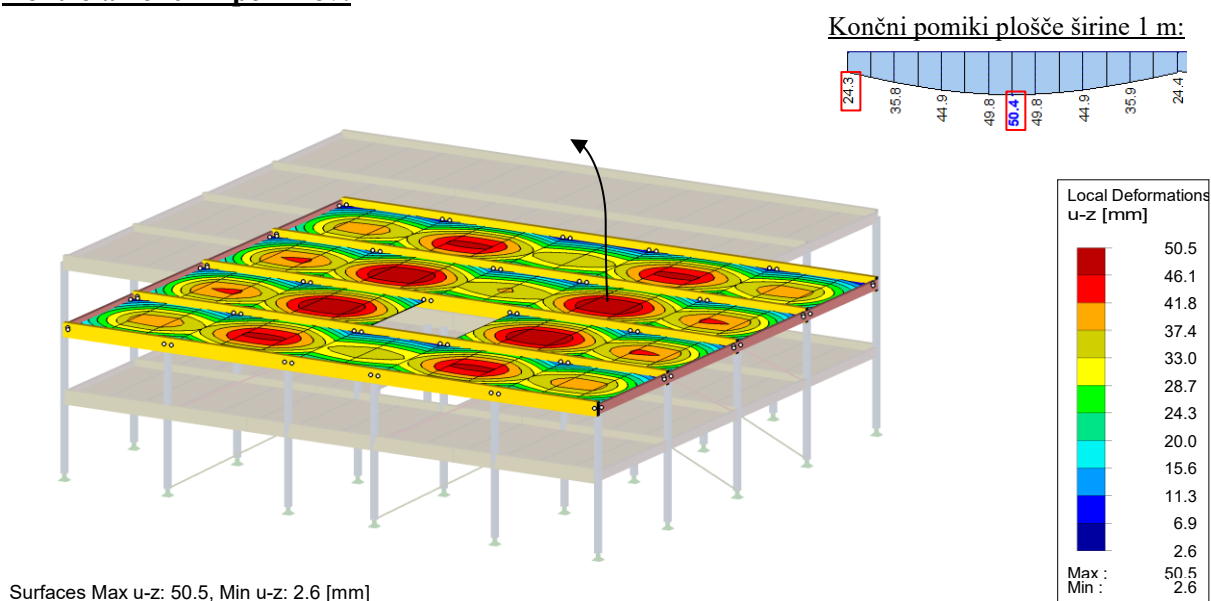


Slika 34: Začetni pomik križno lepljene plošče v drugem nadstropju v [mm]

Začetni relativni pomiki morajo zadostiti naslednjemu pogoju:

$$w_{inst} = 25,7 - 12,6 = 13,1 \text{ mm} \leq \frac{l}{300} = \frac{7000}{300} = 23,3 \text{ mm} \checkmark$$

Kontrola končnih pomikov:



Slika 35: Začetni pomik križno lepljene plošče v drugem nadstropju v [mm]

Končni relativni pomiki morajo zadostiti naslednjemu pogoju:

$$w_{fin} = 50,4 - 24,3 = 26,1 \text{ mm} \leq \frac{l}{250} = \frac{7000}{250} = 28,0 \text{ mm} \checkmark$$

6.1.2.1 Kontrola vibracij

Kontrola dinamičnega odziva oz. vibracij se izvede samo za križno lepljeno ploščo v prvem in drugem nadstropju. Kontrole vibracij za strešno ploščo ni potrebno opraviti, ker le ta spada v kategorijo H.

Skladno z literaturo [3] in [4], ter standardom SIST EN 1995-1-1:2005 najprej določimo prvo lastno frekvenco medetažne plošče izdelane iz križno lepljene plošče po enačbi:

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \sqrt{\frac{EI_{0,net}}{m}} = \frac{\pi}{2 \cdot 7,0^2} \sqrt{\frac{13,4 \cdot 10^6}{291}} = 6,9 \text{ Hz} \geq 8 \text{ Hz} \quad \times$$

kjer so:

l razpon križno lepljene plošče v [m]

$EI_{0,net}$ upogibna togost križno lepljene plošče v $\left[\frac{\text{Nm}^2}{\text{m}}\right]$ (določeno v preglednici 5, kot D_{11})

m masa križno lepljene plošče širine 1 m z vso pripadajočo stalno obtežbo v [kg]

Masa križno lepljene plošče širine 1 m se določi kot:

$$m = \frac{g}{9,81} \cdot 1000 = \frac{2,85}{9,81} \cdot 1000 = 291 \text{ kg}$$

Ker prva lastna frekvenca obravnavane medetažne konstrukcije ne ustreza zgornjemu pogoju bi bilo potrebno skladno s standardom SIST EN 1995-1-1:2005 opraviti posebne preiskave. Iz tega razloga si pomagamo z virom [3] in [4], ki podaja postopek za preverjanje vibracij križno lepljenih plošč katerih vrednost prve lastne frekvence se nahaja med 4,5 Hz in 8,0 Hz. Skladno z viroma [3] in [4] se opravi kontrola togosti in mejnih pospeškov križno lepljene plošče, ki morajo biti v mejah katere so prikazane na spodnji sliki.

	Vibration class I	Vibration class II	Vibration class III
Typical applications	Ceilings between different utilisation units, like separating ceilings between apartments, continuous ceilings, ceilings in offices, etc.	Ceilings within one utilisation unit, ceilings in single-family houses with common utilisation	Ceilings under undeveloped attics, ceilings without vibration requirement
Execution	Wet screed floating on light or heavy fills Dry screed on heavy fill (i.e. with more than 60 kg/m ³)	Wet screed floating (also without fill)	-
Frequency criterion	$f_1 \geq 8 \text{ Hz}$	$f_1 \geq 6 \text{ Hz}$	
Stiffness criterion ¹	$w_{1kN} \leq 0,25 \text{ mm}$	$w_{1kN} \leq 0,50 \text{ mm}$ for low requirements: $w_{1kN} \leq 1,00 \text{ mm}$	
Limit acceleration ²			
Hamm und Richter (2009) or Kreuzinger und Mohr (1999) upon transfer of vibration into the adjacent room, resp.	$a_{rms} \leq 0,05 \text{ m/s}^2$ additionally $f_1 \geq 4,5 \text{ Hz}$	$a_{rms} \leq 0,10 \text{ m/s}^2$ $f_1 \geq 4,5 \text{ Hz}$	

Gre za strop, med dvema ločenima stanovanjskima enotama, zato se izbere **razred vibracij I**.

Nekonstrukcijski sklop v prvem in drugem nadstropju se izvede s pomočjo zvočne izolacije in cementnega estriha, katerega gostota je večja kot $60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$.

Ker je prva lastna frekvenca medetažne križno lepljene plošče manjša od 8,0 Hz je potrebno zadostiti naslednjim pogojem:

- 1) $w_{1kN} \leq 0,25 \text{ mm}$ ✓
- 2) $a_{rms} \leq 0,05 \text{ m/s}^2$ ✓
- 3) $f_1 \geq 4,5 \text{ Hz}$ ✓

Slika 36: Razredi vibracij stropov [3]

Kontrola togosti križno lepljene plošče:

Primerna togost križno lepljene plošče pod točkovno silo 1 kN za **vibracijski razred I** je zagotovljena, če zadostimo pogoju **1)** iz slike 36:

$$w_{1kN} = 0,20 \text{ mm} \leq 0,25 \text{ mm} \checkmark$$

Pomik križno lepljene plošče zaradi točkovne obtežbe 1 kN se poenostavljeno določi na podlagi enačbe za pomik na sredini prostoležečega nosilca, kjer se upošteva tudi upogibna togost v prečni smeri kot:

$$w_{1kN} = \frac{1kN \cdot l^3}{48 \cdot EI_{0,net}} \cdot \frac{1}{b_f} \cdot 1000 = \frac{1 \cdot 7,0^3}{48 \cdot 13400} \cdot \frac{1}{2,7} \cdot 1000 = 0,20 \text{ mm}$$

Kjer je b_f sodelujoča širina križno lepljene plošče določena s pomočjo vira [3] kot:

$$b_f = \min \left(\frac{l}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{EI_{90,net}}{EI_{0,net}}}; b \right) = \min \left(\frac{7,0}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{448}{13400}}; 13,0 \right) = 2,72 \text{ m} \geq 1 \text{ m} \checkmark$$

Za vrednost b se uporabi najmanjša širina križno lepljenega stropa $b = 13 \text{ m}$. Vrednost $EI_{90,net}$ je določena v preglednici 5 pod oznako D_{22} .

Kontrola vibracijskih pospeškov križno lepljene plošče:

Računske kontrole v nadaljevanju izvedemo skladno z [3].

Kontroli pospeška za **vibracijski razred I** je zadoščeno, če je izpolnjen tudi pogoj **2)** iz slike 36:

$$a_{rms} = \frac{0,4 \cdot \alpha \cdot F_0}{M \cdot 2 \cdot D} = \frac{0,4 \cdot 0,039 \cdot 700}{2945 \cdot 2 \cdot 0,04} = 0,047 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \leq 0,05 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \checkmark$$

kjer so:

F_0	silna teže osebe pri hoji $F_0 = 700 \text{ N}$
D	dušenje, katerega vrednost za lesene stropove z betonskimi estrihi znaša 0,035 (slika 37)
α	koeficient, ki zajame vpliv prve lastne frekvence na vibracijske pospeške
M	modalna masa

Koeficient, ki zajame vpliv prve lastne frekvence na vibracijske pospeške α se določi kot:

$$\alpha = e^{-0,47 \cdot f_1} = e^{-0,47 \cdot 6,9} = 0,039$$

Modalna masa določena za sistem prostoležečega nosilca:

$$M = \frac{8}{15} \cdot m \cdot l \cdot b_f = \frac{8}{15} \cdot 290 \cdot 7 \cdot 2,72 = 2945 \text{ kg}$$

Type of floor structure	Modal degree of damping D
Floor structures without or with, resp., light floor structure	0.01
Floor structures with floating screed	0.02
Cross-laminated timber floors without or with, resp., light floor structure	0.025
Timber beam floors and mechanically connected board stack floors with floating screed	0.03
Cross-laminated timber floors with floating screed and heavy floor structure	0.04

Slika 37: Delež dušenja v odvisnosti od sestave stropov [3]

6.1.4 Izkoriščenosti križno lepljenih plošč

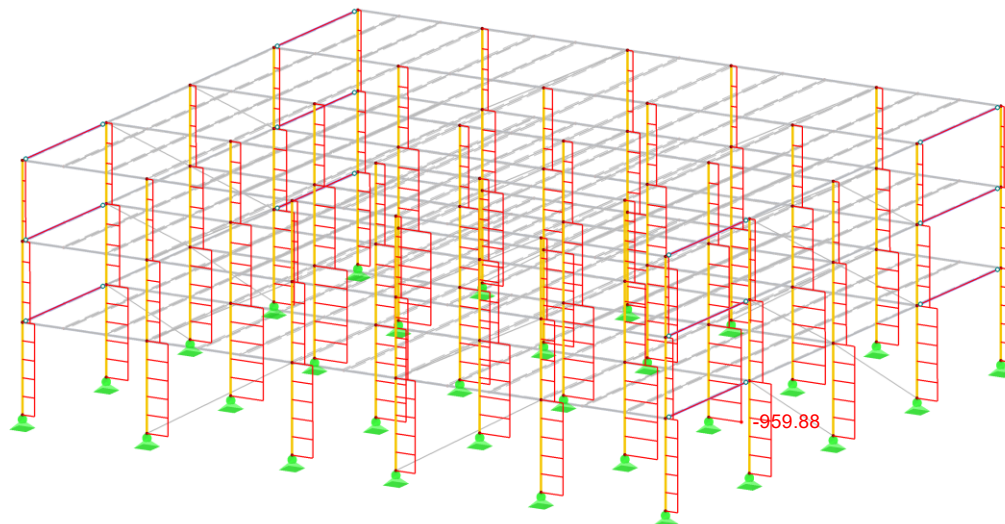
Spodaj so prikazane izkoriščenosti križno lepljenih plošč glede na posamezna mejna stanja.

Preglednica 31: Izkoriščenost križno lepljenih plošč glede na posamezna mejna stanja

		Izkoriščenost η [%]:
Mejno stanje nosilnosti:	• upogibne napetosti v glavni smeri	34
	• upogibne napetosti v pomožni smeri	27
	• strižne napetosti	31
Mejno stanje uporabnosti:	• začetni pomiki	57
	• končni pomiki	93
	• togost	80
	• vibracijski pospeški	94

6.2 Dimenzioniranje stebrov

Dimenzioniranje lesenih stebrov se izvede skladno s standardom SIST EN 1995-1-1:2005. Preveri se samo najbolj obremenjen steber prečnega prereza $b/h=30/30$ cm izdelan iz lepljenega lamiranega lesa trdnostnega razreda GL 32h, kjer je merodajna srednjetrjna obtežba ($k_{mod} = 0,8$). Na sliki spodaj je prikazana osna obremenitev najbolj obremenjenega stebra. Prikažemo samo osne sile, saj so vrednosti ostalih notranjih količin praktično zanemarljive (ostale vrednosti so prikazane v prilogi I).



Slika 38: Najbolj obremenjen steber, kjer je projektna osna sila $N_{Ed} = -960$ kN

6.2.1 Kontrola mejnega stanja nosilnosti

Kontrola tlačnih napetosti:

Skladno s standardom SIST EN 1995-1-1:2005, poglavje 6.3.2 morajo tlačne napetosti zadostiti naslednjemu pogoju:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} = \frac{1,08}{0,90 \cdot 2,04} = 0,59 \leq 1 \checkmark$$

kjer so:

$\sigma_{c,0,d}$ računsko tlačna napetost
 $f_{c,0,d}$ projektna tlačna nosilnost
 k_c uklonski koeficient

Uklonski koeficient k_c se določi kot:

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 + \lambda_{rel}^2}} = \frac{1}{0,82 + \sqrt{0,82^2 - 0,77^2}} = 0,90$$

Ker obravnavamo kvadratni prečni prerez dimenzij $b/h=30/30$ cm se koeficient k_c lahko določi le za uklon v smeri ene osi prečnega prereza.. V splošnem je potrebna določitev k_c za uklon v smeri vsake osi posebej ($k_{c,y}$ in $k_{c,z}$).

Koeficient k je določen kot:

$$k = 0,5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,1 \cdot (0,77 - 0,3) + 0,77^2] = 0,82$$

Geometrijska nepopolnost elementa se upošteva preko faktorja β_c , katerega vrednost za lepljen lameliran les znaša 0,1.

Relativna vitkost elementa λ_{rel} je določena kot:

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{46,2}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{3,20}{1180}} = 0,77 \geq 0,3 \rightarrow \text{potrebno upoštevati uklon!}$$

Dejanska vitkost elementa λ je določena kot:

$$\lambda = \frac{l_u}{i} = \frac{400}{8,66} = 46,2$$

Za uklonsko dolžino l_u se vzame višina pritličja.

Računska tlačna napetost se $\sigma_{c,0,d}$ določi kot:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{960}{900} = 1,08 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Projektna tlačna nosilnost $f_{c,0,d}$ se določi kot:

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{3,20}{1,25} = 2,04 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

6.3 Dimenzioniranje primarnih nosilcev prečnega prereza $b/h=30/80$ cm

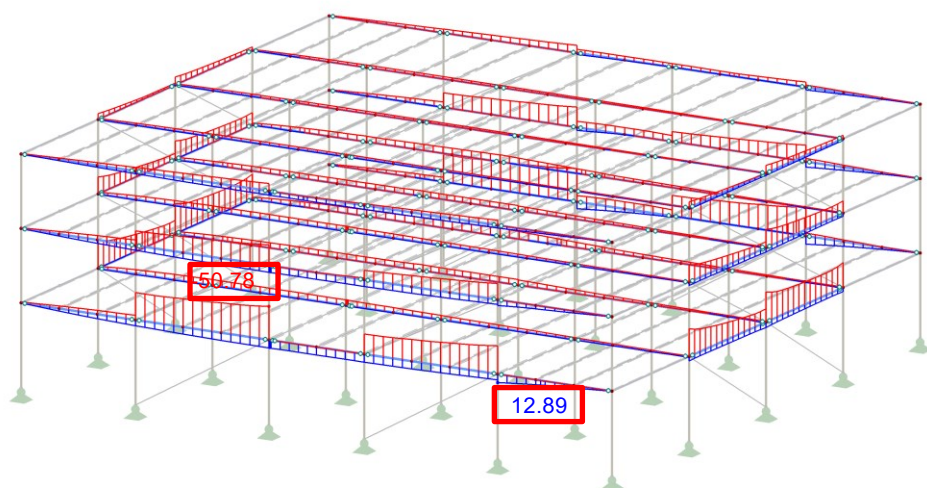
Dimenzioniranje primarnih vmesnih nosilcev se izvede skladno s standardom SIST EN 1995-1-1:2005. Nosilec prečnega prereza $b/h=30/80$ cm je izdelan iz lepljenega lameliranega lesa trdnostnega razreda GL 32h, kjer je merodajna srednjetrojna obtežba ($k_{mod} = 0,8$), se preveri na maksimalne vrednosti obremenitev. Pri dimenzioniranju se upoštevajo prečne sile V_z , upogibni momenti M_y in osna sila N . Vrednosti ostalih obremenitev so zanemarljive. Maksimalne vrednosti obremenitve so prikazane v nadaljevanju.

6.3.1 Kontrola mejnega stanja nosilnosti

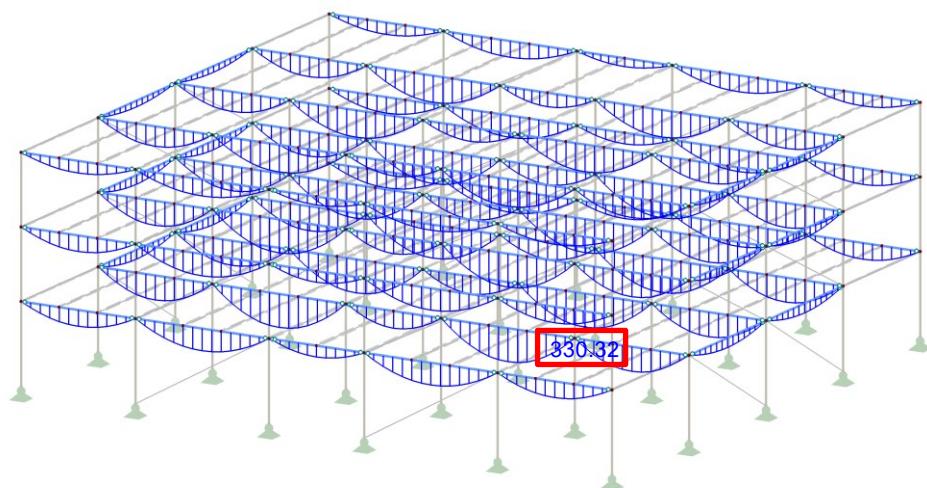
Maksimalne obremenitve nosilca prečnega prereza $b/h = 30/80$ cm:

$$\begin{aligned} N_{Ed,min} &= N_{Ed,min,nosilec} + N_{Ed,min,CLT} = -51 - 52 = -103 \text{ kN} \\ N_{Ed,max} &= N_{Ed,max,nosilec} + N_{Ed,max,CLT} = 13 + 36 = 49 \text{ kN} \\ V_{Ed,max} &= 190 \text{ kN} \\ M_{Ed,max} &= 331 \text{ kN} \end{aligned}$$

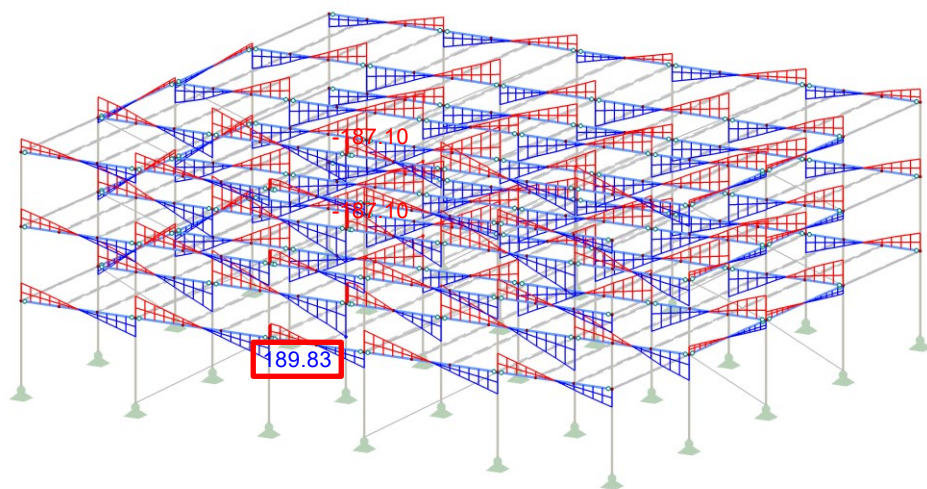
Upoštevamo maksimalne obremenitve nosilca, saj bi z upoštevanjem pripadajočih vrednosti bilo potrebno preveriti večje število kombinacij.



Slika 39: Minimalna osna sila $N_{Ed,min,nosilec} = -51 \text{ kN}$, maksimalna osna sila $N_{Ed,max,nosilec} = 13 \text{ kN}$

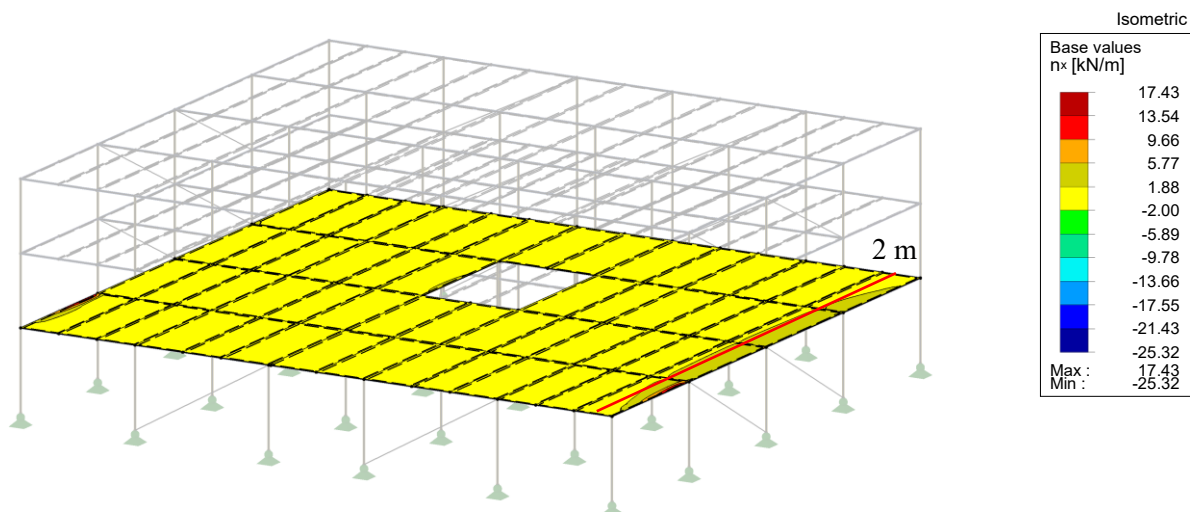


Slika 40: Maksimalni upogibni moment $M_{Ed,y} = 331 \text{ kNm}$



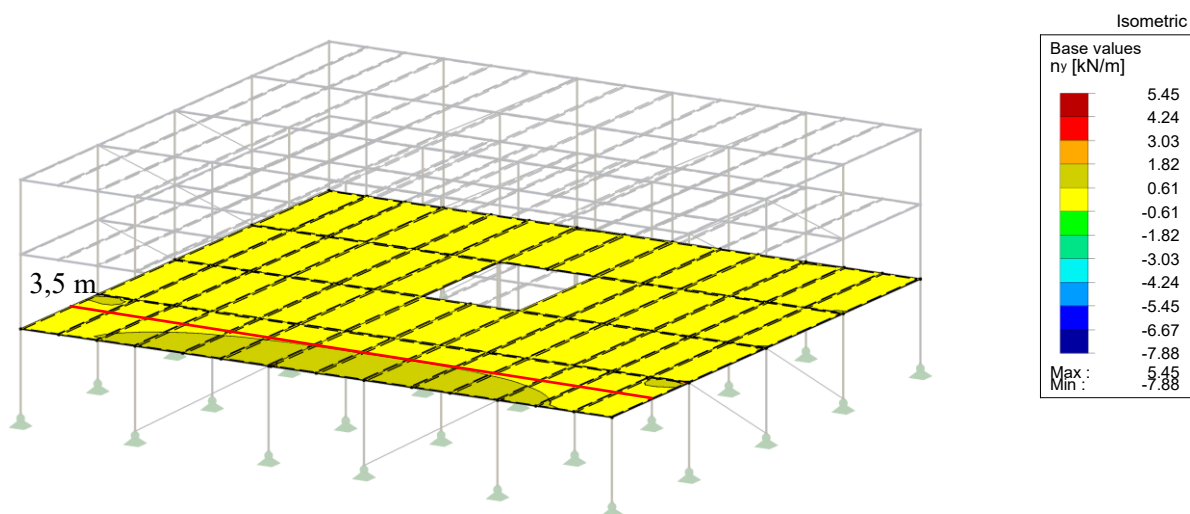
Slika 41: Maksimalna prečna sila $V_{Ed,z} = 190 \text{ kN}$

Nivo osnih sil, ki jih prevzame križno lepljena plošča je majhen vendar jih kljub temu prištejemo vrednostim v nosilcu. To naredimo tako, da tlačnim in nateznim osnim silam v nosilcu prištejemo maksimalno oziroma minimalno vrednost osne sile v križno lepljeni plošči z vplivnim območjem širine 2 m za smer Y in 3,5 m za smer X (za vplivno širino se vzame s čimer smo na varni strani. Uporabijo se vrednosti za križno lepljene plošče v nad prvim nadstropjem, saj so obremenitve tu največje.



Slika 42: Nivo osnih sil v križno lepljeni plošči I. nadstropja za smer Y:

$$N_{Ed,min,y,CLT} = -26 \text{ kN}, N_{Ed,max,y,CLT} = 18 \text{ kN}$$



Slika 43: Slika 34: Nivo osnih sil v križno lepljeni plošči I. nadstropja za smer X:

$$N_{Ed,min,x,CLT} = -8 \text{ kN}, N_{Ed,max,x,CLT} = 6 \text{ kN}$$

Minimalne in maksimalne vrednosti osnih sil v križno lepljeni plošči za smer Y in X:

$$N_{Ed,min,CLT} = \min(N_{Ed,min,y,CLT}; N_{Ed,min,x,CLT}) = \min(-26 \cdot 2; -8 \cdot 3,5) = -52 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,max,CLT} = \min(N_{Ed,max,y,CLT}; N_{Ed,max,x,CLT}) = \min(18 \cdot 2; 6 \cdot 3,5) = 36 \text{ kN}$$

Kontrola kombinacije nateznih in upogibnih napetosti:

Skladno s standardom SIST EN 1995-1-1:2005, poglavje 6.2.3 morajo normalne napetosti zadostiti naslednjemu pogoju:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} = \frac{0,03}{1,63} + \frac{1,15}{2,04} = 0,59 \leq 1 \quad \checkmark$$

kjer so:

$\sigma_{t,0,d}$ računska natezna napetost
 $\sigma_{m,y,d}$ računska upogibna napetost
 $f_{t,0,d}$ projektna natezna trdnost
 $f_{m,d}$ projektna upogibna trdnost

Računska natezna napetost $\sigma_{t,0,d}$ se določi kot:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{Ed,max}}{A} = \frac{49}{2400} = 0,03 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Projektna natezna trdnost $f_{t,0,d}$ se določi kot:

$$f_{t,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{2,56}{1,25} = 1,63 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Računska upogibna napetost $\sigma_{m,y,d}$ se določi kot:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed,max}}{W_y} = \frac{33100}{32000} = 1,15 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Projektna upogibna trdnost $f_{m,d}$ se določi kot:

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,d}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{3,20}{1,25} = 2,04 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Kontrola upogibnih in tlačnih napetosti pri dodatnem upoštevanju uklona in bočne zvrnitve:

Skladno s standardom SIST EN 1995-1-1:2005, poglavje 6.3.2 in 6.3.3 morajo napetosti v nosilcu zadostiti naslednjim pogojem:

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} &= \frac{0,05}{0,94 \cdot 2,04} + \frac{1,15}{2,04} = 0,59 \leq 1,0 \quad \checkmark \\ \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} &= \frac{0,05}{1,0 \cdot 2,04} + 0,7 \cdot \frac{1,15}{2,04} = 0,42 \leq 1,0 \quad \checkmark \\ \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} &= \left(\frac{1,15}{1,0 \cdot 2,04} \right)^2 + \frac{0,05}{1,0 \cdot 2,04} = 0,35 \leq 1,0 \quad \checkmark \end{aligned}$$

kjer je:

k_m upoštevanje zmanjšanja napetosti zaradi njihove prerazporeditve in vpliva nehomogenosti materiala v prečnem prerezu, ta znaša za pravokotne prereze 0,7

Računska upogibna napetost $\sigma_{m,d,y}$ se določi kot:

$$\sigma_{m,d,y} = \frac{M_{Ed,y}}{W_y} = \frac{3310}{32000} = 1,15 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Računska tlačna napetost $\sigma_{c,0,d}$ se določi kot:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed,min}}{A} = \frac{103}{2400} = 0,05 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Uklon v smeri šibke osi in bočna stabilnost:

Nosilci so v smeri šibke osi bočno podprti s križno lepljeno ploščo, zato ni nevarnosti uklona v smeri šibke osi in bočne zvrnitve (podpiranje tlačne cone z križno lepljenimi ploščami). Potrebno pa je preveriti uklon v smeri močne osi. Iz tega sledi:

$$k_{crit} = 1,0 \quad k_{c,z} = 1,0$$

Uklon v smeri močne osi:

Uklonski koeficient $k_{c,y}$ se določi kot:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 + \lambda_{rel}^2}} = \frac{1}{0,65 + \sqrt{0,65^2 - 0,53^2}} = 0,94$$

Koeficient k_y je določen kot:

$$k_y = 0,5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,1 \cdot (0,53 - 0,3) + 0,53^2] = 0,65$$

Geometrijska nepopolnost elementa se upošteva preko faktorja β_c , katerega vrednost za lepljen lameliran les znaša 0,1.

Relativna vitkost elementa $\lambda_{rel,y}$ je določena kot:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{31,9}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{3,20}{1180}} = 0,53 \geq 0,3 \rightarrow \text{potrebno upoštevanje uklona!}$$

Dejanska vitkost elementa λ_y je določena kot:

$$\lambda_y = \frac{l_{u,y}}{i_y} = \frac{700}{23,09} = 31,9$$

Za uklonsko dolžino $l_{u,y}$ se vzame dolžina obravnavanega lesenega nosilca.

Kontrola strižnih napetosti:

Skladno s standardom SIST EN 1995-1-1, poglavje 6.1.7 morajo upogibne napetosti zadostiti naslednjemu pogoju:

$$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} = \frac{0,19}{0,22} = 0,87 \leq 1 \quad \checkmark$$

kjer sta:

$\tau_{v,d}$ računska strižna napetost
 $f_{v,d}$ projektna strižna trdnost

Računska strižna napetost $\tau_{v,d}$ se določi kot:

$$\tau_{v,d} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{Ed,z}}{b_{ef} \cdot h} = \frac{3}{2} \cdot \frac{190}{20,1 \cdot 80} = 0,19 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Vpliv razpokanosti prereza se upošteva preko efektivne širine b_{ef} :

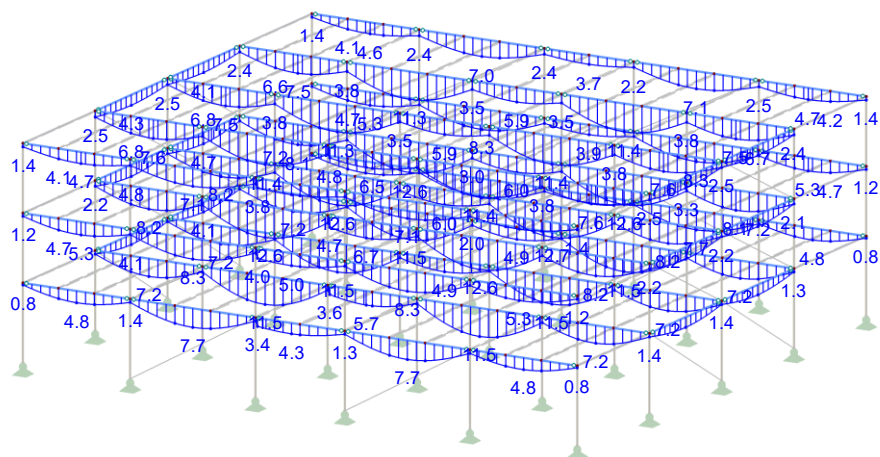
$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b = 0,67 \cdot 30 = 20,1 \text{ cm}$$

Projektna strižna trdnost $f_{v,d}$ se določi kot:

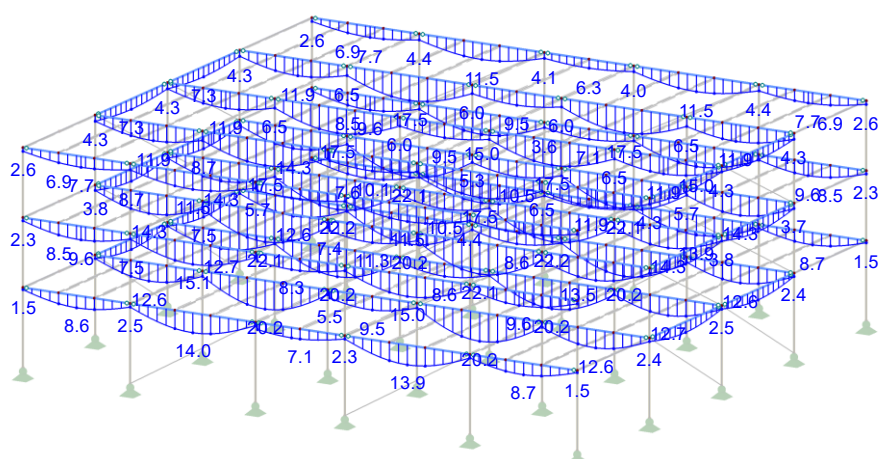
$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,d}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{0,35}{1,25} = 0,22 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

6.3.2 Kontrola mejnega stanja uporabnosti

Kontrola mejnega stanja uporabnosti se določi skladno s standardom SIST EN 1990:2004 in SIST 1995-1-1:2005, ter njunima nacionalnima dodatkom. Preverijo se pomiki nosilcev dolžin 5 m, 6 m in 7 m, katerih začetni in končni pomiki so prikazani na slikah 44 in 45.



Slika 44: Maksimalni začetni pomiki nosilcev $w_{inst,7m} = 11,5 \text{ mm}$, $w_{inst,6m} = 8,2 \text{ mm}$, $w_{inst,5m} = 6,7 \text{ mm}$



Slika 45: Maksimalni končni pomiki nosilcev $w_{fin,7m} = 20,2 \text{ mm}$, $w_{fin,6m} = 14,3 \text{ mm}$, $w_{fin,5m} = 11,3 \text{ mm}$

Začetni in končni pomiki morajo zadostiti naslednjima pogojema:

$$w_{inst} \leq \frac{l}{300} \quad w_{fin} \leq \frac{l}{250}$$

Za določitev začetnega in končnega relativnega pomika so bili uporabljeni obtežni kombinaciji iz poglavja 5.3.

Preglednica 32: Kontrole začetnih in končnih relativnih pomikov nosilcev

l [m]	w_{inst} [mm]	$\frac{l}{300}$ [mm]	w_{fin} [mm]	$\frac{l}{250}$ [mm]
5,0	6,7 ✓	16,7	11,3 ✓	20,0
6,0	8,2 ✓	20,0	14,3 ✓	24,0
7,0	11,5 ✓	23,3	20,2 ✓	28,0

6.4 Dimenzioniranje primarnih nosilcev prečnega prereza $b/h=20/50$ cm

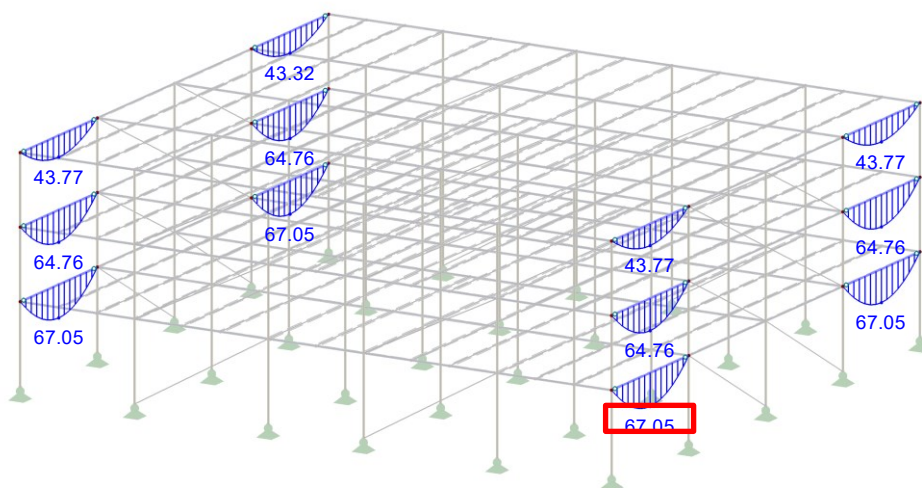
Dimenzioniranje primarnih nosilcev se izvede skladno s standardom SIST EN 1995-1-1:2005. Nosilec prečnega prereza $b/h=20/50$ cm, izdelan iz lepljenega lameliranega lesa trdnostnega razreda GL 32h, kjer je merodajna srednjetrjna obtežba ($k_{mod} = 0,8$), se preveri na maksimalne vrednosti obremenitev. Pri dimenzioniranju se upoštevajo prečne sile V_z in upogibni momenti M_y . Vrednosti ostalih obremenitev se zanemari. Maksimalne vrednosti obremenitve so prikazane v nadaljevanju.

6.4.1 Kontrola mejnega stanja nosilnosti

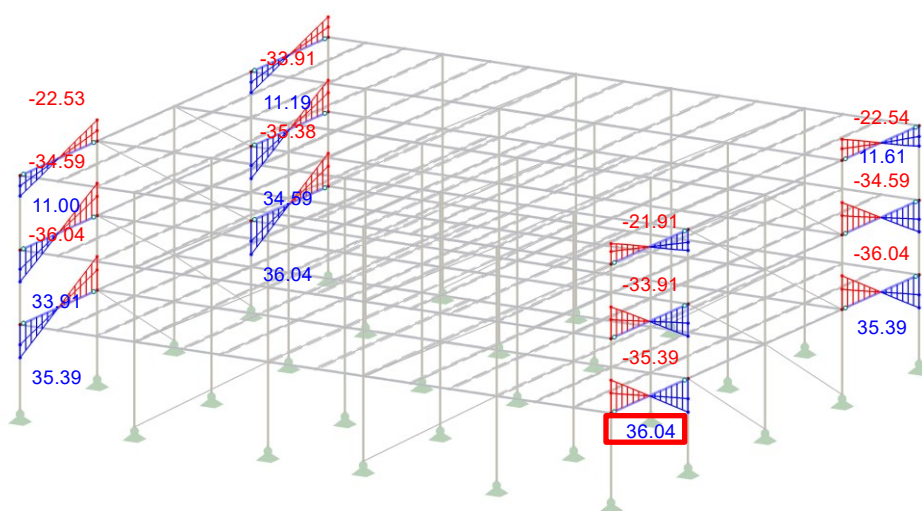
Maksimalne obremenitve nosilca prečnega prereza $b/h = 20/50$ cm:

$$V_{Ed,max} = 37 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,max} = 68 \text{ kNm}$$



Slika 46: Maksimalni upogibni moment $M_{Ed,y} = 68 \text{ kNm}$



Slika 47: Maksimalna prečna sila $V_{Ed,z} = 37 \text{ kN}$

Kontrola upogibnih napetosti pri upoštevanju bočne zvrnitve:

Skladno s standardom SIST EN 1995-1-1:2005, poglavje 6.3.3 morajo napetosti v nosilcu zadostiti naslednjemu pogoju:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} = \frac{0,82}{1,0 \cdot 2,04} = 0,41 \leq 1,0 \checkmark$$

Računska upogibna napetost $\sigma_{m,d,y}$ se določi kot:

$$\sigma_{m,d,y} = \frac{M_{Ed,y}}{W_y} = \frac{6800}{8333} = 0,82 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Bočna stabilnost:

Nosilci so v smeri šibke osi bočno podprti z križno lepljeno ploščo, zato ni nevarnosti bočne zvrnitve (podpiranje tlačne cone z križno lepljenimi ploščami). Iz tega sledi:

$$k_{crit} = 1,0$$

Kontrola strižnih napetosti:

Skladno s standardom SIST EN 1995-1-1:2005, poglavje 6.1.7 morajo upogibne napetosti zadostiti naslednjemu pogoju:

$$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} = \frac{0,09}{0,22} = 0,41 \leq 1 \checkmark$$

Računska strižna napetost $\tau_{v,d}$ se določi kot:

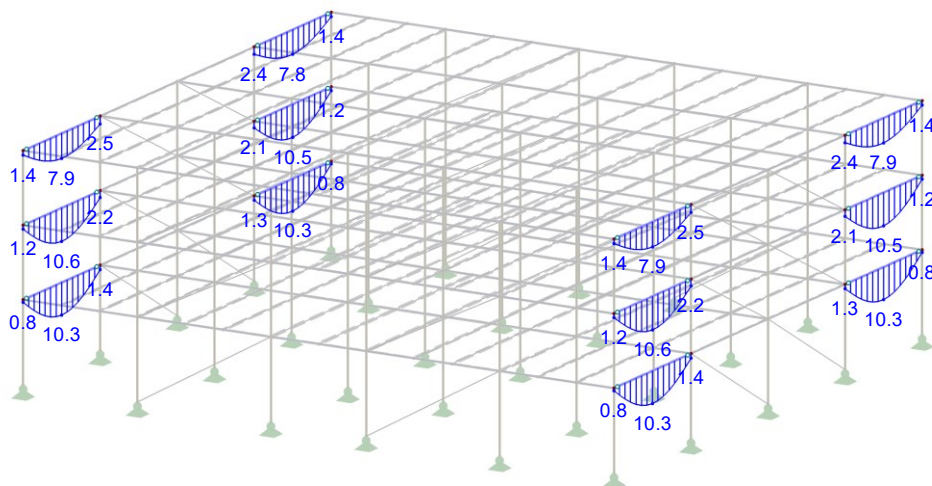
$$\tau_{v,d} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{Ed,z}}{b_{ef} \cdot h} = \frac{3}{2} \cdot \frac{37}{13,4 \cdot 50} = 0,09 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Vpliv razpokanosti prereza se upošteva preko efektivne širine b_{ef} :

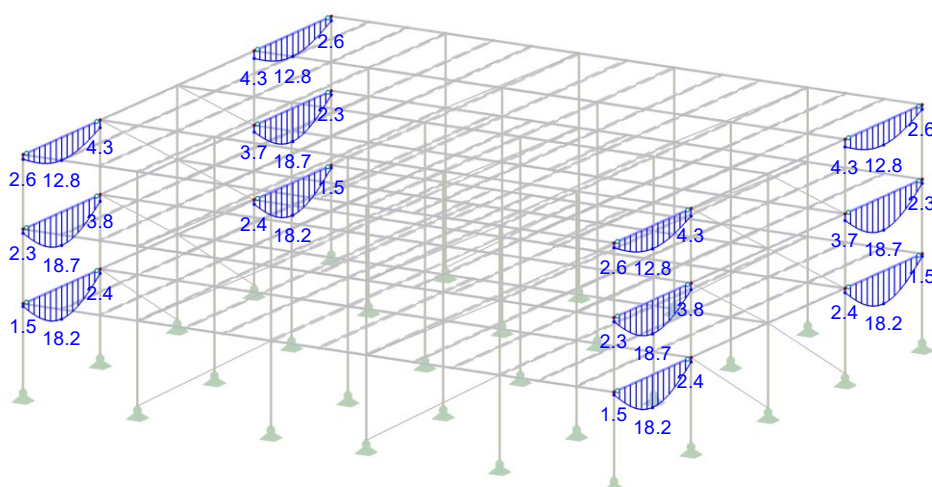
$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b = 0,67 \cdot 20 = 13,4 \text{ cm}$$

6.4.2 Kontrola mejnega stanja uporabnosti

Kontrola mejnega stanja uporabnosti se določi skladno s standardom SIST EN 1990:2004 in SIST 1995-1-1:2005, ter njunima nacionalnima dodatkoma. Na sliki 48 in 49 so prikazani maksimalni začetni in končni pomiki nosilcev.



Slika 48: Maksimalni začetni pomiki nosilcev $w_{inst,7m} = 10,6 \text{ mm}$



Slika 49: Maksimalni končni pomiki nosilcev $w_{fin,7m} = 18,7 \text{ mm}$

Začetni in končni pomiki morajo zadostiti naslednjima pogoju:

$$w_{inst} \leq \frac{l}{300} \quad w_{fin} \leq \frac{l}{250}$$

Za določitev začetnega in končnega relativnega pomika so bili uporabljeni obtežni kombinaciji iz poglavja 5.3.

Preglednica 33: Kontrole začetnih in končnih relativnih pomikov nosilcev

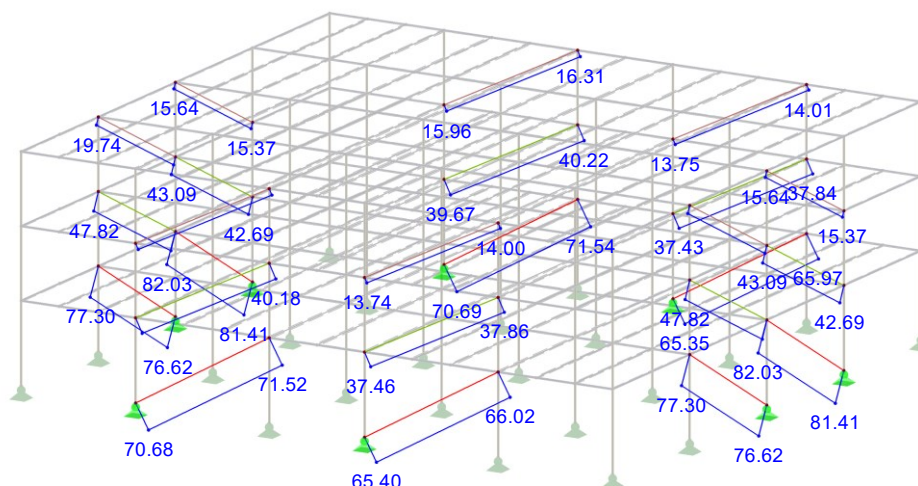
$l \text{ [m]}$	$w_{inst} \text{ [mm]}$	$\frac{l}{300} \text{ [mm]}$	$w_{fin} \text{ [mm]}$	$\frac{l}{250} \text{ [mm]}$
7,0	10,6 ✓	23,3	18,7 ✓	28,0 ✓

6.5 Dimenzioniranje jeklenih diagonal centričnega povezja

Dimenzioniranje jeklenih diagonal centričnega povezja se izvede skladno s standardom SIST EN 1993-1-1:2005. Preveri se vse jeklene diagonale, ki so izdelane iz jekla kvalitete S235, katerih prečni prerez se z višino stavbe spreminja.

6.5.1 Kontrola mejnega stanja nosilnosti

Na sliki spodaj so prikazane osne sile v jeklenih diagonalah centričnega povezja.



Slika 50: Osne sile v jeklenih diagonalah centričnega povezja v prečni smeri $N_{Ed,3} = 20 \text{ kN}$, $N_{Ed,2} = 48 \text{ kN}$, $N_{Ed,1} = 83 \text{ kN}$

Ker so jeklene diagonale modelirane, kot natezni element morajo natezne napetosti skladno s standardom SIST EN 1993-1-1:2005, poglavje 6.2.3 zadostiti naslednjemu pogoju:

$$\frac{\sigma_{t,d}}{f_{y,d}} \leq 1,0$$

Računska natezna napetost $\sigma_{t,d}$ v diagonalah se določi kot:

$$\sigma_{t,d} = \frac{N_{Ed}}{A_{net}}$$

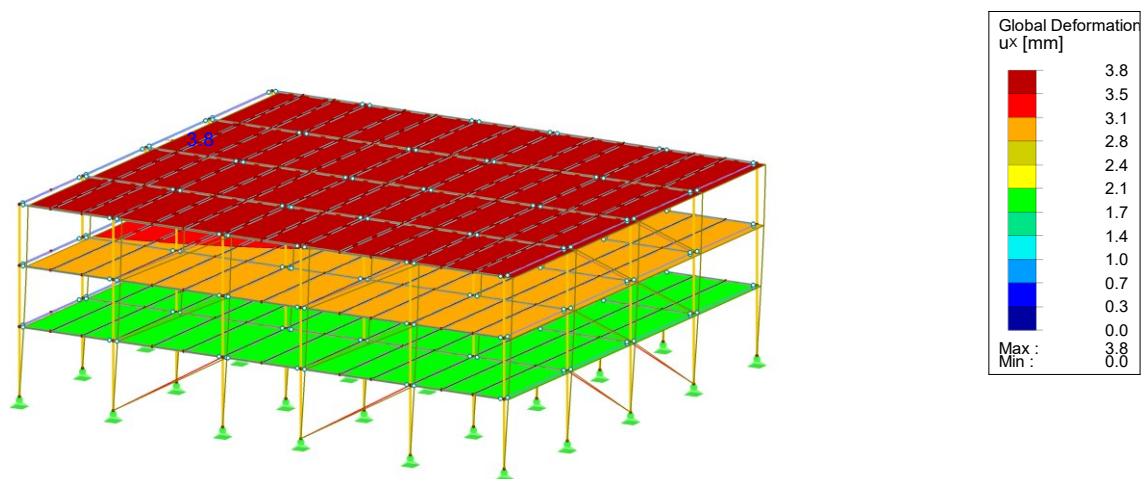
V preglednici 34 je prikazana izkoriščenosti jeklenih diagonal v posameznem nadstropju.

Preglednica 34: Izkoriščenost jeklenih diagonal centričnega povezja

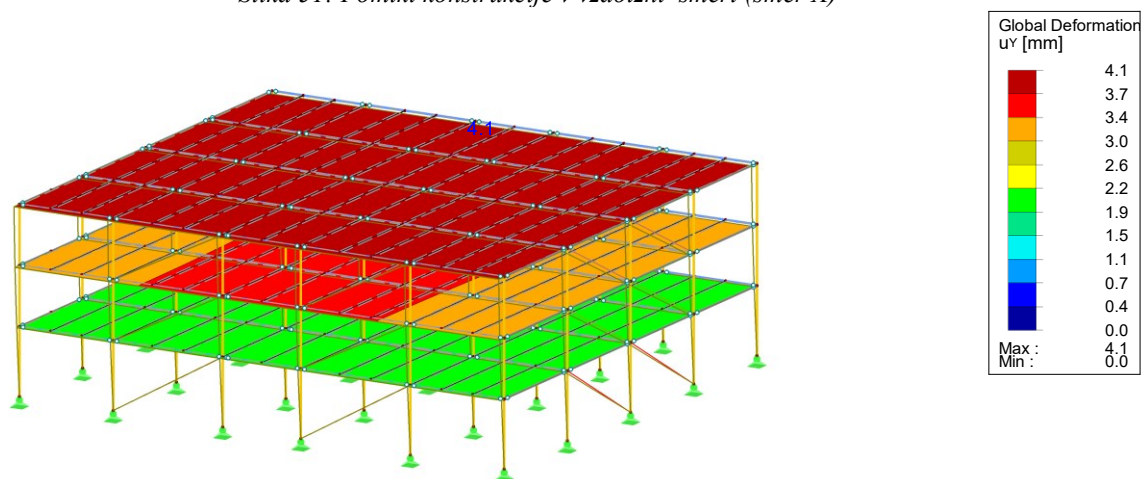
Nadstropje	Oznaka jeklene diagonale	N_{Ed} [kN]	A [cm ²]	$\sigma_{t,d}$ [kN/cm ²]	$\frac{\sigma_{t,d}}{f_{y,d}} \leq 1,0$
II. nadstropje	CEV 82.5/8.8	20	9,54	2,10	0,09 ✓
I. nadstropje	CEV 82.5/6.3	48	15,08	3,20	0,14 ✓
Pritličje	CEV 72/4.5	83	20,38	4,08	0,18 ✓

6.5.2 Kontrola mejnega stanja uporabnosti

Preverijo se horizontalni etažni in skupni pomiki konstrukcije v prečni in vzdolžni smeri za obtežno kombinacijo, kjer je prevladujoč spremenljivi vpliv veter. Pomiki konstrukcije se preverijo skladno s standardom SIST 1995-1-1:2005 in nacionalnim dodatkom omenjenega standarda.



Slika 51: Pomiki konstrukcije v vzdolžni smeri (smer X)



Slika 52: Pomiki konstrukcije v prečni smeri (smer Y)

Etažni pomiki morajo v vsaki etaži zadostiti naslednjemu pogoju:

$$d_i \leq \frac{H_i}{300}$$

Preglednica 35: Kontrola etažnih pomikov konstrukcije

Etaža	H_i [m]	$d_{x,i}$ [mm]	$d_{y,i}$ [mm]	$H_i/300$ [mm]
III	3,5	0,7 ✓	0,7 ✓	11,6 ✓
II	3,5	1,0 ✓	1,2 ✓	11,6 ✓
I	4,0	2,1 ✓	2,2 ✓	13,3 ✓

Horizontalni pomiki celotne konstrukcije morajo zadostiti naslednjemu pogoju:

$$U_{max} = 4,1 \text{ mm} \leq \frac{H}{500} = \frac{11000}{500} = 22 \text{ mm} \checkmark$$

6.6 Izkoriščenost elementov konstrukcije v mejnem stanju nosilnosti in uporabnosti

Spodaj so prikazane posameznih elementov konstrukcije glede na posamezna mejna stanja.

Preglednica 36: Izkoriščenost stebra $b/h=30/30$ cm

Element:	Mejno stanje:	Opis:	Izkoriščenost η [%]:
steber $b/h=30/30$ cm	MSN	• tlačne napetosti	<u>59</u>

Preglednica 37: Izkoriščenost nosilca $b/h=30/80$ cm

Element:	Mejno stanje:	Opis:	Izkoriščenost η [%]:
nosilec b/h=30/80 cm	MSN	• natezne + upogibne napetosti	59
		• tlačne + upogibne napetosti	59
		• strižne napetosti	87
	MSU	• začetni pomiki	50
		• končni pomiki	73
			87

Preglednica 38: Izkoriščenost nosilca $b/h=20/50$ cm

Element:	Mejno stanje:	Opis:	Izkoriščenost η [%]:
nosilec b/h=20/50 cm	MSN	• upogibne napetosti	41
		• strižne napetosti	41
	MSU	• začetni pomiki	46
		• končni pomiki	67
			67

Preglednica 39: Izkoriščenost jeklenih diagonal in pomiki konstrukcije

Element:	Mejno stanje:	Opis:	Izkoriščenost η [%]:
CEV 82.5/8.8	MSN	• natezne napetosti	9
CEV 82.5/6.3		• natezne napetosti	14
CEV 72/4.5		• natezne napetosti	18
etaže	MSU	• etažni pomiki	17
celotna konstrukcija		• celotni pomiki konstrukcije	19
			19

Preglednica 40: Izkoriščenost križno lepljenih plošč

		Izkoriščenost η [%]:
MSN:	• upogibne napetosti v glavni smeri	<u>34</u>
	• upogibne napetosti v pomožni smeri	<u>27</u>
	• strižne napetosti	<u>31</u>
MSU:	• začetni pomiki	<u>57</u>
	• končni pomiki	<u>93</u>
Kontrola vibracij:	• togost	<u>80</u>
	• mejni pospeški	<u>104</u>

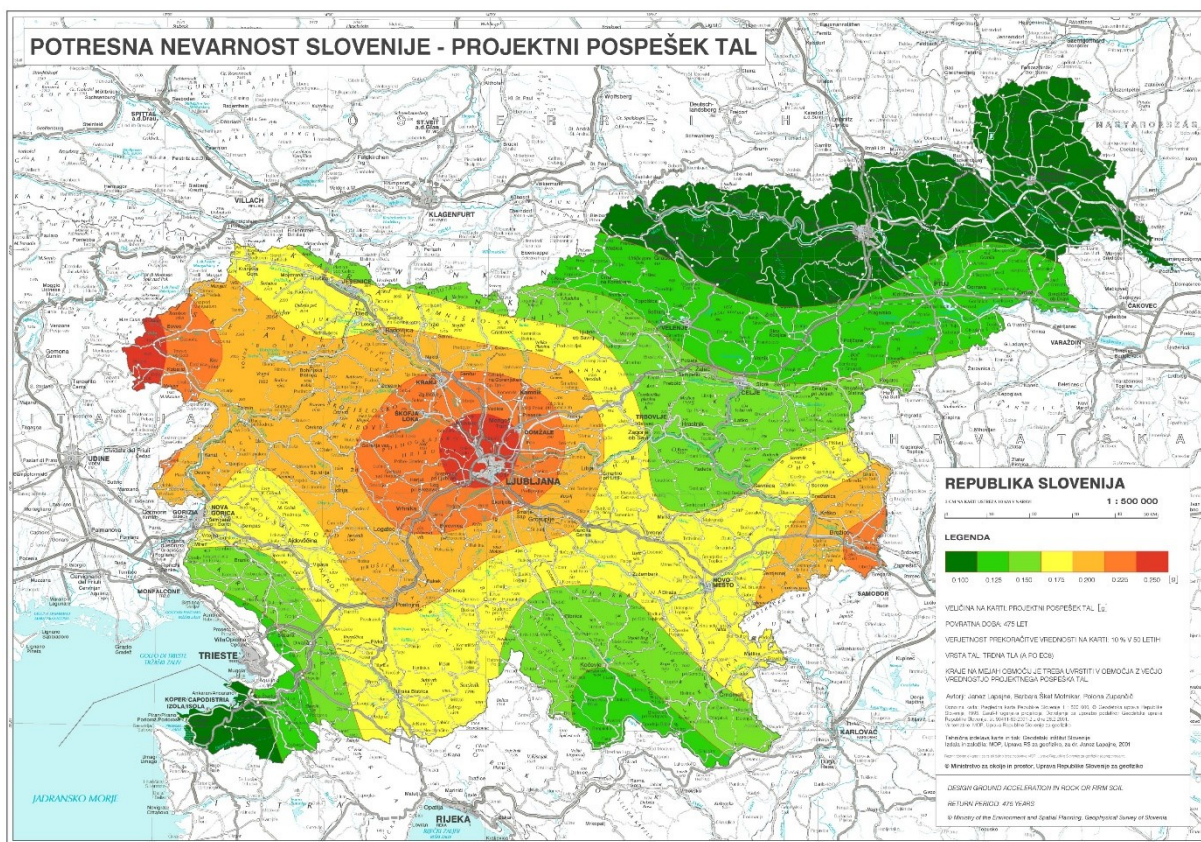
7 POTRESNA ANALIZA

7.1 Potresna obtežba

Skladno s sliko spodaj in standardom SIST EN 1998-1:2005, podpoglavje 3.2.1 določimo referenčno vrednost pospeška tal za Novo mesto, ki znaša $a_{gR} = 0,175g$. Projektni pospešek tal se določi po enačbi:

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} = 1,0 \cdot 0,175g = 0,175g$$

Ker gre za stanovanjski objekt (kategorija pomembnosti II) se privzame vrednost faktorja pomembnosti $\gamma_1 = 1,0$.



Slika 53: Karta potresne nevarnosti Slovenije [15]

Glede na rezultate geomehanskih poročila [7] uvrščamo tla na območju, kjer je predvidena gradnja poslovnega objekta v **tip tal A** (skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala, s hitrostmi transverzalnega valovanja $v_s > 800$ m/s).

Skladno s SIST EN 1998-1:2005/oA101 se določi vrednost parametrov za opis elastičnega spektra odziva, ki pripada izbranemu **tipu tal A** (glej preglednico 41).

Preglednica 41: Vrednosti parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva

Tip tal	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,4	2,0

7.2 Določitev faktorja obnašanja q

Standard SIST EN 1998-1:2005 v poglavju 8 (Posebna pravila za lesene stavbe) ne podaja neposredne vrednosti faktorja obnašanja za lesene stavbe z centričnim povezjem katerega diagonale so izdelane iz jeklenih profilov. Na drugi strani pa nam zgoraj omenjeni standard v poglavju 6 (Posebna pravila za jeklene stavbe) podaja faktor obnašanja za jeklene konstrukcije z centričnim povezjem (glej sliko 54).

Način projektiranja in stopnja duktilnosti	q	Primeri konstrukcij
nizka sposobnost sipanja energije - DCL	1,5	konzole, grede, dvo- in tričlenski loki; paličja, povezana s spojniki
srednja sposobnost sipanja energije - DCM	2	lepljeni stenski paneli z lepljenimi diafragmami, povezani z žebli ali vijaki z maticami (sorniki); paličja z možničenimi ali vijačenimi spoji (spoji s sorniki); mešane konstrukcije iz lesenega okvira (ki prenaša vodoravne sile) in nenosilnega polnila
	2,5	statično nedoločeni portalni okviri z možničenimi ali vijačenimi spoji – spoji s sorniki (glej 8.1.3(3)P)
visoka sposobnost sipanja energije - DCH	3	žebljani stenski paneli z lepljenimi diafragmami, povezani z žebli ali vijaki z maticami (sorniki); paličja z žebljanimi vozlišči
	4	statično nedoločeni portalni okviri z možničenimi ali vijačenimi spoji – spoji s sorniki (glej 8.1.3(3)P)
	5	žebljani stenski paneli z žebljanimi diafragmami, povezani z žebli in vijaki z maticami (sorniki)

Vrsta konstrukcije	Stopnje duktilnosti	
	DCM	DCH
a) Pomični okviri	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
b) Okvir s centričnimi povezji Diagonalna povezja V-povezja	4	4
	2	2,5
c) Okvir z ekscentričnimi povezji	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
d) Obrnjeno nihalo	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
e) Konstrukcije z betonskimi jedri ali betonskimi stenami	Glej poglavje 5	
f) Pomični okvir s koncentričnimi povezji	4	$4\alpha_u/\alpha_1$
g) Pomični okvir s polnili Betonsko ali zidano polnilo, ki ni spojeno z okvirom, vendar je v stiku z okvirom Armiranobetonsko polnilo, spojeno z okvirom Polnila, izolirana od okvira (glej pomični okviri)	2	2
	Glej poglavje 7	
	4	$5\alpha_u/\alpha_1$

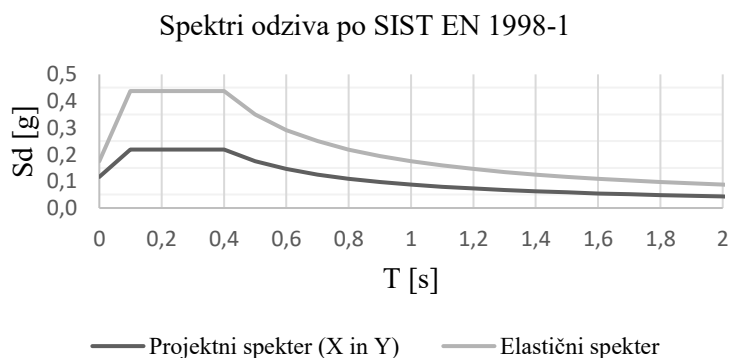
Slika 54: Referenčne vrednosti faktorjev obnašanja za lesene konstrukcije (levo), referenčne vrednosti faktorjev obnašanja za jeklene konstrukcije (desno) [S5]

Desipiranje energije želimo zagotoviti v nateznih diagonalah tako, da se le te plastificirajo ob tem pa moramo primerno dimenzionirati ostale elemente centričnega povezja. Iz zgornje slike desno sklepamo, da faktor obnašanja naj ne presega vrednosti 4 navzdol pa je omejen z vrednostjo 2, saj je desipiranje energije z jeklenimi diagonalami nedvomno večje, kot bi bilo to pri lesenih diagonalah.

Za vrednost faktorja obnašanja privzamemo vrednost 2, saj smo tako na varni strani, sočasno pa upoštevamo konstrukcijska pravila za jeklene konstrukcije iz standarda SIST EN 1998-1:2005, poglavje 6.7, ki temeljijo na metodi načrtovanja nosilnosti. Za objekt se privzame srednja stopnja desipiranja energije (DCM).

7.2 Določitev vodoravnih projektnih spektrov odziva

Projektni spekter odziva za horizontalno smer (prečno in vzdolžno) se določi skladno s standardom SIST EN 1998-1:2005, poglavje 3.2.2.5. Na grafikonu spodaj je poleg projektnega spektra odziva prikazan tudi elastični spekter, saj le tega potrebujemo pri kontroli omejitve poškodb konstrukcije.



Grafikon 1: Prikaz projektnega in elastičnega spektra odziva za horizontalno smer

7.3 Določitev mase konstrukcije

Skladno s standardom SIST EN 1998-1:2005, poglavje 3.2.4 je potrebno pri določevanju projektnega potresnega vpliva upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov:

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

Koeficient za kombinacijo za spremenljivi vpliv $\psi_{E,i}$ je določen z enačbo skladno s standardom SIST EN 1998-1:2005, podpoglavje 4.2.4 kot:

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

kjer se za vrhno etažo (streha) upošteva koeficient $\varphi = 1,0$, za vse preostale etaže $\varphi = 0,5$. Program Dlubal RFEM omogoča določitev masne kombinacije direktno iz obtežnih primerov tako, da ni potrebno posebej računati mase konstrukcije.

7.4 Računski model in rezultati modalne analize

Izvede se modalno analizo za določitev nihajnih časov. Ker gre za linearno – elastično analizo ne moremo upoštevati le nateznih diagonal. Vpliv uklona tlačnih diagonal oz. upoštevanje samo nateznih diagonal se zajame tako, da se modelira samo eno diagonalo v centričnem povezju namesto dveh. Tudi v inženirski praksi se pogosto uporablja model z eno natežno diagonalo ali pa se uporabi obe diagonalni katerima se reducira osna togost za faktor 0,5.

Mode No.	Natural Frequency f [Hz]	Natural Period T [s]
1	1.258	0.795
2	1.287	0.777
3	2.074	0.482
4	3.070	0.326
5	3.121	0.320
6	4.751	0.210
7	4.896	0.204
8	5.114	0.196
9	7.509	0.133
10	7.712	0.130

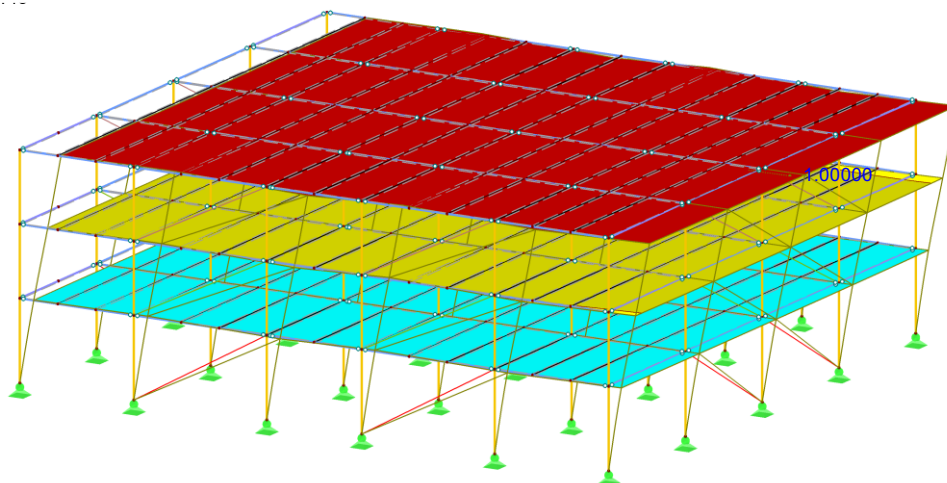
Slika 55: Prvih 10 nihajnih oblik s pripadajočimi nihajnimi časi

Za potresno analizo se izbere **metoda z vodoravnimi silami**, saj gre za enostaven in simetričen objekt (SIST EN 1998-1:2005, poglavje 4.3.3.2). To vrsto analize je mogoče uporabiti za stavbe, pri katerih višje nihajne oblike v nobeni od glavnih smeri ne vplivajo pomembno na odziv. Upošteva se, da je prejšnji zahtevi zadoščeno, če stavba ustreza naslednjim pogojem:

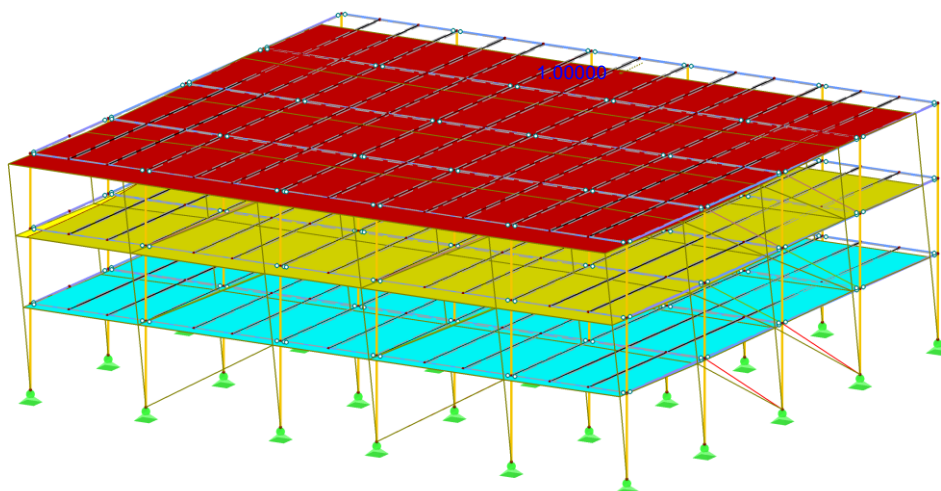
- $T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \rightarrow T_{1,x} \text{ in } T_{1,y} \leq \begin{cases} 4 \cdot 0,4 = 1,6 \text{ s} \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \checkmark$
- stavba ustreza merilom za pravilnost po višini $\checkmark$

Stavba ustreza pogojem, ki so potrebni za analizo z **metodo vodoravnih sil!** Ravno tako pa stropna in strešna plošča iz križno lepljenega lesa zagotavljata zadostno osno togost, da se lahko uporabi omenjeno metodo.

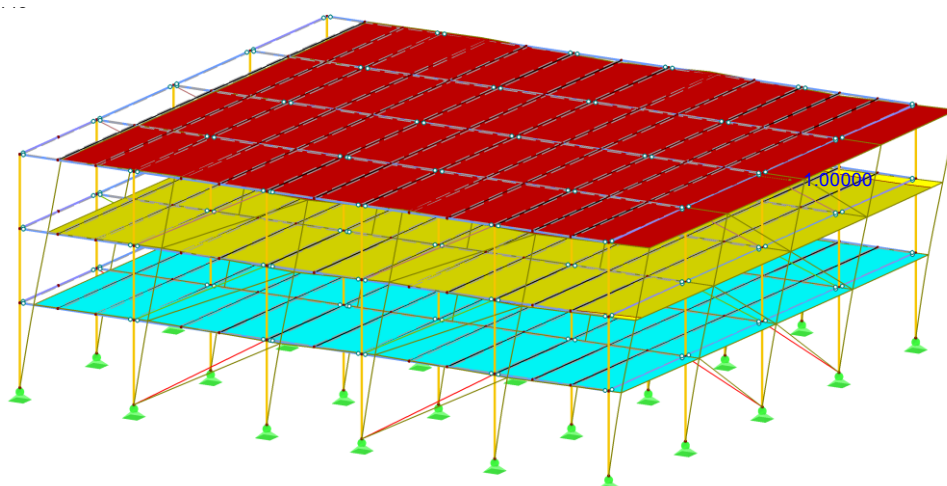
Ker posamezna smer potresnega vpliva zaradi izbranega statičnega sistema nima vpliva na drugo smer se lahko obravnava vsako smer posebej.



Slika 56: 1. nihajna oblika (translacija v smeri X) $T_1 = 0,795 \text{ s}$



Slika 57: 2. nihajna oblika (translacija v smeri Y) $T_2 = 0,777 \text{ s}$



Slika 58: 3. nihajna oblika (torzijsko nihanje) $T_3 = 0,482 \text{ s}$

7.5 Določitev horizontalnih potresnih sil z metodo vodoravnih sil

Skladno s standardom SIST EN 1998-1:2005, poglavje 4.3.3.2.2 se celotna prečna sila za vsako od obeh glavnih smeri, ki se analizirata določi po enačbah spodaj. Maso stavbe se program za statično analizo določi sam, glede na podano masno kombinacijo.

Celotna prečna sila za smer X:

$$F_{b,x} = S_d(T_{1,x}) \cdot m \cdot \lambda = 0,11g \cdot 1090 t \cdot 0,85 = 1000 kN$$

Ordinata pri projektnem spektru pri nihajnem času $T_{1,x} = 0,795 s$:

$$S_d(T_{1,x}) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_c}{T} \right] = 0,175g \cdot 1,0 \cdot \frac{2,5}{2} \cdot \left[\frac{0,4}{0,795} \right] = 0,11g$$

Celotna prečna sila za smer Y:

$$F_{b,y} = S_d(T_{1,y}) \cdot m \cdot \lambda = 0,12g \cdot 1090t \cdot 0,85 = 1110 kN$$

Ordinata pri projektnem spektru pri nihajnem času $T_{1,y} = 0,777 s$:

$$S_d(T_{1,y}) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_c}{T} \right] = 0,175g \cdot 1,0 \cdot \frac{2,5}{2} \cdot \left[\frac{0,4}{0,777} \right] = 0,12g$$

Za objekte z 2. ali več nadstropji se za faktor λ uporabi vrednost 0,85. V nasprotnem primeru se uporabi 1,0.

7.5.1 Torzijski vplivi

Vpliv naključne torzije se upošteva skladno s standardom SIST EN 1998-1:2005, poglavje 4.3.3.2.4 tako, da se povečajo učinki potresnega vpliva po enačbi:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e}$$

kjer sta:

x razdalja obravnavanega elementa od masnega središča stavbe v tlorisu, merjena pravokotno na smer upoštevanega potresnega vpliva (to je potresne obtežbe)

L_e razdalja med dvema skrajnima elementoma, ki prenašata vodoravno obtežbo, merjena pravokotno na smer potresnega vpliva

Povečanje potresnega vpliva v smeri X:

$$\delta_x = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} = 1 + 0,6 \cdot \frac{14}{28} = 1,3$$

Povečanje potresnega vpliva v smeri Y:

$$\delta_y = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} = 1 + 0,6 \cdot \frac{15,5}{31} = 1,3$$

Učinki potresnega vpliva v obeh smereh se povečajo za faktor 1,3!

Povečane potresne sile tako znašajo:

$$F_{b,x} = 1000 \cdot 1,3 = 1300 \text{ kN}$$

$$F_{b,x} = 1110 \cdot 1,3 = 1430 \text{ kN}$$

7.5.3 Razporeditev vodoravnih potresnih sil

Vodoravne sile, ki linearno naraščajo po višini se določi skladno s standardom SIST EN 1998-1:2005, poglavje 4.3.3.2.3 po enačbi:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_j \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

kjer so:

F_i vodoravna sila, ki deluje v etaži i

F_b celotna prečna sila v posamezni smeri

z_j, z_i kota mas m_i in m_j nad nivojem delovanja potresnega vpliva (nad temeljenjem oz. togo kletjo)

m_i, m_j masi etaž

Preglednica 42: Razporeditev vodoravnih potresnih sil po višini objekta

Etaža	m_i [t]	z_i [m]	$F_{i,x}$ [kN]	$F_{i,y}$ [kN]
III	342	11,0	610	670
II	371	7,5	455	500
I	377	4,0	235	260
			1300	1430

7.5.4 Kontrola vpliva teorije drugega reda

Vpliv teorije drugega reda (P-Δ efekt) skladno s standardom SIST EN 1998-1:2005, poglavje 4.4.2.2 se lahko zanemari, če je v vsaki etaži zadoščeno naslednjemu pogoju:

$$\theta_i = \frac{P_{tot,i} \cdot d_{r,i}}{V_{tot,i} \cdot h_i} \leq 0,10$$

kjer je:

θ_i koeficient občutljivosti za etažne pomike

$P_{tot,i}$ celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo za projektno potresno stanje

$d_{r,i}$ projektni etažni pomik

$V_{tot,i}$ celotna prečna sila v etaži zaradi potresa

h_i višina etaže

Projektni etažni pomik se določi skladno s standardom SIST EN 1998-1:2005, poglavje 4.3.4 kot:

$$d_r = q \cdot d_e$$

kjer so:

d_r pomik točke konstrukcijskega sistema zaradi projektnega potresnega vpliva

q faktor obnašanja za pomike, predpostavljeno je, da je enak q , če ni določeno drugače

d_e pomik iste točke konstrukcijskega sistema, določen z LSA z uporabo PS

Potresno projektno stanje je določeno po enačbi iz poglavja 2.11.1.3 kot:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} = 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot (Q) + A_{Ed,i}$$

kjer indeks i pri $A_{Ed,i}$ označuje smer delovanja potresa.

Preglednica 43: Vpliv teorije drugega reda zaradi potresa v smeri X

Etaža	h_i [cm]	$P_{tot,i}$ [kN]	$V_{tot,i}$ [kN]	$d_{r,i}$ [cm]	$\theta_i \leq 0,10$
III	350	3370	610	2,24	0,036 ✓
II	350	7416	1065	2,26	0,044 ✓
I	400	11420	1300	1,98	0,042 ✓

Preglednica 44: Vpliv teorije drugega reda zaradi potresa v smeri Y

Etaža	h_i [cm]	$P_{tot,i}$ [kN]	$V_{tot,i}$ [kN]	$d_{r,i}$ [cm]	$\theta_i \leq 0,10$
III	350	3370	670	2,36	0,034 ✓
II	350	7416	1170	2,42	0,042 ✓
I	400	11420	1430	2,12	0,040 ✓

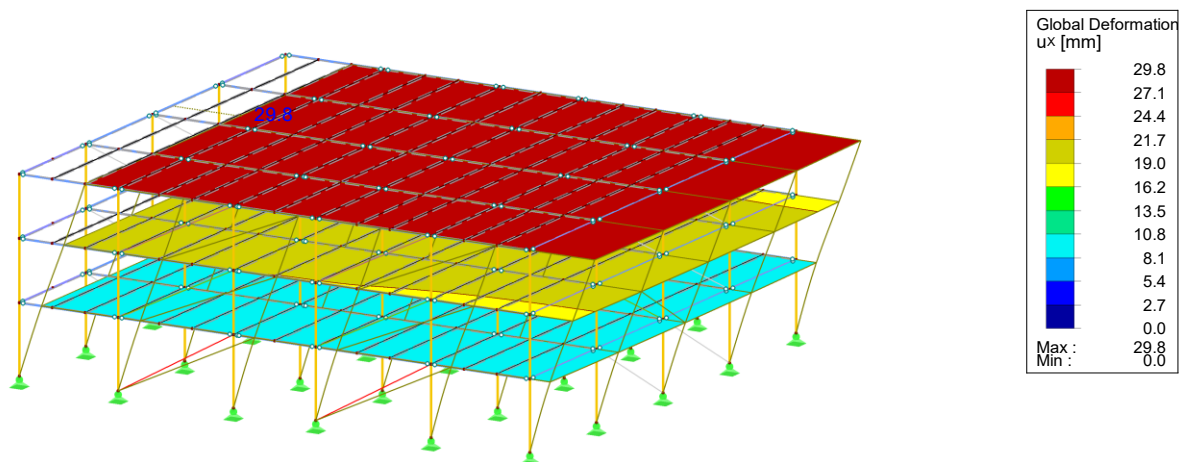
7.6 Omejitev poškodb

Skladno s standardom SIST EN 1998-1:2005, poglavje 4.4.3.2 morajo etažni pomiki za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov zadostiti naslednjemu pogoju:

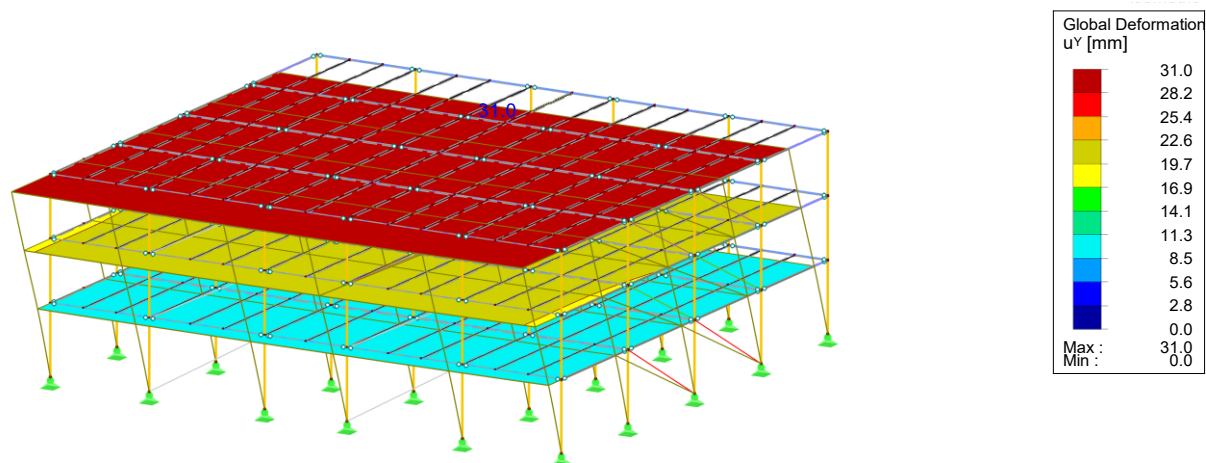
$$d_{r,i} \cdot v \leq 0,005 \cdot h_i$$

kjer je:

- v redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb. Priporočena vrednost za stavbe kategorije pomembnosti II znaša 0,5.



Slika 59: Pomiki konstrukcije zaradi potresnega vpliva v smeri X



Slika 60: Pomiki konstrukcije zaradi potresnega vpliva v smeri Y

Preglednica 45: Omejitev poškodb v smeri X

Etaža	h_i [cm]	$d_{r,i}$ [cm]	$d_{r,i} \cdot v \leq 0,005 \cdot h_i$
III	350	2,24	$1,12 \leq 1,75$ ✓
II	350	2,26	$1,13 \leq 1,75$ ✓
I	400	1,98	$0,99 \leq 2,00$ ✓

Preglednica 46: Omejitev poškodb v smeri Y

Etaža	h_i [cm]	$d_{r,i}$ [cm]	$d_{r,i} \cdot v \leq 0,005 \cdot h_i$
III	350	2,36	$1,18 \leq 1,75$ ✓
II	350	2,42	$1,21 \leq 1,75$ ✓
I	400	2,12	$1,06 \leq 2,00$ ✓

7.7 Kontrola centričnih povezij

Centrično povezje se projektira v skladu s standardom SIST EN 1998-1:2005, poglavje 6.7, kjer se potresna energija desipira z plastifikacijo jeklenih diagonal. Plastifikacija nateznih diagonal mora nastopiti pred porušitvijo spojev in pred porušitvijo in nestabilnostjo nosilcev in stebrov. Obremenitve nateznih diagonal se določijo iz kombinacije za potresna projektna stanja iz poglavja 2.11.1.3.

Ostale elemente centričnega povezja, kot so nosilci in stebri se dimenzionira na notranje statične količine določene po spodnjih enačbah iz standarda SIST EN 1998-1:2005, poglavje 6.7.4:

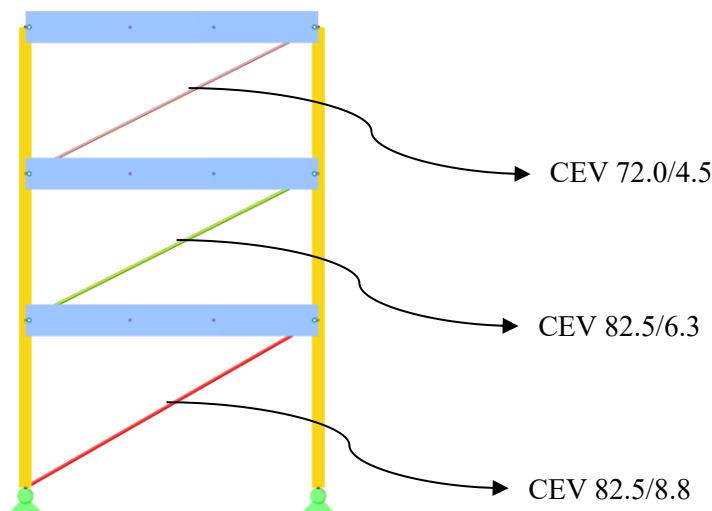
$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot V_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot M_{Ed,E}$$

kjer so:

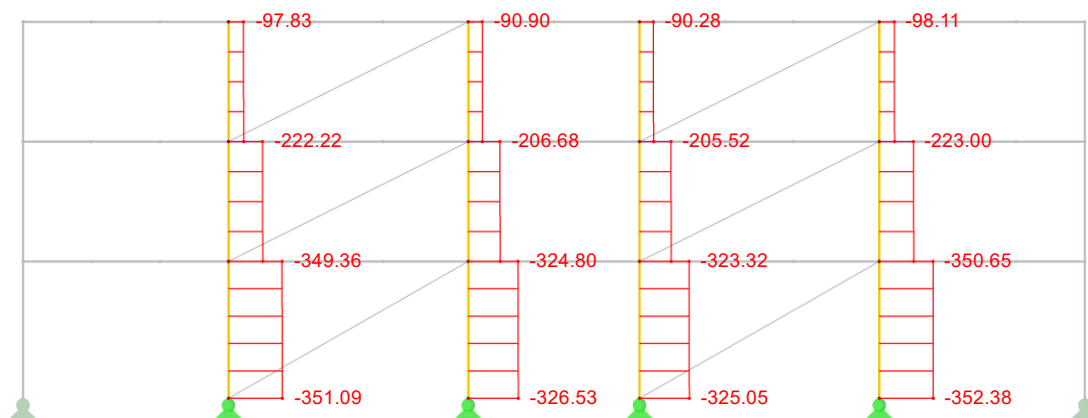
$(N, V, M)_{Ed}$	projektna obremenitev elementa določena po SIST EN 1998-1, poglavje 6.7.4 za potresno projektno stanje
$(N, V, M)_G$	notranje statične količine v elementu zaradi nepotresnih vplivov potresne kombinacije
$(N, V, M)_E$	notranje statične količine v elementu zaradi potresnih vplivov potresne kombinacije
γ_{ov}	faktor dodatne nosilnosti jeklene diagonale (priporočena vrednost 1,25)
Ω_{min}	najmanjša vrednost $\Omega_i = N_{pl,Rd}/N_{Ed,i}$ od vseh diagonal v zavetrovanem sistemu, kjer sta: $N_{pl,Rd}$ projektna nosilnost diagonale i $N_{Ed,i}$ projektna vrednost osne sile v isti diagonal i pri potresnem projektnem stanju



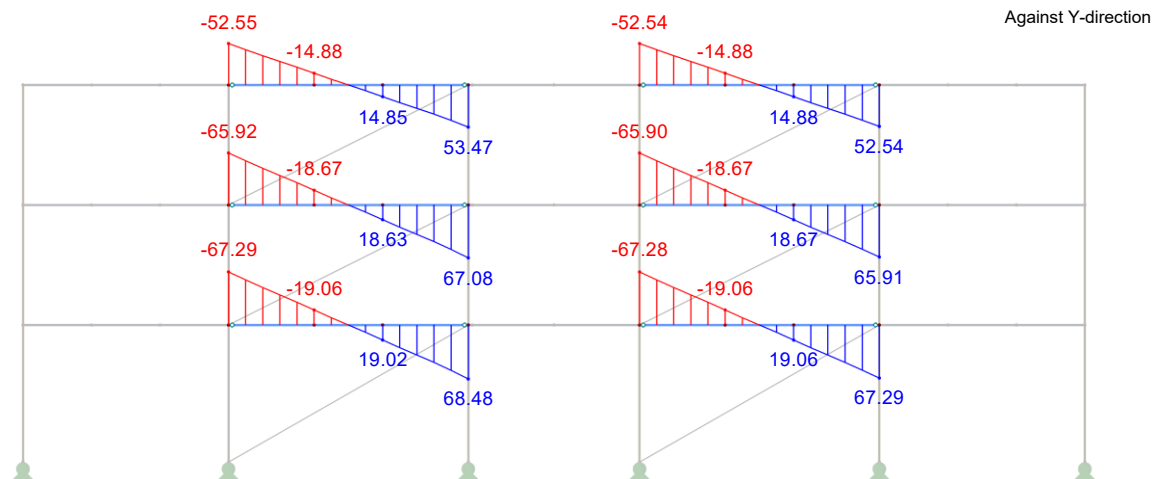
Slika 61: Jeklene diagonale centričnega povezja, kjer se desipira potresna energija

7.7.1 Kontrola centričnega povezja v smeri X

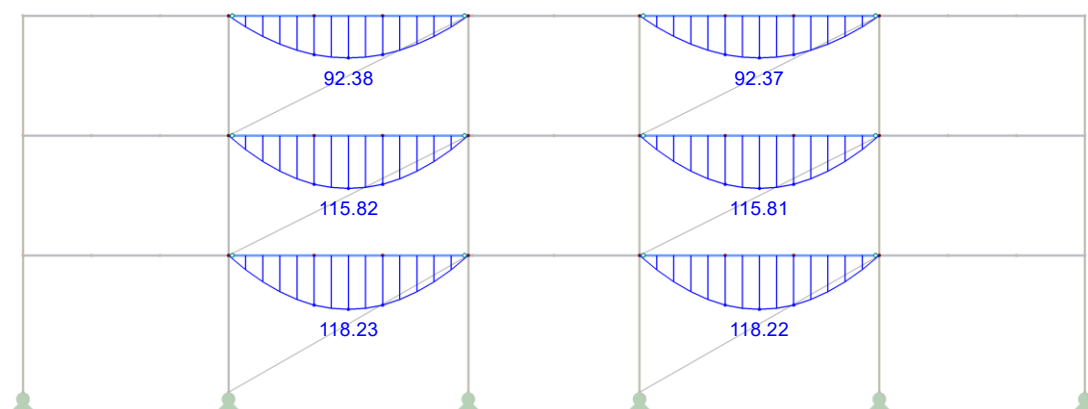
Na slikah spodaj so prikazane notranje statične količine pri obtežni kombinaciji $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q$.



Slika 62: Osne sile v stebrih centričnega okvirja v smeri X

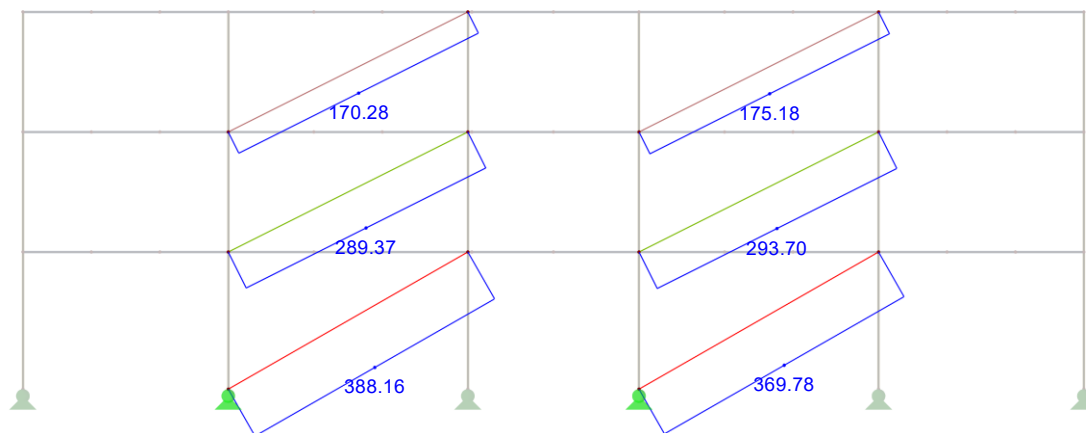


Slika 63: Prečne sile v nosilcih centričnega okvirja v smeri X



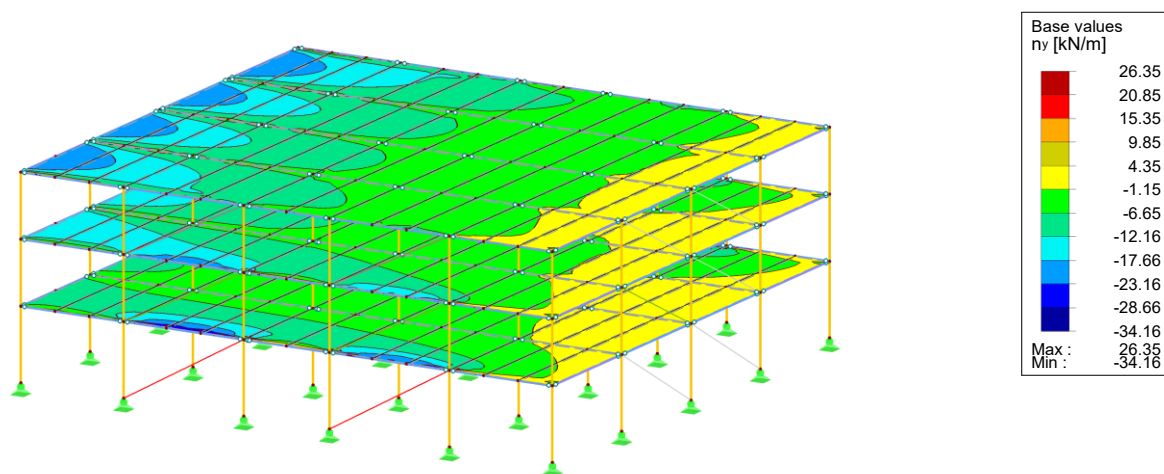
Slika 64: Upogibni momenti v nosilcih centričnega okvirja v smeri X

Na sliki spodaj so prikazane osne sile v diagonalah centričnega povezja v smeri X zaradi potresnega dela potresne projektne kombinacije.



Slika 65: Osne sile v diagonalah zaradi potresne obtežbe v smeri X

Rezultati relativno zapletenega trodimenzionalnega računskega modela kažejo, da del horizontalnih obtežb, preko osnih obremenitev, prevzamejo tudi CLT plošče, posledično pa so obremenitve v linijskih lesenih elementih konstrukcije manjše. Ker smo konstrukcijo zasnovali na način, da horizontalne obtežbe prevzema le sistem lesenih stebrov, nosilcev in jeklenih diagonal, določimo osne sile v lesenih nosilcih in stebrih na podlagi osnih sil v diagonalah.



Slika 66: Osne sile v križno lepljeni plošči zaradi potresnega vpliva v smeri X

7.7.1.1 Kontrola diagonal centričnega povezja v smeri X

Skladno s standardom SIST EN 1998-1:2005, poglavje 6.7.3 moramo za konstrukcije s 3-mi oz. več nadstropji zadostiti naslednjim pogojem:

1. Omejitev relativnih vitkosti jeklenih diagonal:

$$1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2,0$$

2. Plastična nosilnost bruto prereza diagonal:

$$N_{Ed,i} \leq N_{pl,Rd,i}$$

3. Da se zagotovi enakomerno sipanje energije v diagonalah, se sme največja vrednost faktorja dodatne nosilnosti Ω_{max} , razlikovati od najmanjše vrednosti Ω_{min} za največ 25 %:

$$\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}}$$

Preglednica 47: Dimenzioniranje jeklenih diagonal centričnega povezja v smeri X

Etaža	Profil	$N_{Ed,i}$ [kN]	$N_{pl,Rd,i}$ [kN]	l_u [cm]	$\bar{\lambda}$	1.	2.	3.
III	CEV 72.0/4.5	176	224,19	391	1,75	✓	0,79 ✓	1,27
II	CEV 82.5/6.3	294	354,38	391	1,55	✓	0,83 ✓	1,21
I	CEV 82.5/8.8	389	478,93	403	1,65	✓	0,81 ✓	1,23

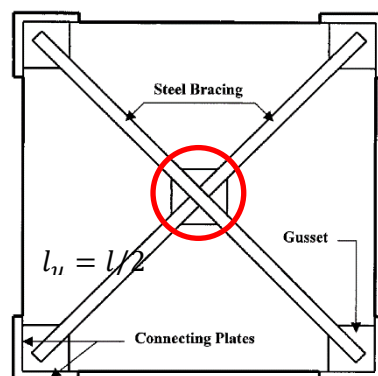
Pogoj 3. je izpolnjen, če velja:

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} = \frac{1,27}{1,21} = 1,05 \leq 1,25 \quad \checkmark$$

Relativna vitkost jeklene diagonale je določena z enačbo:

$$\bar{\lambda} = \frac{l_u}{i \cdot 93,4}$$

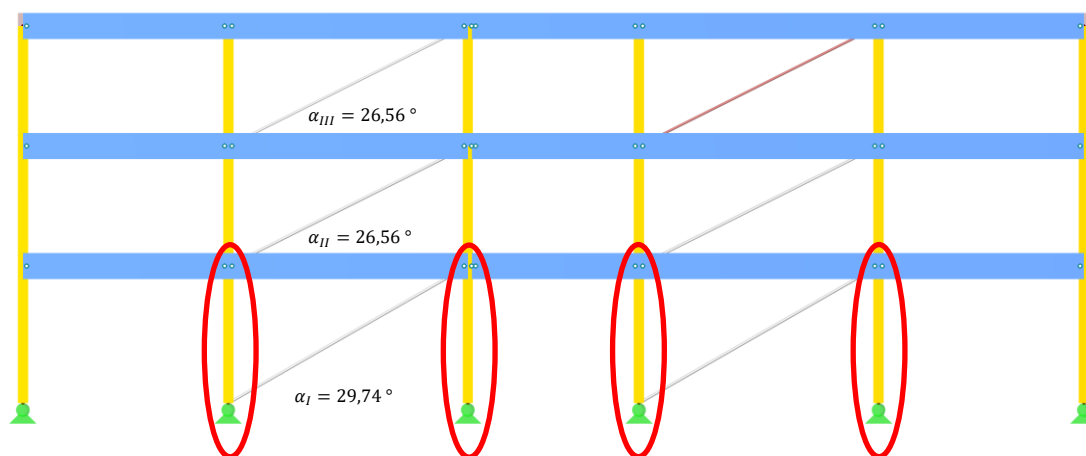
Za uklonsko dolžino diagonale se vzame polovica dolžine diagonale, saj se zaradi izvedbe in omejitve vitkosti vse diagonale stikajo v eni točki.



Slika 67: Primer stikovanja jeklenih diagonal [17]

7.7.1.2 Kontrola stebrov centričnega povezja v smeri X

Preverimo samo najbolj obremenjen steber centričnega povezja v smeri X, ki se nahaja v pritličju stavbe.



Slika 68: Prikaz obravnavanih stebrov centričnega povezja v smeri X

Obremenitve najbolj obremenjenega stebra centričnega povezja:

$$N_{Ed,s,I} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E} = -353 + 1,1 \cdot 1,25 + 1,21 \cdot -402 = -1022 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,s,I} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot V_{Ed,E} = 0$$

$$M_{Ed,s,I} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot M_{Ed,E} = 0$$

Oсна sila v stebru pritličja se določi s pomočjo nateznih sil v diagonalah povezja:

$$N_{E,s,III} = -N_{E,d,III} \cdot \sin(\alpha_{III}) = -176 \cdot \sin(26,56) = -79 \text{ kN}$$

$$N_{E,s,II} = -N_{E,d,II} \cdot \sin(\alpha_{II}) + N_{E,s,III} = -294 \cdot \sin(26,56) - 79 = -210 \text{ kN}$$

$$N_{E,s,I} = -N_{E,d,I} \cdot \sin(\alpha_I) + N_{E,s,II} = -389 \cdot \sin(29,74) - 210 = -402 \text{ kN}$$

Kontrola normalnih napetosti:

Skladno s standardom SIST EN 1995-1-1:2005, poglavje 6.3.2 morajo tlačne napetosti zadostiti naslednjemu pogoju:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} = \frac{1,14}{0,90 \cdot 3,52} = 0,36 \leq 1 \checkmark$$

Računska tlačna napetost $\sigma_{c,0,d}$ se določi kot:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed,s}}{A} = \frac{1022}{900} = 1,14 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

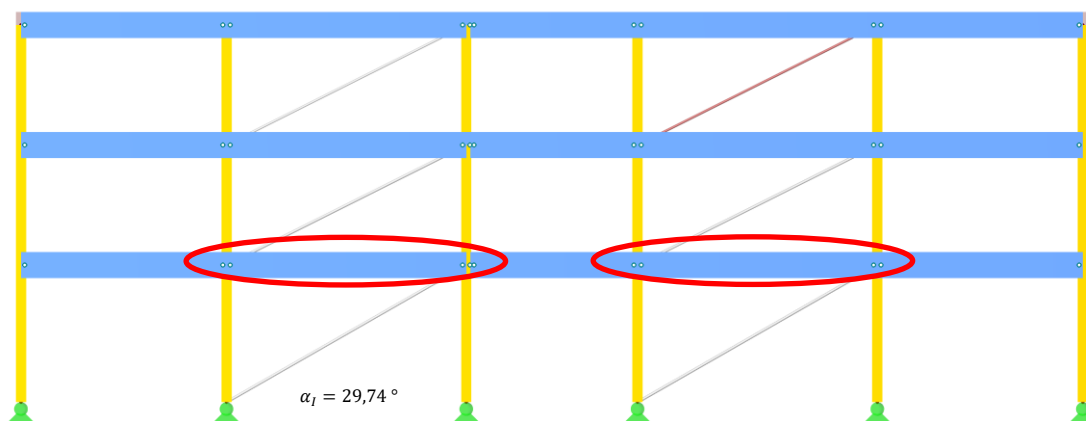
Projektna tlačna nosilnost $f_{c,0,d}$ se določi kot:

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{3,2}{1,0} = 3,52 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Ostali faktorji so izračunani v poglavju 6.1 in se jih tu le ponovno prikaže.

7.7.1.3 Kontrola nosilcev centričnega povezja v smeri X

Preverimo samo najbolj obremenjen nosilec centričnega povezja v smeri X, ki se nahaja v I. nadstropju.



Slika 69: Prikaz obravnavanih nosilcev centričnega povezja v smeri X

Obremenitve najbolj obremenjenega nosilca centričnega povezja:

$$N_{Ed,n,I} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E} = 0 + 1,1 \cdot 1,25 + 1,21 \cdot 338 = 562 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,n,I} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot V_{Ed,E} = 69 + 0 = 69 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,n,I} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot M_{Ed,E} = 119 + 0 = 119 \text{ kNm}$$

Osna sila v nosilcu I. nadstropja se določi s pomočjo nateznih sil v diagonalah povezja:

$$N_{E,n,I} = N_{E,d,I} \cdot \cos(\alpha_I) = -389 \cdot \cos(29,74) = 338 \text{ kN}$$

Kontrola normalnih napetosti:

Skladno s standardom SIST EN 1995-1-1:2005, poglavje 6.3.2 in 6.3.3 morajo napetosti v nosilcu zadostiti naslednjim pogojem:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} = \frac{0,25}{0,94 \cdot 3,52} + \frac{0,42}{3,52} = 0,20 \leq 1,0 \checkmark$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} = \frac{0,25}{1,0 \cdot 3,52} + 0,7 \cdot \frac{0,42}{3,52} = 0,16 \leq 1,0 \checkmark$$

$$\left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} = \left(\frac{0,42}{1,0 \cdot 3,52}\right)^2 + \frac{0,25}{1,0 \cdot 3,52} = 0,09 \leq 1,0 \checkmark$$

Računska upogibna napetost $\sigma_{m,d}$ se določi kot:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{Ed,n,I}}{W_y} = \frac{11900}{32000} = 0,42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Računska tlačna napetost se določi kot:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed,n,I}}{A} = \frac{562}{2400} = 0,25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Projektna upogibna nosilnost $f_{m,d}$ se določi kot:

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{3,2}{1,0} = 3,52 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

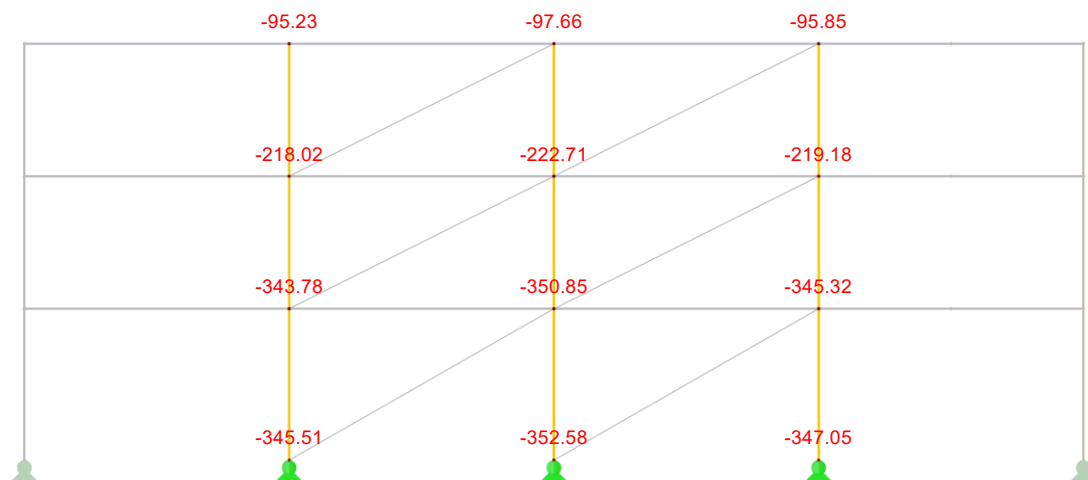
Ostali faktorji so izračunani v poglavju 6.3 in se jih tu ne navaja.

Kontrola strižnih napetosti:

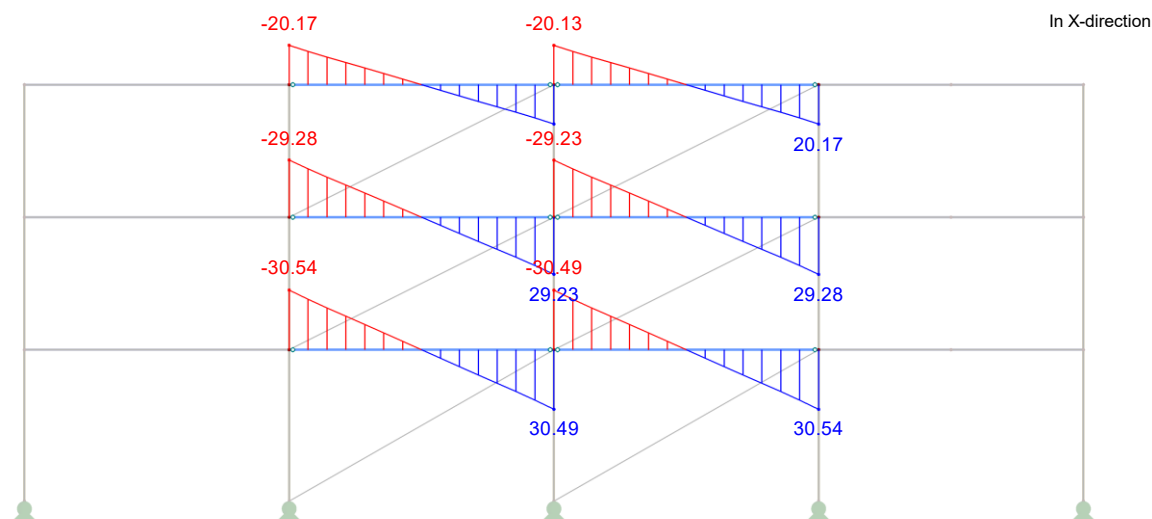
Kontrola strižnih napetosti v potresnem projektnem stanju ni merodajna, saj so strižne obremenitve manjše od tistih pri mejnem stanju nosilnosti.

7.7.2 Kontrola centričnega povezja v smeri Y

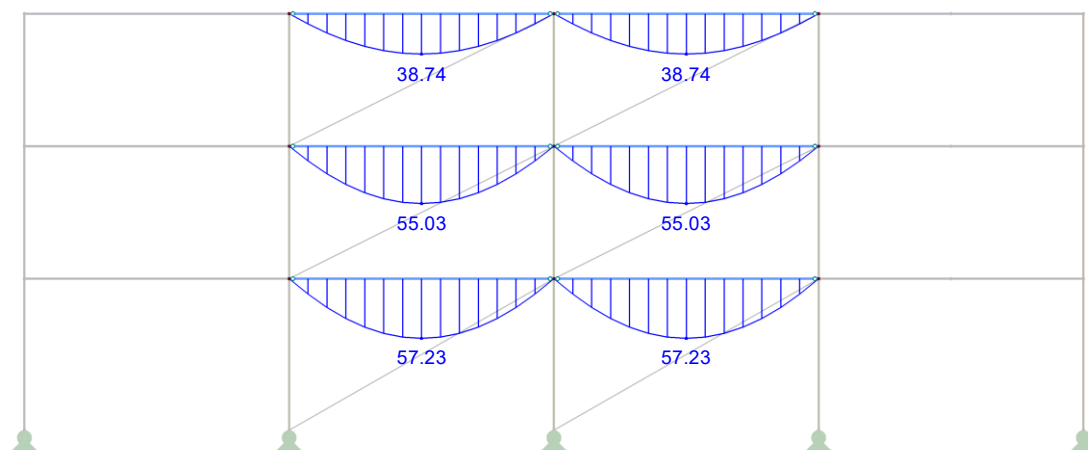
Na slikah spodaj so prikazane notranje statične količine pri obtežni kombinaciji $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q$.



Slika 70: Osne sile v stebrih centričnega okvirja v smeri Y



Slika 71: Prečne sile v nosilcih centričnega okvirja v smeri Y



Slika 72: Upogibni momenti v nosilcih centričnega okvirja v smeri Y

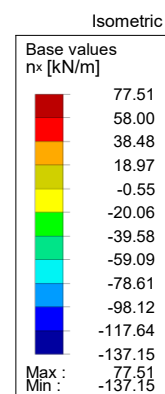
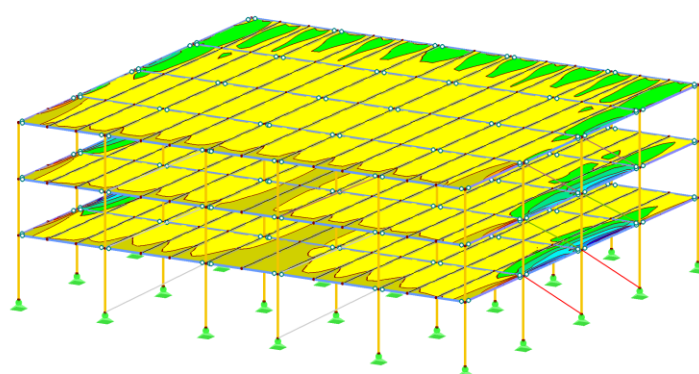
Na sliki spodaj so prikazane osne sile v diagonalah centričnega povezja v smeri Y zaradi potresnega dela potresne projektne kombinacije.



Slika 73: Osne sile v diagonalah zaradi potresne obtežbe v smeri Y

Postopek določitve osnih sil v lesenih stebrih in nosilcih je opisan na strani 62.

LC 10: P(y)
Surfaces Basic Internal Forces n-x
Values: n-x [kN/m]



Slika 74: Osne sile v križno lepljeni plošči zaradi potresnega vpliva v smeri Y

7.7.2.1 Kontrola diagonal centričnega povezja v smeri Y

Skladno s standardom SIST EN 1998-1, poglavje 6.7.3 moramo za konstrukcije s 3-mi oz. več nadstropji zadostiti naslednjim pogojem:

1. Omejitev relativnih vitkosti jeklenih diagonal:

$$1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2,0$$

2. Plastična nosilnost bruto prereza diagonal:

$$N_{Ed,i} \leq N_{pl,Rd,i}$$

3. Da se zagotovi enakomerno sipanje enegije v diagonalah, se sme največja vrednost faktorja dodatne nosilnosti Ω_{max} , razlikovati od najmanjše vrednosti faktorja Ω_{min} za 25 %

$$\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}}$$

Preglednica 48: Dimenzioniranje jeklenih diagonal centričnega povezja v smeri Y

Etaža	Profil	$N_{Ed,i}$ [kN]	$N_{pl,Rd,i}$ [kN]	l_u [cm]	$\bar{\lambda}$	1.	2.	3.
III	CEV 72.0/4.5	198	224,19	391	1,75	✓	0,89 ✓	1,14
II	CEV 82.5/6.3	328	354,38	391	1,55	✓	0,93 ✓	1,09
I	CEV 82.5/8.8	434	478,93	403	1,65	✓	0,91 ✓	1,11

Pogoj 3. je izpolnjen, če velja:

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} = \frac{1,14}{1,09} = 1,05 \leq 1,25 \quad \checkmark$$

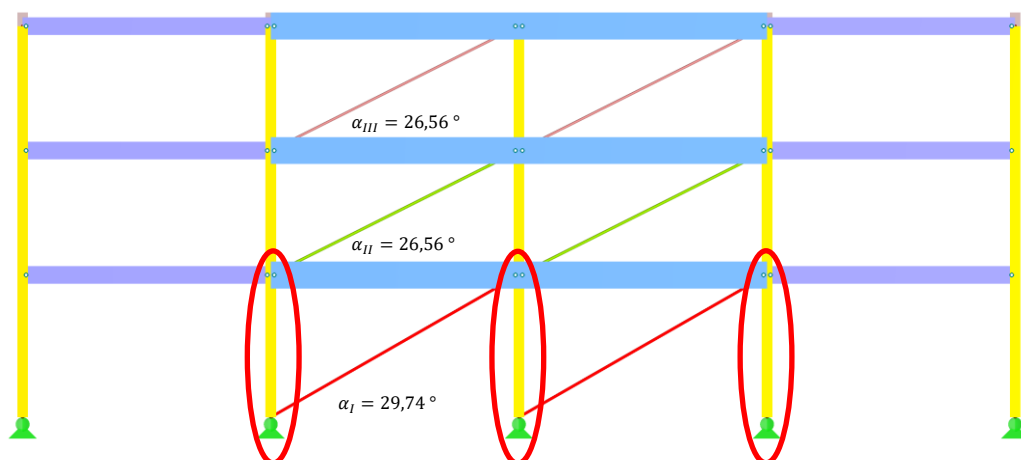
Relativna vitkost jeklene diagonale je določena z enačbo:

$$\bar{\lambda} = \frac{l_u}{i \cdot 93,4}$$

Za uklonsko dolžino diagonale se vzame polovica dolžine diagonale, saj se zaradi izvedbe in omejitve vitkosti vse diagonale stikajo v eni točki.

7.7.2.2 Kontrola stebrov centričnega povezja v smeri Y

Preverimo samo najbolj obremenjen steber centričnega povezja v smeri Y, ki se nahaja v pritličju stavbe.



Slika 75: Prikaz obravnavanih stebrov centričnega povezja v smeri Y

Obremenitve najbolj obremenjenega stebra centričnega povezja:

$$N_{Ed,s,I} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E} = -353 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,09 \cdot -452 = 1031 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,s,I} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot V_{Ed,E} = 0$$

$$M_{Ed,s,I} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot M_{Ed,E} = 0$$

Oсна sila v stebriu pritličja se določi s pomočjo nateznih sil v diagonalah povezja:

$$N_{E,s,III} = -N_{Ed,d,III} \cdot \sin(\alpha_{III}) = -198 \cdot \sin(26,56) = -89 \text{ kN}$$

$$N_{E,s,II} = -N_{Ed,d,II} \cdot \sin(\alpha_{II}) + N_{E,s,III} = -328 \cdot \sin(26,56) - 89 = -236 \text{ kN}$$

$$N_{E,s,I} = -N_{Ed,d,I} \cdot \sin(\alpha_I) + N_{E,s,II} = -434 \cdot \sin(29,74) - 236 = -452 \text{ kN}$$

Kontrola normalnih napetosti:

Skladno s standardom SIST EN 1995-1-1:2004, poglavje 6.3.2 morajo tlačne napetosti zadostiti naslednjemu pogoju:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} = \frac{1,15}{0,90 \cdot 3,52} = 0,36 \leq 1 \checkmark$$

Računska tlačna napetost $\sigma_{c,0,d}$ se določi kot:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed,s,I}}{A} = \frac{1031}{900} = 1,15 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

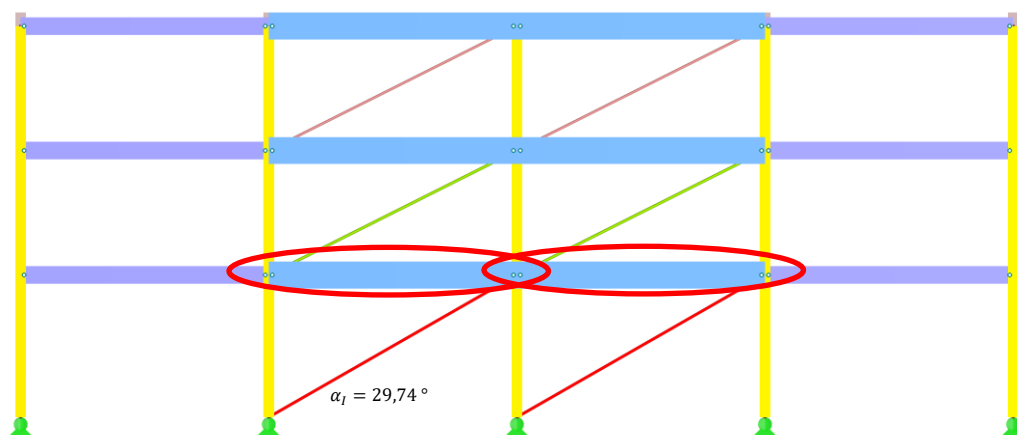
Projektna tlačna napetost $f_{c,0,d}$ se določi kot:

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{3,2}{1,0} = 3,52 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Ostali faktorji so izračunani v poglavju 6.2 in se jih tu le ponovno prikaže.

7.7.2.3 Kontrola nosilcev centričnega povezja v smeri Y

Preverimo samo najbolj obremenjen nosilec centričnega povezja v smeri Y, ki se nahaja v I. nadstropju.



Slika 76: Prikaz obravnavanih nosilcev centričnega povezja v smeri X

Obremenitve najbolj obremenjenega nosilca centričnega povezja:

$$N_{Ed,n} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E} = 0 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,09 \cdot -377 = -565 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,n} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot V_{Ed,E} = 31 + 0 = 31 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,n} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot M_{Ed,E} = 58 + 0 = 58 \text{ kNm}$$

Osna sila v nosilcu I. nadstropja se določi s pomočjo nateznih sil v diagonalah povezja:

$$N_{E,n,I} = -N_{E,d,I} \cdot \cos(\alpha_I) = -434 \cdot \cos(29,74) = -377 \text{ kN}$$

Kontrola normalnih napetosti:

Skladno s standardom SIST EN 1995-1-1:2004, poglavje 6.3.2 in 6.3.3 morajo napetosti v nosilcu zadostiti naslednjim pogojem:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} = \frac{0,25}{0,94 \cdot 3,52} + \frac{0,21}{3,52} = 0,14 \leq 1,0 \checkmark$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} = \frac{0,25}{1,0 \cdot 3,52} + 0,7 \cdot \frac{0,21}{3,52} = 0,12 \leq 1,0 \checkmark$$

$$\left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} = \left(\frac{0,21}{1,0 \cdot 3,52} \right)^2 + \frac{0,25}{1,0 \cdot 3,52} = 0,08 \leq 1,0 \checkmark$$

Upogibna napetost $\sigma_{m,d}$ se določi kot:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{Ed,n,I}}{W_y} = \frac{5800}{32000} = 0,21 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Računska tlačna napetost se določi kot:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed,n,I}}{A} = \frac{565}{2400} = 0,25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Projektna upogibna nosilnost $f_{m,d}$ se določi kot:

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{3,2}{1,0} = 3,52 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Ostali faktorji so izračunani v poglavju 6.3 in se jih tu ne navaja.

7.8 Izkoriščenost elementov konstrukcije v potresnem projektnem stanju

Spodaj so prikazane izkoriščenosti posameznih elementov konstrukcije za potresno projektno stanje.

Preglednica 49: Izkoriščenost stebra $b/h=30/30$ cm za potresno projektno stanje

Element:	Mejno stanje:	Opis:	Izkoriščenost η [%]:
steber $b/h=30/30$ cm	PPS smer X	• tlačne napetosti	36
	PPS smer Y	• tlačne napetosti	36
			<u>36</u>

Preglednica 50: Izkoriščenost nosilca $b/h=30/80$ cm za potresno projektno stanje

Element:	Mejno stanje:	Opis:	Izkoriščenost η [%]:
nosilec $b/h=30/80$ cm	PPS smer X	• tlačne + upogibne napetosti	20
	PPS smer Y	• tlačne + upogibne napetosti	14
			<u>20</u>

Preglednica 51: Izkoriščenost jeklenih diagonal za potresno projektno stanje

Element:	Mejno stanje:	Opis:	Izkoriščenost η [%]:
CEV 82.5/8.8	PPS smer X	• natezne napetosti	79
CEV 82.5/6.3			83
CEV 72/4.5			81
CEV 82.5/8.8	PPS smer Y	• natezne napetosti	89
CEV 82.5/6.3			93
CEV 72/4.5			91
			93

Preglednica 52: Kontrola omejitev etažnih pomikov

Element:	Mejno stanje:	Opis:	Izkoriščenost η [%]:
celotna konstrukcija	PPS smer X	• omejitev pomikov etaž za smer X	65
	PPS smer Y	• omejitev pomikov etaž za smer Y	70
			<u>70</u>

OPOMBA: Nateznih napetosti, ki se ustvarijo v stebrih zaradi nateznih sil ob delovanju potresa nismo preverjali, saj le te niso merodajne za dimenzioniranje. Potrebno pa jih je upoštevati pri dimenzioniranju spojev v nadaljevanju.

8 SPOJI

8.1 Splošno

Vsi spoji v konstrukciji so dimenzionirani skladno s standardi SIST EN 1992-1-1:2005, SIST EN 1993-1-1:2005, SIST EN 1993-1-8:2005 in SIST EN 1998:2005.

Konstrukcijske zahteve za izvedbo spojev:

- 1) *Luknje za vijake v lesu smejo imeti največ za 1 mm večji premer od premera vijaka. Luknje za vijake v jeklenih ploščah smerjo imeti največ 2 mm ali $0,1 \cdot d$ (upošteva se večja vrednost) večji premer od premera vijaka d . V preglednici spodaj so podane dimenzije lukenj za posamezne vijake, ki so bili uporabljeni.*

Preglednica 53: Dimenzije lukenj v lesu glede na uporabljeno dimenzijo vijaka

Vijak	M16	M20
Standardne okrogle luknje d_0 [mm]	17	21

- 2) *Podložke pod glavo in pod matico vijaka morajo imeti premer vsaj $3 \cdot d$ in debelino vsaj $0,3 \cdot d$. Podložke morajo imeti polno naleganje za prenos kontaktne sile.*

Preglednica 54: Dimenzije podložk v odvisnosti od dimenzij vijaka

Vijak	M16	M20
Premer podložke [mm]	≥ 48	≥ 60
Debelina podložke [mm]	$\geq 4,8$	$\geq 6,0$

- 3) *Minimalni razmiki med vijaki in minimalne oddaljenosti vijakov od robov oziroma koncev se določijo skladno s sliko spodaj.*

Razmiki in oddaljenosti od koncev/robov	Kot	Minimalni razmak oziroma oddaljenost od konca/robu
a_1 (vzporedno z vlakni)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha) d$
a_2 (pravokotno na vlakna)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4 d$
$a_{3,l}$ (obremenjeni konec)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7 d; 80 \text{ mm})$
$a_{3,c}$ (neobremenjeni konec)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$ $150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$ $210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\max[(1 + 6 \sin \alpha) d; 4d]$ $4 d$ $\max[(1 + 6 \sin \alpha) d; 4d]$
$a_{4,l}$ (obremenjeni rob)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2 + 2 \sin \alpha) d; 3d]$
$a_{4,c}$ (neobremenjeni rob)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 d$

Slika 77: Minimalni razmiki med vijaki in minimalne oddaljenosti vijakov od robov oz. koncev [19]

- 4) *Vijaki in objemke morajo biti pritegnjeni tako, da se spojni elementi tesno prilegajo med seboj. Po potrebi jih je potrebno ponovno pritegniti, ko les doseže uravnoteženo stopnjo vlažnosti, saj se le tako lahko zagotovi nespremenjena trdnost spoja.*
- 5) *V vsakem priključku morata biti vsaj dva vijaka ali več.*
- 6) *Uporabljeni so bili samo vijaki trdnostnega razreda 8.8 in 10.9. Nazivne vrednosti napetosti tečenja f_{yb} in natezne trdnosti vijakov f_{ub} so podane v preglednici spodaj.*

Preglednica 55: Nazivne vrednosti napetosti tečenja in natezne trdnosti vijakov

Trdnosti razred vijaka	8.8	10.9
f_{yb} [N/mm ²]	640	900
f_{ub} [N/mm ²]	800	1000

- 7) Za prednapenjanje se lahko uporabijo samo vijaki trdnostnih razredov 8.8 in 10.9.
- 8) Najmanjši in največji razmiki in robne razdalje vijakov, ki jih narekuje velikost luknje v pločevini oz. debelna pločevine so prikazane na sliki 79. Pri spojih priključna pločevina – les se upoštevajo večje izmed vrednosti iz slike 78, vendar razmak oz. odmik ne sme biti manjši oz. večji od obeh zahtev.

Razdalje in razmiki, glej sliko 3.1	Najmanj	Največ ^{1) 2) 3)}		
		Konstrukcije iz jekel v skladu z EN 10025, razen jekel v skladu z EN 10025-5		Konstrukcije iz jekel v skladu z EN 10025-5
		Jeklo, izpostavljeno vremenskim ali drugim korozivnim vplivom	Jeklo ni izpostavljeno vremenskim ali drugim korozivnim vplivom	Korozijsko nezaščiteno jeklo
Robna razdalja e_1	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Večje od $8t$ ali 125 mm
Robna razdalja e_2	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Večje od $8t$ ali 125 mm
Razdalja e_3 v podaljšanih luknjah	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Razdalja e_4 v podaljšanih luknjah	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Razmik p_1	$2,2d_0$	Manjše od $14t$ ali 200 mm	Manjše od $14t$ ali 200 mm	Manjše od $14t_{\min}$ ali 175 mm
Razmik $p_{1,0}$		Manjše od $14t$ ali 200 mm		
Razmik $p_{1,i}$		Manjše od $28t$ ali 400 mm		
Razmik p_2 ⁵⁾	$2,4d_0$	Manjše od $14t$ ali 200 mm	Manjše od $14t$ ali 200 mm	Manjše od $14t_{\min}$ ali 175 mm

Slika 78: Najmanjši oz. največji razmiki in robne razdalje [S7]

Določitev parametrov za izračun spojev med priključno pločevino in lesom:

Za vijake se uporabi vrednost momenta popolne plastifikacije določene z enačbo po SIST EN 1995-1-1:2005, poglavje 8.5.1.1 kot:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{ub} \cdot d^{2,6}$$

kjer je:

$M_{y,Rk}$ karakteristična vrednost momenta popolne plastifikacije materiala v [Nmm]

f_{ub} karakteristična natezna trdnost vijaka v [N/mm²]

d premer vijaka v [mm]

Če sila na vijak deluje vzporedno z lesenimi vlakni, se za vijake s premerom do 30 mm karakteristična vtisna trdnost določi skladno z enačbo po SIST EN 1995-1-1:2005, poglavje 8.5.1.1 kot:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k$$

kjer je:

$f_{h,0,k}$ karakteristična vtisna trdnost vzporedni z vlakni lesa v N/mm²

ρ_k karakteristična gostota lesa v [kg/m³] za les trdnostnega razreda GL 32h ta znaša 440 kg/m³

Karakteristična vtisna trdnost, če sila na vijak deluje pod kotom α , se določi skladno po SIST EN 1995-1-1:2005, poglavje 8.5.1.1 kot:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d \quad \text{za mehki les}$$

kjer je:

$f_{h,\alpha,k}$ karakteristična vtisna trdnost pod kotom α v N/mm²

α kot med silo in smerjo vlaken

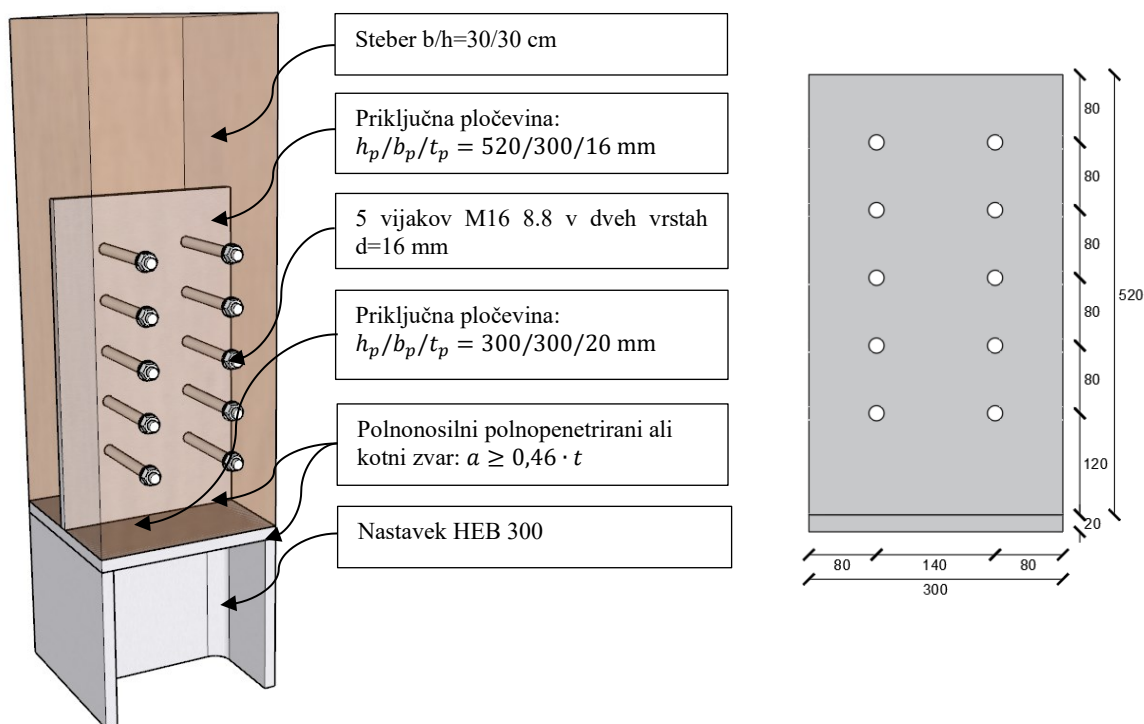
Za uporabljene vijake se izračunajo vrednosti $M_{y,Rk}$:

Preglednica 56: Izračun karakteristik vijakov

Vijak	M16 8.8	M20 8.8
$M_{y,Rk}$ [Nmm]	324280	579280
$f_{h,0,k}$ [N/mm ²]	30,30	28,86
$f_{h,90,k}$ [N/mm ²]	19,06	17,50

8.2 Dimenzioniranje priključka med lesenim stebrom in nastavkom HEB 300 v okvirju s centričnim povezjem

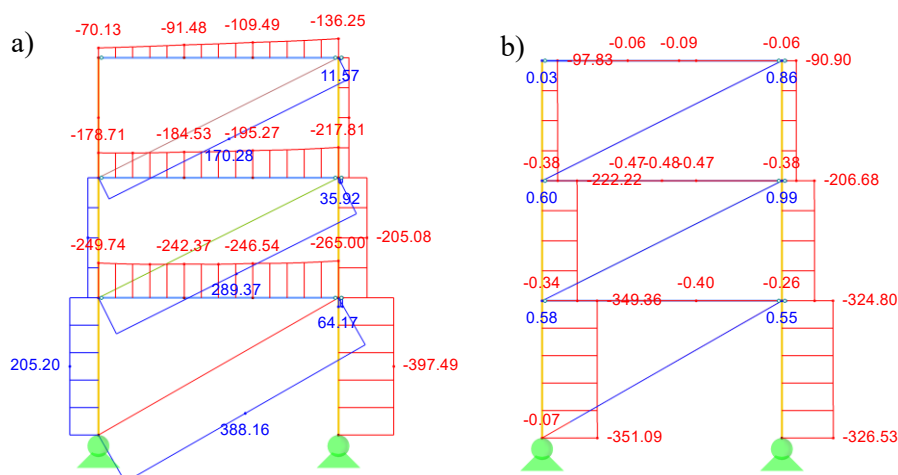
Priključek med lesenim stebrom in nastavkom HEB 300 se dimenzionira skladno s standardom SIST EN 1993-1-1:2005, EN 1993-1-8:2005, SIST EN 1995-1-1:2005 in SIST EN 1998:2005. 3D model obravnavanega priključka je prikazan na sliki spodaj skupaj z dimenzijami priključne pločevine.



Slika 79: 3D prikaz obravnavanega priključka, ter prikaz priključne pločevine skupaj z odmiki med vijaki

Obremenitve za stalno oz. začasno projektno stanje za projektiranje priključka niso merodajne. Obravnavani priključek se preveri na potresno projektno stanje in sicer na maksimalno natezno oz. tlačno osno silo v stebrih centričnega povezja v smereh X in Y iz poglavja 7.1.1.1 oz. 7.2.2.2.

Povezje v smeri X:



Slika 80: a) potresni del obtežbe, b) desno nepotresni del obtežbe za potresno projektno stanje (povezje za smer X)

Oсна sila v stebru ob stiku s temeljem centričnega povezja za primer potresne obtežbe se določi, kot vsota vertikalnih komponent nateznih sil v jeklenih diagonalah. **Upoštevamo, da je sila v stebru lahko tlačna oz. natezna odvisno od smeri delovanja potresa.**

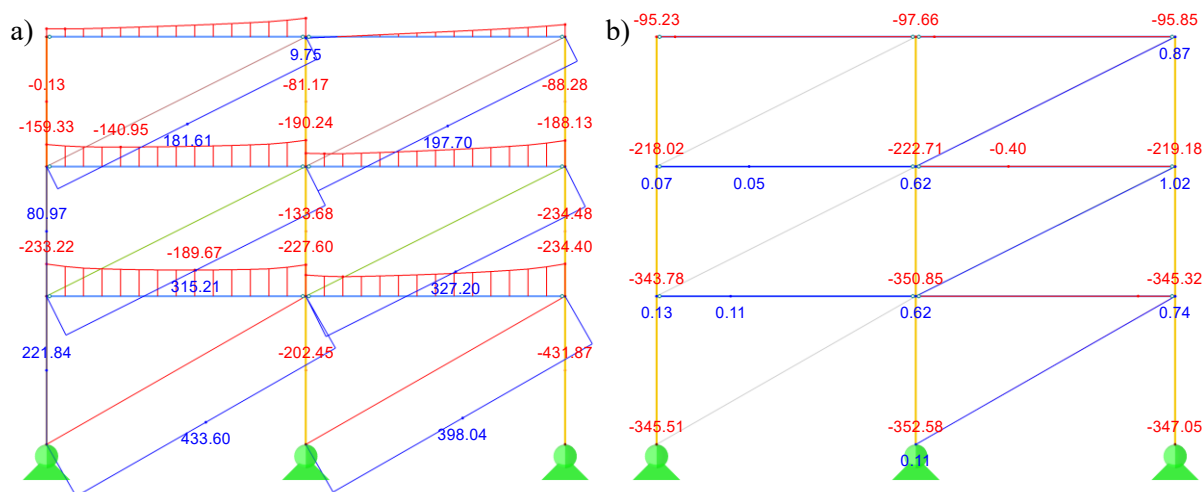
Preglednica 57: Obremenitve stebrov v povezju za smer X

Pozicija stebra:	$N_{Ed,G}$	$N_{Ed,E,min}$	$N_{Ed,E,max}$	$N_{Ed,min}$ [kN]	$N_{Ed,max}$ [kN]
Steber levo	-352	-400	400	-1022	314
Steber desno	-327	-400	400	-994	341

V 5. in 6. stolpcu preglednice 57 so zapisane maksimalne tlačne $N_{Ed,min}$ in natezne $N_{Ed,max}$ osne sile v stebru za potresno projektno, ki se jih določi po enačbi iz standarda SIST EN 1998-1:2005, poglavje 6.7.4:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E}; \gamma_{ov} = 1,25; \Omega_{min} = 1,21$$

Povezje v smeri Y:



Slika 81: a) potresni del obtežbe, b) desno nepotresni del obtežbe za potresno projektno stanje (povezje za smer Y)

Oсна sila v stebru ob stiku s temeljem centričnega povezja za primer potresne obtežbe se določi, kot vsota vertikalnih komponent nateznih sil v jeklenih diagonalah. **Upoštevamo, da je sila v stebru lahko tlačna oz. natezna odvisno od smeri delovanja potresa.** Obravnavamo maksimalne vrednosti nateznih sil izmed obeh diagonal v posamezni etaži.

Preglednica 58: Obremenitve stebrov v povezju za smer Y

Pozicija stebra:	$N_{Ed,G}$	$N_{Ed,E,min}$	$N_{Ed,E,max}$	$N_{Ed,min}$ [kN]	$N_{Ed,max}$ [kN]
Steber levo	-346	-453,0	453,0	-1032	334
Steber v sredini	-353	0	0	-353	-353
Steber desno	-346	-453,0	453,0	-1032	334

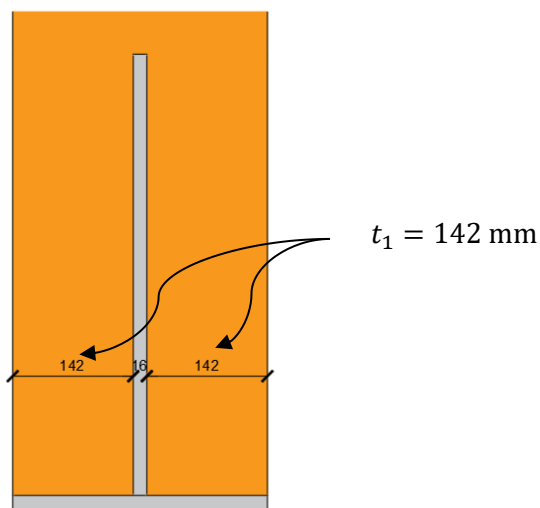
V 5. in 6. stolpcu preglednice 58 so zapisane maksimalne tlačne $N_{Ed,min}$ in natezne $N_{Ed,max}$ osne sile v stebru za potresno projektno, ki se jih določi po enačbi iz standarda SIST EN 1998-1, poglavje 6.8.4:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E}; \gamma_{ov} = 1,25; \Omega_{min} = 1,09$$

Očne sile zaradi potresnega vpliva v smeri Y za sredinski steber so enake 0, saj se vertikalna komponenta natezne osne sile jeklene diagonale izniči z tlačno silo druge jeklene diagonale.

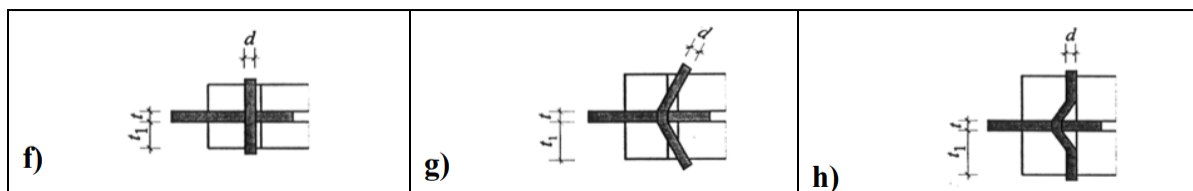
a) KONTROLA DVOSTRIŽNEGA PRIKLJUČJA PLOČEVINA – LES

V obravnavanem primeru gre za dvostržni spoj, kjer je pločevina srednji element. Karakteristično odpornost enega veznega sredstva v eni strižni ravnini se določi skladno s standardom SIST EN 1995-1-1:2005, poglavje 8.2.3.



Slika 82: Prikaz parametrov za izračun karakteristične odpornosti enega veznega sredstva

Karakteristična odpornost enega veznega sredstva v eni strižni ravnini se določi na podlagi merodajnega porušnega mehanizma iz slike 82 po enačbah spodaj (gre za vijake, ki so obremenjeni v smeri vlaken):



Slika 83: Porušni mehanizmi dvostržnega priključka pločevina – les [19]

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,0,k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,0,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,0,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,0,k} \cdot d} \end{array} \right.$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 30,30 \cdot 142 \cdot 16 \\ 30,30 \cdot 142 \cdot 16 \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 324280}{30,30 \cdot 16 \cdot 142^2}} - 1 \right] \\ 2,3 \cdot \sqrt{324280 \cdot 30,30 \cdot 16} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 68,84 \\ 31,70 \\ 28,84 \end{array} \right. = 28,84 \text{ kN}$$

kjer so:

t_1 debeline priključne pločevine iz slike 82
 d premer vijaki M16

Karakteristična odpornost enega veznega sredstva v dveh strižni ravninah znaša:

$$F_{v,Rk} = 2 \cdot 28,84 = 57,68 \text{ kN}$$

Projektna karakteristična odpornost veznega sredstva za primer potresnega projektne stanja znaša:

$$F_{v,Rd,P} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{57,68}{1,0} = 63,44 \text{ kN}$$

Izberemo 5 vijakov M16 8.8 razporejenih v dveh vrstah. Če obremenitve delujejo vzporedno z vlakni je potrebno določiti efektivno število vijakov v eni vrsti kot:

$$n_{ef} = \min \left\{ n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = \min \left\{ 5^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{80}{13 \cdot 16}} = \min \left\{ \frac{5}{3,35} = 3,35 \right. \right. \right.$$

Nosilnost obravnavanega priključka za primer maksimalne natezne obremenitve v primeru potresa je primerna, če je zadoščeno naslednjemu pogoju:

$$F_{v,Rd,P} \cdot m \cdot n_{ef} = 63,44 \cdot 2 \cdot 3,35 = 425,05 \leq N_{Ed,max} = 346 \text{ kN} \checkmark$$

b) KONTROLA NETO PREREZA STEBRA ZARADI OSLABITEV

Zaradi priključne pločvine in vijakov je prerez v območju spoja oslabljen, zato je potrebno preveriti, če je nosilnost neto prereza zadostna:

Neto prerez zaradi oslabitev se določi kot:

$$A_{net} = 30 \cdot 30 - 14,2 \cdot 1,7 \cdot 4 - 1,6 \cdot 30 = 755,44 \text{ cm}^2$$

Preverijo se naslednji primeri:

Maksimalna tlačna napetost za primer potresnega projektne vpliva:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed,min}}{A_{net}} = \frac{-1032}{755,44} = 1,37 \leq k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{3,20}{1,0} = 3,52 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \checkmark$$

Maksimalna natezna napetost za primer potresnega projektne vpliva:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{Ed,max}}{A_{net}} = \frac{346}{755,44} = 0,46 \leq k_{mod} \cdot \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{2,54}{1,0} = 2,79 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \checkmark$$

c) KONTROLA NETO PREREZA PRIKLJUČNE PLOČEVINE ZARADI OSLABITVE

Zaradi lukenj v priključni pločevini je potrebno preveriti, če je nosilnost neto prereza priključne pločevine zadostna:

Neto prerez zaradi oslabitev se določi kot:

$$A_{net} = (30 - 2 \cdot 1,8) \cdot 1,6 = 42,24 \text{ cm}^2$$

Priključna pločevina je obremenjena samo v primeru potresa, ko le ta povzroča natezne obremenitve. Kontrola nosilnosti neto prečnega prereza je zadovoljeno če velja:

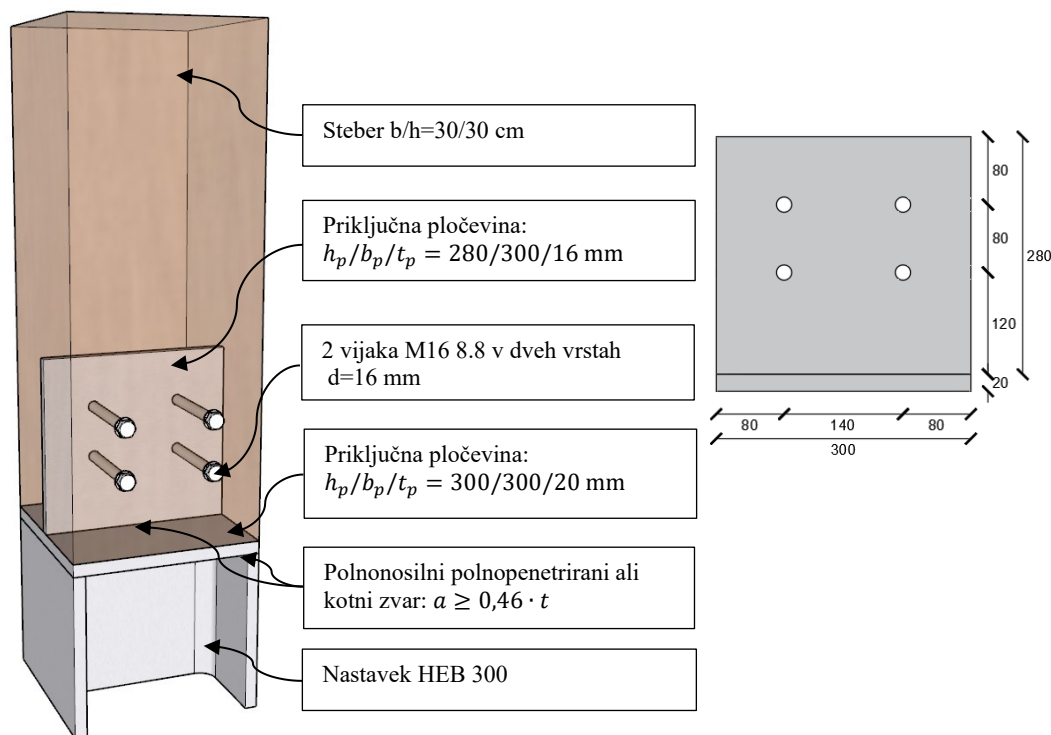
$$N_{Rd,pl} = A_{net} \cdot f_{yd} = 42,24 \cdot 23,5 = 992,64 \geq N_{Ed,max} = 346 \text{ kN} \checkmark$$

Zaradi izvedbe priključka se v območju zvara les dodatno obreže, da le ta ne pritiska na zvar. Oslabitev prečnega prereza v tem primeru ni merodajna. Nastavek HEB 300 je glede na dane obremenitve dovolj nosilen.

Vsi zvari v obravnavanem elementu se izvedejo kot polnonosilni kotni dimenzij $a \geq 0,46 \cdot t$ oz. polnopenetrirani, zato kontrola zvarov ni potrebna.

8.3 Dimenzioniranje priključka med lesenim stebrom in nastavkom HEB 300 v najbolj obremenjenem sredinskem stebru

Priključek med lesenim stebrom in nastavkom HEB 300 se dimenzionira skladno s standardom SIST EN 1993-1-1:2005, EN 1993-1-8:2005, SIST EN 1995-1-1:2005 in SIST EN 1998:2005. 3D model obravnavanega priključka je prikazan na sliki spodaj skupaj z dimenzijami priključne pločevine.



Slika 84: 3D prikaz obravnavanega priključka, ter prikaz priključne pločevine skupaj z odmiki med vijaki

Priključek med lesenim stebrom in nastavkom HEB 300 se izvede na enak način, kot v primeru priključka v poglavju 8.2, le da tu uporabimo krajšo priključno pločevino in manj vijakov, saj tu ne pride do nateznih obremenitev. Potres na sredinske stebre nima vpliva, zato se priključek preveri le na maksimalno tlačno obremenitev v stalnem oz. začasnem projektne stanju:

Zaradi priključne pločevine in vijakov je prerez v območju spoja oslabljen, zato je potrebno preveriti, če je nosilnost neto prereza zadostna:

Neto prerez zaradi oslabitev se določi kot:

$$A_{net} = 30 \cdot 30 - 14,2 \cdot 1,7 \cdot 4 - 1,6 \cdot 30 = 755,44 \text{ cm}^2$$

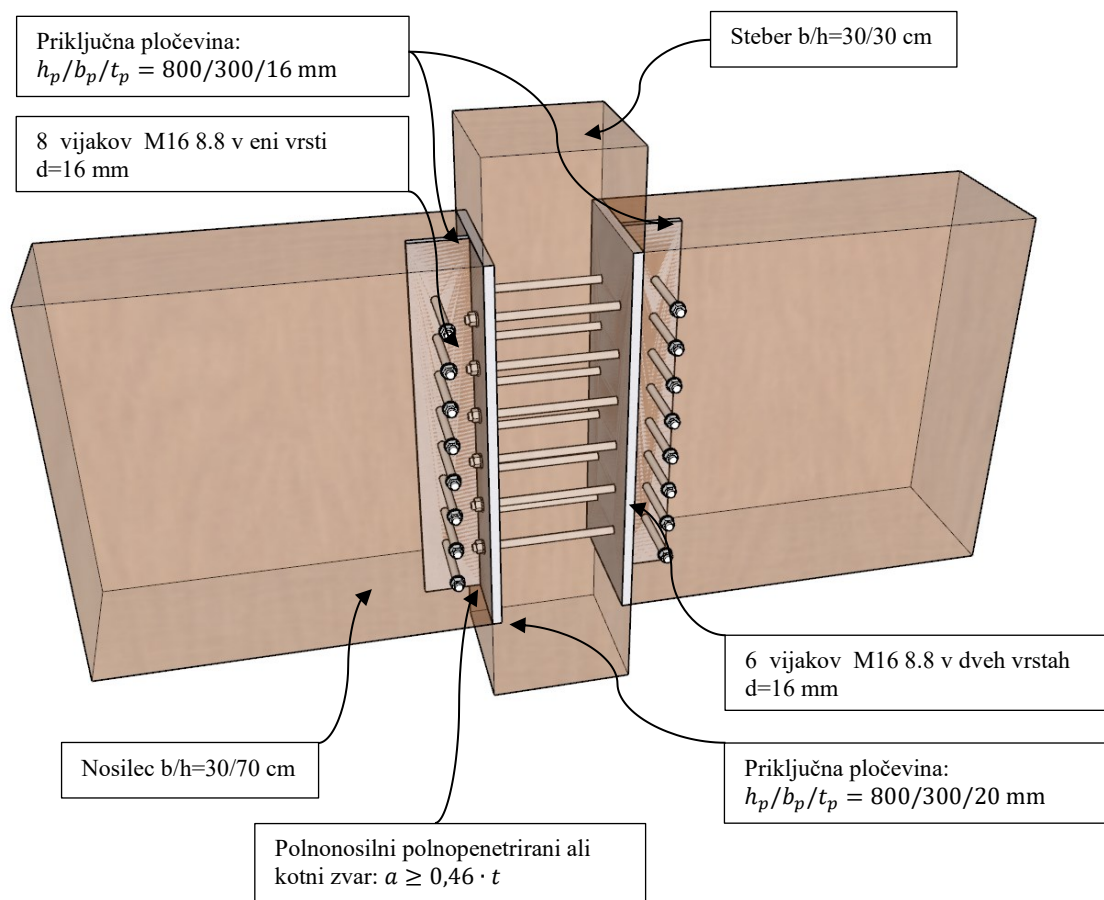
Maksimalna tlačna napetost za primer stalnega oz. začasnega projektne vpliva iz poglavja 6.2:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed,MSN}}{A_{net}} = \frac{-960}{755,44} = 1,27 \leq k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{3,20}{1,25} = 2,04 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \checkmark$$

Nosilnost nastavka HEB 300 ni merodajna.

8.4 Dimenzioniranje spoja med stebrom in nosilcem, ki nista del centričnega povezja (smer X)

Priključek med lesenim stebrom in nosilcem se dimenzionira skladno s standardom SIST EN 1993-1-1:2005, EN 1993-1-8:2005 in SIST EN 1995-1-1:2005. 3D model obravnavanega priključka je prikazan na sliki spodaj skupaj.



Slika 85: Spoj med stebrom in nosilcem, ki nista del centričnega povezja v smeri X

Obremenitve priključka za stalno oz. začasno projektno stanje:

Spoj je v stalnem oz. začasnem projektne stanju obremenjen samo s prečno silo (poglavje 6.3):

$$V_{Ed} = 190 \text{ kN}$$

Obremenitev spoja v potresnem projektne stanju ni merodajna.

a) KONTROLA DVOSTRIŽNEGA PRIKLJUČKA PLOČEVINA – LES (NOSILEC)

V obravnavanem primeru gre za dvostrizni spoj, kjer je pločevina osrednji element. Karakteristično odpornost enega veznega sredstva v eni strizni ravnini se določi skladno s standardom SIST EN 1995-1-1:2005, poglavje 8.2.3.

Karakteristična odpornost enega veznega sredstva v eni strizni ravnini se določi na podlagi merodajnega porušnega mehanizma po enačbah spodaj:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,90,k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,90,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,90,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,90,k} \cdot d} \end{array} \right.$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 19,06 \cdot 142 \cdot 16 \\ 19,06 \cdot 142 \cdot 16 \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 324280}{19,06 \cdot 16 \cdot 142^2}} - 1 \right] \\ 2,3 \cdot \sqrt{324280 \cdot 19,06 \cdot 16} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 43,30 \\ 21,07 \\ 22,86 \end{array} \right. = 21,07 \text{ kN}$$

Karakteristična odpornost enega veznega sredstva v dveh strizni ravninah znaša:

$$F_{v,Rk} = 2 \cdot 21,07 = 42,14 \text{ kN}$$

Projektne karakteristična odpornost veznega sredstva za primer stalnega oz. začasnega projektne stanja znaša:

$$F_{v,Rd,MSN} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{42,14}{1,30} = 25,93 \text{ kN}$$

Izberemo 8 vijakov M16 8.8 razporejenih v eni vrsti. Če obremenitve delujejo pravokotno na vlakna je število efektivnih vijakov enako dejanskemu številu vijakov. Nosilnost obravnavanega priključka za primer prečne obremenitve je primerna, če je zadoščeno naslednjemu pogoju:

$$F_{v,Rd,MSN} \cdot m \cdot n = 25,93 \cdot 1 \cdot 8 = 207,44 \leq V_{Ed} = 190 \text{ kN} \checkmark$$

b) KONTROLA STRIŽNE NOSILNOSTI NETO PREREZA NOSILCA ZARADI OSLABITEV

Zaradi priključne pločevine in vijakov je prerez v območju spoja oslabljen, zato je potrebno preveriti, če je nosilnost neto prereza zadostna:

Neto prerez zaradi oslabitev se določi kot:

$$A_{net} = 80 \cdot 30 - 14,2 \cdot 1,7 \cdot 2 \cdot 8 - 1,6 \cdot 80 = 1885,76 \text{ cm}^2$$

Strižna napetost na neto prerezu zaradi oslabitve se izračuna kot:

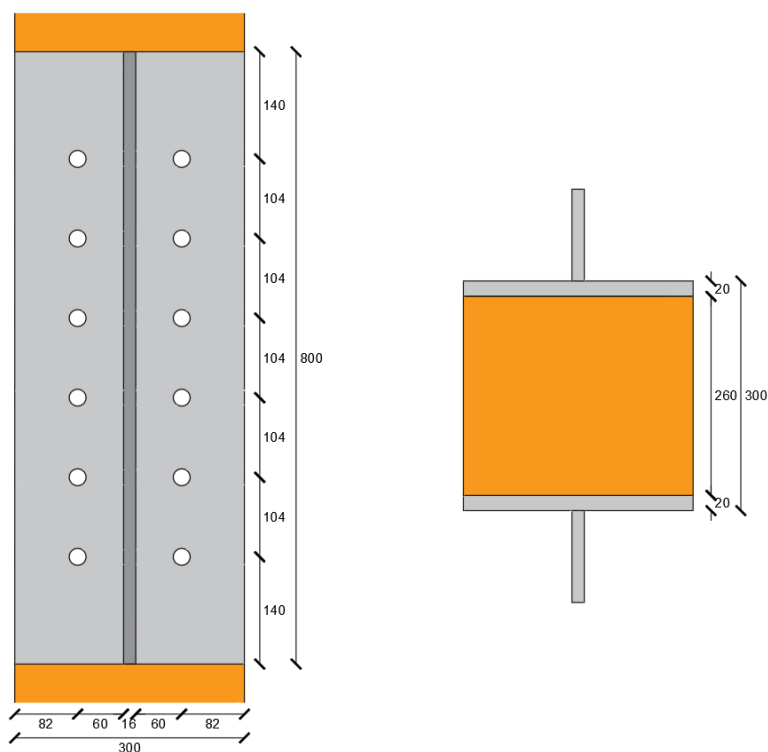
$$\tau_{v,d} = \frac{V_{Ed,MSN}}{k_{cr} \cdot 0,67 \cdot A_{net}} = \frac{190}{0,67^2 \cdot 1885,76} = 0,224 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Nosilnost neto prereza je zadostna če velja:

$$\tau_{v,d} = 0,224 \leq k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{0,35}{1,25} = 0,224 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \checkmark$$

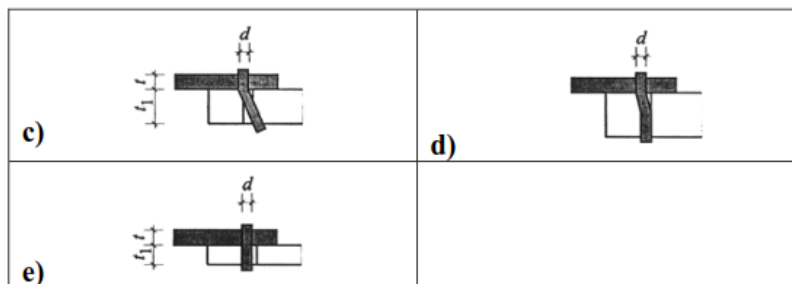
c) KONTROLA ENOSTRIŽNEGA PRIKLJUČKA PLOČEVINA – LES (STEBER)

V obravnavanem primeru gre za enostrižni spoj. Karakteristično odpornost enega veznega sredstva v strižni ravnini med pločevino in lesom se določi skladno s standardom SIST EN 1995-1-1:2005, poglavje 8.2.3.



Slika 86: Dimenzije priključne pločevine stebra z izbranimi razmaki med vijaki

Karakteristična odpornost enega veznega sredstva v eni strižni ravnini se določi na podlagi merodajnega porušnega mehanizma za debelo pločevino ($t_p \geq d$) iz slike 87 in po enačbah spodaj:



Slika 87: Možni načini porušitve pri enostrižnem priključku pločevina – les (za primer debele pločevine) [19]

$$t_p = 20 \geq d = 20 \text{ mm} \rightarrow F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,0,k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,0,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,0,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,0,k} \cdot d} \end{array} \right.$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 28,86 \cdot 260 \cdot 20 \\ 28,86 \cdot 260 \cdot 20 \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 579280}{28,86 \cdot 20 \cdot 260^2}} - 1 \right] \\ 2,3 \cdot \sqrt{579280 \cdot 28,86 \cdot 20} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 150,00 \\ 65,28 \\ 42,05 \end{array} \right. = 42,05 \text{ kN}$$

Projektna karakteristična odpornost veznega sredstva za primer stalnega oz. začasnega projektne stanja znaša:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{42,05}{1,30} = 25,88 \text{ kN}$$

Izberemo 6 vijakov M20 8.8 razporejenih v dveh vrstah. Če obremenitve delujejo vzporedno z vlakni je potrebno določiti efektivno število vijakov v eni vrsti kot:

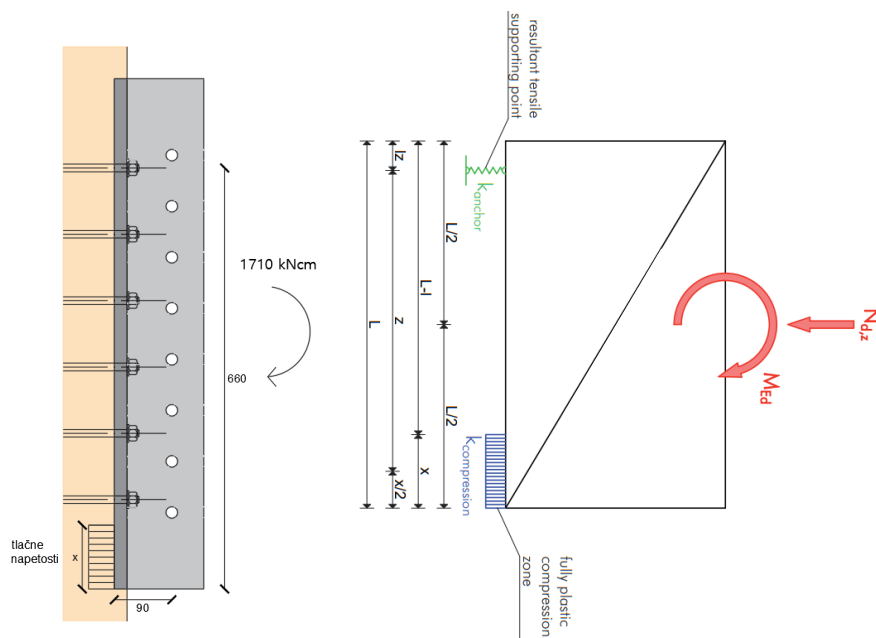
$$n_{ef} = \min \left\{ n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = \min \left\{ 6^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{104}{13 \cdot 20}} = \min \left\{ \frac{6}{3,99} = 3,99 \right. \right. \right.$$

Nosilnost obravnavanega priključka za primer strižne obremenitve je primerna, če je zadoščeno naslednjemu pogoju:

$$F_{v,Rd,MSN} \cdot m \cdot n_{ef} = 25,88 \cdot 2 \cdot 3,99 = 206,52 \leq V_{Ed,MSN} = 190 \text{ kN} \checkmark$$

d) KONTROLA TLAČNE NOSILNOSTI STEBRA PRAVOKOTNO NA VLAKNA

Preverimo tlačne napetosti v stebru, ki jih povzroča momenta zaradi ekscentričnosti priključne pločevine. Ekscentričnost priključne pločevine znaša $e = 90 \text{ mm}$.



Slika 88: Predpostavljene napetosti pravokotno na lesena vlakna v stebru (levo), določitev tlačne cone (desno) [4]

Upogibni moment zaradi ekscentričnosti prereza in tlačna sila, ki pritiska pravokotno na steber se določi kot:

$$M_{Ed} = e \cdot V_{Ed,MSN} = 9,0 \cdot 190 = 1710 \text{ kNcm}$$

Skupna natezna sila, ki jo morajo prevzeti vijaki je enaka tlačni komponenti v stebru pravokotno na vlakna (dejanska razdalja z je manjša, saj se le ta meri od zgornjega vijaka pa do težišča tlačne cone):

$$N_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z} = \frac{1710}{66} = 25,9 \text{ kN} \rightarrow N_{c,Ed} = 25,9 \text{ kN}$$

Višina tlačne cone x se določi po enačbi spodaj iz vira [4]:

$$x = \frac{N_{c,Ed}}{b \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} = \frac{25,9}{30 \cdot 1,0 \cdot 0,160} = 5,40 \text{ cm} \checkmark \rightarrow k_{c,90} = 1,0 \rightarrow \text{varna stran}$$

V tlačni coni pravokotno na vlakna ni oslabitev. Višina tlačne cone se nahaja pod prvo oslabitvijo. Glede na višino tlačne cone lahko zaključimo, da je nosilnost pravokotno na vlakna zadostna.

e) KONTROLA NETO PREČNEGA PREREZA ZARADI OSLABITEV

Opravi se kontrola, neto prečnega prereza stebra zaradi izvrtanih lukenj in priključnih pločevin, ki oslabijo prečni prerez. Maksimalna osna sila v stebru za stalno oz. začasno projektno stanje znaša $N_{Ed,MSN} = 960 \text{ kN}$.

Neto prečni prerez stebra zaradi oslabitev:

$$A_{net} = (30 \cdot 30) - (2 \cdot 2,1 \cdot 30) - (2 \cdot 2 \cdot 30) = 654,0 \text{ cm}^2$$

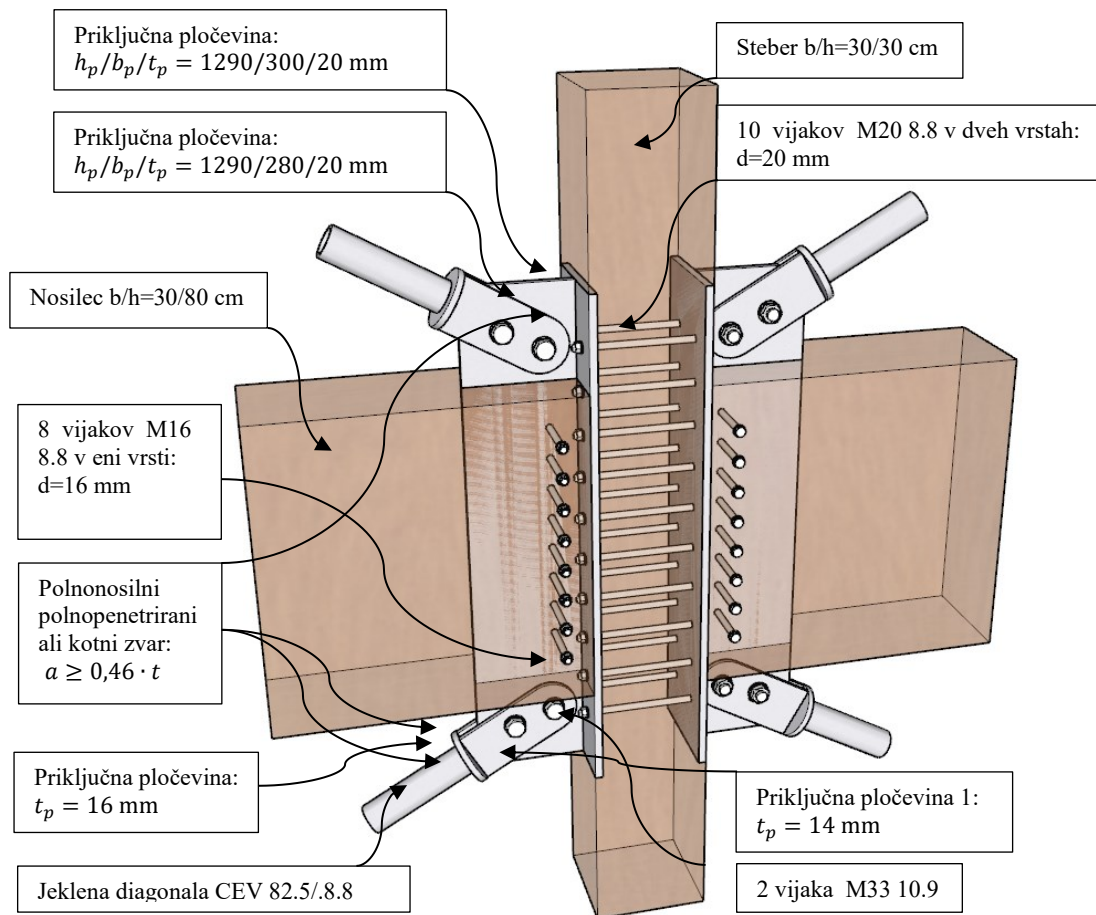
Kontrola tlačnih napetosti oslabiljenega prereza mora zadostiti naslednjemu pogoju:

$$\sigma_{c,00,d} = \frac{N_{Ed,MSN}}{A_{net}} = \frac{960}{654} = 1,47 \leq f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,d}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{3,20}{1,25} = 2,05 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \checkmark$$

Kontrola neto prečnega prereza priključne pločevine nosilca na strig in upogib ni merodajna, kakor tudi ne kontrola nateznih napetosti v vijakih zaradi dodatnega upogibnega momenta.

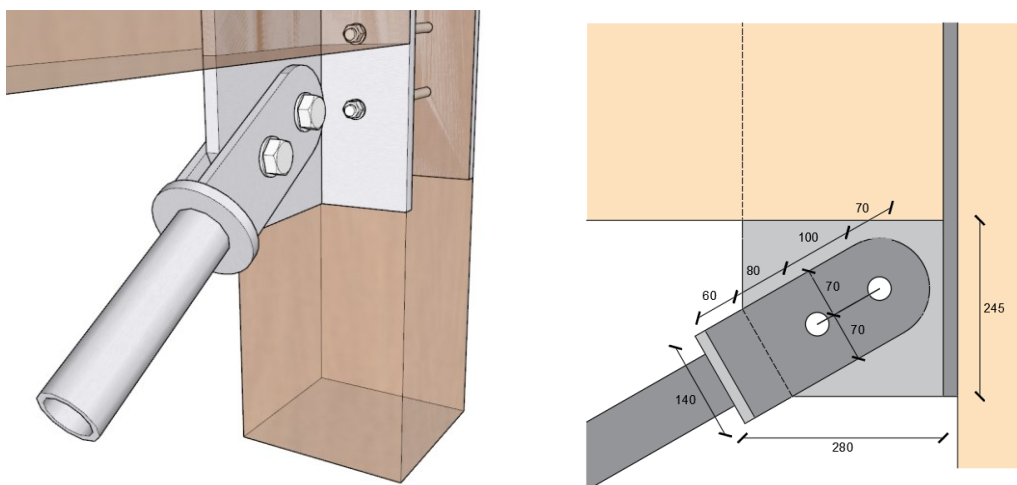
8.5 Dimenzioniranje spoja med stebrom, nosilcem in jekleno diagonalo centričnega povezja

Priključek med lesnim stebrom, nosilcem in jekleno diagonalo centričnega povezja se dimenzionira skladno s standardom SIST EN 1993-1-1:2005, EN 1993-1-8, SIST EN 1995-1-1:2005 in SIST EN 1998:2005. 3D model obravnavanega priključka je prikazan na sliki spodaj skupaj z dimenzijami priključne pločevine.



Slika 89: 3D prikaz spoja med stebrom, nosilcem in jekleno diagonalo centričnega povezja

8.5.1 Dimenzioniranje priključka jeklene diagonale na priključno pločevino nosilca



Slika 90: Detajlni prikaz priključka jeklene diagonale na priključno pločevino nosilca z dimenzijami

Obremenitve priključka za potresno projektno stanje:

Skladno s standardom SIST EN 1998-1:2005, poglavje 6.5.5 se spoj med priključno pločevino nosilca in jeklene diagonale dimenzionira na projektno silo:

$$N_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{Rd,CEV 82.5/8.8} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 478,90 = 658,49 \text{ kN}$$

V stalnem oz. začasnem projektne stanju je natezna sila v jekleni diagonali zaradi vetra zanemarljiva, zato omenjenega stanja ne preverjamo.

Ker gre za strižno obremenjen vijačen spoj skladno s standardom SIST EN 1998-1:2005, poglavje 6.5.5, ki se sklicuje na standard SIST EN 1993-1-8:2005, poglavje 3.4.1 obravnavani spoj spada v kategorijo B in C. Izberemo spoj kategorije C za katerega mora biti torņa površina prednapetih vijakov kvalitete 10.9 obdelana v skladu z razredom A po standardu SIST EN 1080-2:2013.

a) KONTROLA NATEZNIH NAPETOSTI V PRIKLJUČNI PLOČEVINI

Potrebno je opraviti kontrolo nosilnosti neto prereza priključne pločevine 1. Dve priključni pločevini se privijačita na priključno pločevino nosilca s pomočjo prednapetih vijakov. Neto površina dveh priključnih pločevin znaša:

$$A_{net} = 2 \cdot (14 - 3,6) \cdot 1,4 = 29,12 \text{ cm}^2$$

Priključna pločevina je zadosti nosilna če velja:

$$N_{Rd,pl} = A_{net} \cdot f_{y,d} = 29,12 \cdot 23,5 = 684,32 \geq N_{Ed} = 658,49 \text{ kN} \checkmark$$

Nosilnost priključne pločevine nosilca ni merodajna.

b) KONTROLA BOČNIH PRITISKOV V PRIKLJUČNI PLOČEVINI NOSILCA IN PRIKLJUČNI PLOČEVINI 1:

Vsak vijak je obremenjen s strižno silo, ki je enaka polovici nosilnosti jeklene diagonale. Preveri se priključno pločevino nosilca, saj velja:

$$t = \min(2 \cdot t_p; t_n) = (2 \cdot 14; 20) = 20 \text{ mm}$$

- Kontrola bočnih pritiskov priključnih pločevin – robni vijak:**

Nosilnosti na bočni pritisk je primerna, če je zadoščeno naslednjemu pogoju:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,81 \cdot 36 \cdot 3,3 \cdot 2}{1,25} = 384,91 \geq \frac{N_{Ed}}{2} = \frac{658,49}{2} = 329,25 \text{ kN} \checkmark$$

Določitev parametrov k_1 in α_b :

$$k_1 = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min\left(2,8 \cdot \frac{70}{33} - 1,7; 2,5\right) = \min(4,24; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min\left(\frac{80}{3 \cdot 33}; \frac{100}{36}; 1\right) = \min(0,81; 2,78; 1,0) = 0,81$$

- Kontrola bočnih pritiskov priključnih pločevin – notranji vijak:**

Nosilnosti na bočni pritisk je primerna, če je zadoščeno naslednjemu pogoju:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,76 \cdot 36 \cdot 3,3 \cdot 2}{1,25} = 361,15 \geq \frac{N_{Ed}}{2} = \frac{658,49}{2} = 329,25 \text{ kN} \checkmark$$

Določitev parametrov k_1 in α_b :

$$k_1 = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min\left(2,8 \cdot \frac{70}{33} - 1,7; 2,5\right) = \min(4,24; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min\left(\frac{100}{3 \cdot 33} - \frac{1}{4}; \frac{100}{36}; 1\right) = \min(0,76; 2,78; 1,0) = 0,76$$

c) KONTROLA TORNE NOSILNOSTI SESTAVA:

Ker imamo v spoju dva vijaka odpade na vsak vijak polovica obremenitve. Torna nosilnost enega vijaka mora zadostiti naslednjemu pogoju:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C} = \frac{1,0 \cdot 2 \cdot 0,5}{1,25} \cdot 485,80 = 388,64 \geq \frac{N_{Ed}}{2} = 329,25 \text{ kN} \checkmark$$

Vijaki se vstavijo v običajne luknje, zato velja $k_s = 1,0$. Za razred torne površine A znaša $\mu = 0,5$. Število tornih površin je enako 2, zato velja $n = 2$.

Sila prednapetja vijaka $F_{p,C}$ je določena z izrazom:

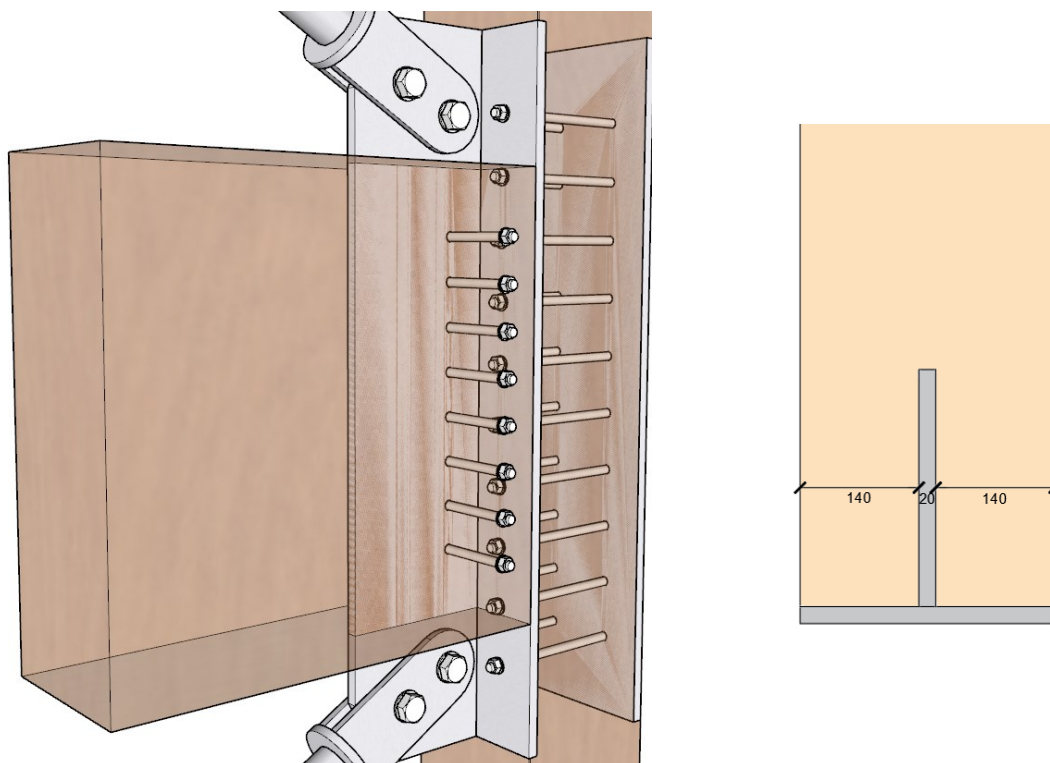
$$F_{p,C} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_{s,M33} = 0,7 \cdot 100 \cdot 6,94 = 485,80 \text{ kN}$$

d) ZAGOTOVITEV DUKTILNOSTI STRIŽNEGA SPOJA:

Skladno s standardom SIST EN 1998-1, poglavje 6.5.5 mora biti projektna strižna nosilnost vijakov večja od 1,2 kratnika projektne nosilnosti na bočni pritisk:

$$F_{b,Rd,robni} = 1,2 \cdot 384,91 = 461,9 \leq 2 \cdot F_{v,Rd} = 2 \cdot 266,50 = 533,0 \text{ kN} \checkmark$$

8.5.2 Dimenzioniranje priključka nosilca na steber



Slika 91: Detajlni prikaz priključka nosilca na steber

V primeru potresnega projektnega stanja se elemente preveri na obremenitve, ki so podane v poglavju 7.1.1.1 in 7.2.2.2.:

$$N_{Ed} = -565 \text{ kN}$$

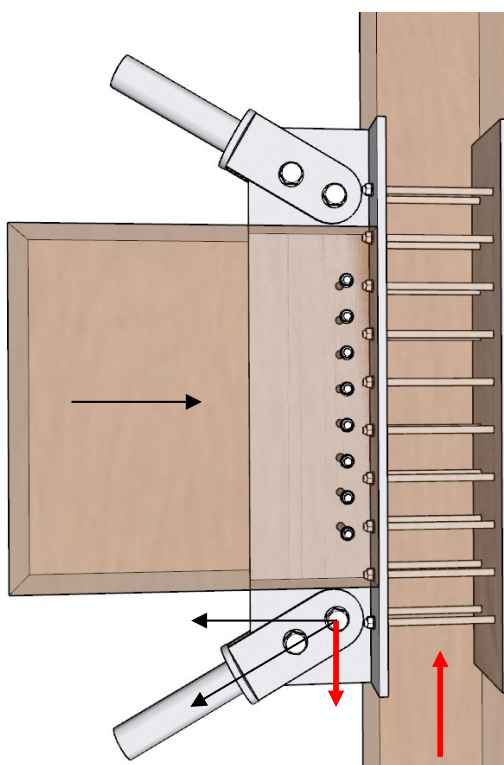
$$V_{Ed} = 69 \text{ kN}$$

a) KONTROLA DVOSTRIŽNEGA PRIKLJUČKA PLOČEVINA – LES (NOSILEC)

Kontrola dvostriznega priključka pločevina – les (nosilec) je prikazana v poglavju 8.4, saj gre za podoben priključek, le da je tu namesto priključne pločevine debeline 16 mm sedaj uporabljna pločevina 20 mm. Prečna sila v potresnem projektnem stanju je dosti manjša od tiste v stalnem oz. začasnem projektnem stanju, zato dodatna kontrola dvostriznega priključka ni potrebna.

b) KONTROLA STRIŽNE NOSILNOSTI NETO PREREZA NOSILCA ZARADI OSLABITEV

Kontrole ni potrebno izvesti iz enakega razloga, kot v točki a) tega podpoglavja.



Slika 93: Prikaz prenosa sil iz jeklene diagonale v steber centričnega povezja

Tako znaša strižna sila na katero moramo preveriti enostrižni priključek med priključno pločevino in stebrom:

$$V_{Ed,n} = V_{Ed} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{Rd,CEV\ 82.5/8.8} \cdot \sin(\alpha) =$$

$$V_{Ed,n} = 69 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 478,90 \cdot \sin(29,74) = 395,65 \text{ kN}$$

Karakteristična odpornost enega veznega sredstva v eni strižni ravnini je enaka tisti iz poglavja 8.4 točka c) in znaša:

$$F_{v,Rk} = 42,05 \text{ kN}$$

Projektna karakteristična odpornost veznega sredstva za primer potresnega projektnega stanja znaša:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{42,05}{1,0} = 46,23 \text{ kN}$$

Izberemo 20 vijakov M20 8.8 razporejenih v dveh vrstah. Če obremenitve delujejo vzporedno z vlakni je potrebno določiti efektivno število vijakov v eni vrsti kot:

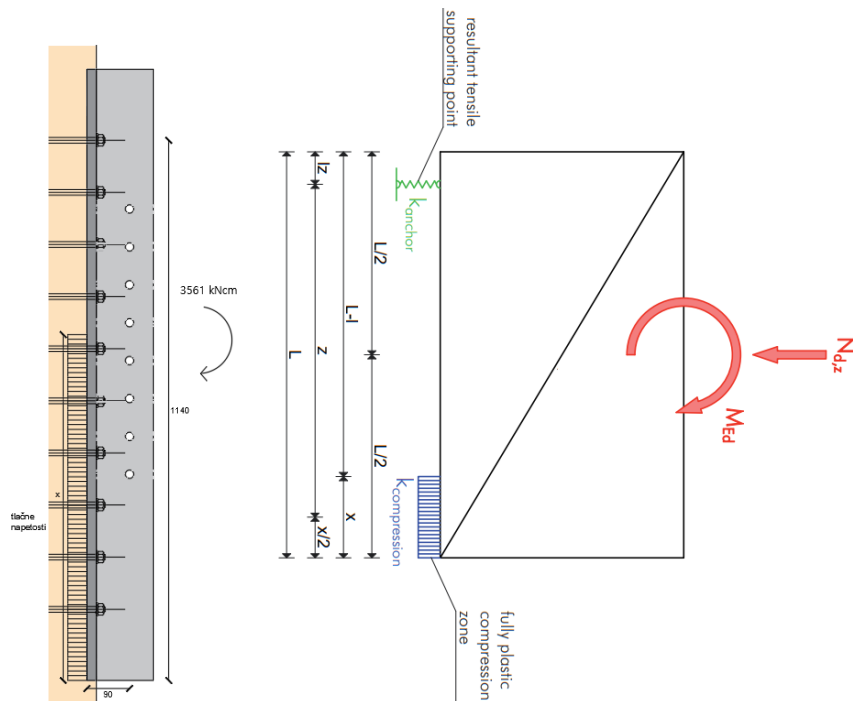
$$n_{ef} = \min \left\{ n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = \min \left\{ 10^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{110}{13 \cdot 20}} = \min \left\{ \frac{10}{6,41} = 6,41 \right. \right. \right.$$

Nosilnost obravnavanega priključka za primer strižne obremenitve je primerna, če je zadoščeno naslednjemu pogoju:

$$F_{v,Rd} \cdot m \cdot n_{ef} = 46,23 \cdot 2 \cdot 6,41 = 592,67 \leq V_{Ed,n} = 395,65 \text{ kN} \checkmark$$

b) KONTROLA TLAČNE NOSILNOSTI STEBRA PRAVOKOTNO NA VLAKNA

Preverimo tlačne napetosti v stebru, ki jih povzroča moment zaradi ekscentričnosti priključne pločevine in tlačna osna sila. Ekscentričnost priključne pločevine znaša $e = 90 \text{ mm}$. S to razdaljo smo na varni strani, saj je prijemališče vertikalne komponente sile v diagonali celo nekoliko bližje stebru.



Slika 94: Predpostavljen potek napetosti pravokotno na lesena vlakna v stebru (levo), določitev tlačne cone (desno) [4]

Upogibni moment zaradi ekscentričnosti prereza in tlačna sila, ki pritiska pravokotno na steber se določi kot:

$$M_{Ed,P} = e \cdot V_{Ed,n} = 9,0 \cdot 395,65 = 3561 \text{ kNcm}$$

Skupna natezna sila, ki jo morajo prevzeti vijaki je enaka tlačni komponenti v stebru pravokotno na vlakna (dejanska razdalja z je manjša, saj se le ta meri od zgornjega vijaka pa do težišča tlačne cone):

$$N_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z} = \frac{3561}{114} = 31,24 \text{ kN}$$

$$N_{c,Ed,P} = N_{t,Ed} + N_{Ed,n} = 31,24 + 565 = 596,24 \text{ kN}$$

Višina tlačne cone x se določi po enačbi spodaj iz vira [4]:

$$x = \frac{N_{c,Ed,P}}{b \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} = \frac{596,24 \text{ kN}}{30 \cdot 1,0 \cdot 0,275} = 72,3 \text{ cm} \checkmark \quad k_{c,90} = 1,0 \rightarrow \text{varna stran}$$

$$f_{c,90,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{0,25}{1,0} = 0,275 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Vidimo, da so polnoplastificirane tlačne napetosti v lesu precej pod vrhom priključne pločevine, zato lahko navkljub vsem oslavitvam v stebru z veliko gotovostjo trdimo, da je kontroli tlačnih napetosti pravokotno na vlakna stebra zadoščeno.

c) KONTROLA NETO PREČNEGA PREREZA STEBRA

Opravimo kontrolo neto prečnega prereza lesenega stebra zaradi izvrtanih lukenj in priključnih pločevin, ki oslabijo prečni prerez. Maksimalna osna sila v stebru za potresno projektno stanje znaša $N_{Ed,min} = -1025$ kN.

Neto prečni prerez stebra zaradi oslabitev:

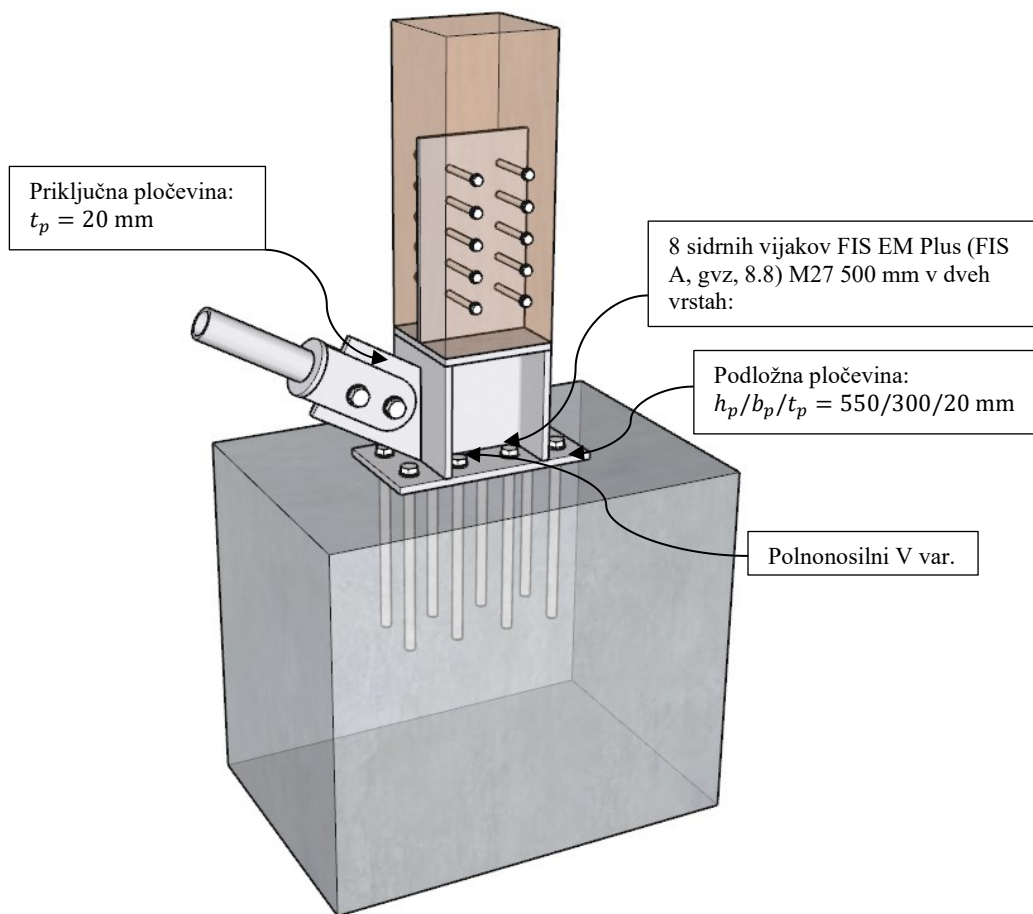
$$A_{net} = (30 \cdot 30) - (2 \cdot 2,1 \cdot 30) - (2 \cdot 2 \cdot 30) = 654,0 \text{ cm}^2$$

Kontrola tlačnih napetosti oslabljenega prereza mora zadostiti naslednjemu pogoju:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{A_{net}} = \frac{1032}{654} = 1,58 \leq f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,d}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{3,20}{1,0} = 3,52 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \checkmark$$

8.6 Dimenzioniranje spoja med nastavkom HEB 300 in temeljem

Priključek med HEB 300 nastavkom, temeljem in jekleno diagonalo centričnega povezja se dimenzionira skladno s standardom SIST EN 1993-1-1:2005, EN 1993-1-8:2005 in SIST EN 1992-1-1:2005. 3D model obravnavanega priključka je prikazan na sliki spodaj.



Slika 95: 3D detajl spoja med nastavkom HEB 300, temeljem in jekleno diagonalo

Oсна sila v stebri ob stiku s temeljem centričnega povezja za primer potresne obtežbe je določena v poglavju 8.2. Potrebno je določiti še prečno silo, ki se pojavi na stiku temelja s podložno pločevino, ki je enaka horizontalni komponenti sile, ki smo jo izračunali v poglavju 9.3.3:

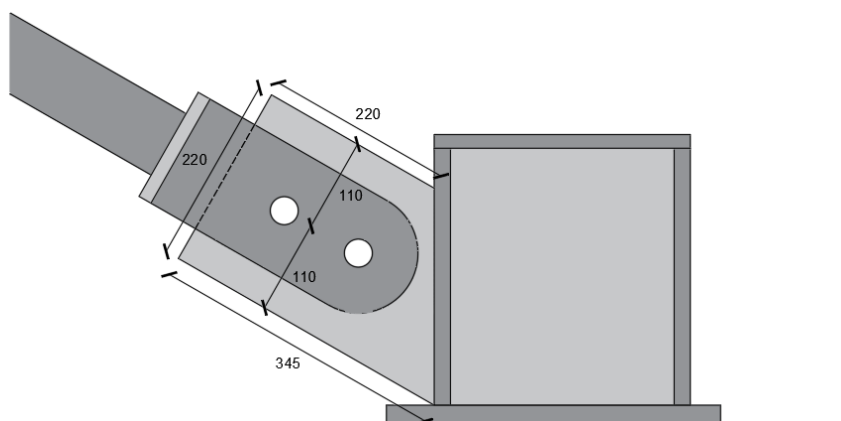
$$V_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{Rd,CEV\ 82,5/8,8} \cdot \cos \alpha = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 478,90 \cdot \cos (29,74) = 572 \text{ kN}$$

Vidimo, da so projektne osne sile v stebrih in prečne sile ob stiku stebra s temelji za povezja v obeh smereh povezij podobni nivojev. Zato nadaljnjo kontrolo spoja opravimo za maksimalne vrednosti ne glede na smer obravnavanega centričnega povezja. Projektne obremenitve tako znašajo:

Primer I: $N_{Ed,max} = 346 \text{ kN}$ in $V_{Ed} = 572 \text{ kN}$ glej preglednici 57 in 58

Primer II: $N_{Ed,min} = -1032 \text{ kN}$ in $V_{Ed} = 572 \text{ kN}$ glej preglednici 57 in 58

a) KONTROLA NOSILNOSTI PRIKLJUČNE PLOČEVINE



Slika 96: 2D prikaza priključka med jekleno diagonalo in jeklenim nastavkom HEB 300

Kontrolo nosilnosti priključne pločevine na katero se privijači jeklena diagonala se izvede glede na natezno osno silo v diagonali, ki smo jo določili v poglavju 8.5.1:

$$N_{Ed} = 658,49 \text{ kN}$$

Neto prečni prerez priključne pločevine oslabiljen zaradi luknje za vijake se določi kot:

$$A_{net} = (22,0 - 3,6) \cdot 2,0 = 36,8 \text{ cm}^2$$

Nosilnost priključne pločevine je ustrezna, če je zadoščeno naslednji enačbi:

$$N_{Rd,pl} = A_{net} \cdot f_{yd} = 36,8 \cdot 23,5 = 864,80 \geq N_{Ed,D} = 658,49 \text{ kN} \checkmark$$

b) KONTROLA STRIŽNE NOSILNOSTI NASTAVKA HEB 300

Potrebno je preveriti strižno nosilnost nastavka HEB 300 zaradi horizontalne komponente natezne sile v diagonali, ki se preko priključne pločevine prenese v nastavek in nato naprej do temeljev. Horizontalna komponenta natezne sile v diagonali za potresno projektno stanje znaša:

$$V_{Ed} = 572 \text{ kN}$$

Celotna prečna sila se v nastavku HEB 300 prenese preko stojine. Preverimo kompaktnost stojine in njeno nosilnost skladno s standardom SIST EN 1998-1-1:2005, poglavje 6.2.6.

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{208}{11} = 18,91 \leq 73 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 73 \cdot \frac{1,0}{1,2} = 60,83 \checkmark$$

Za faktor η se pri uporabi jekla S235 uporabi vrednost 1,2. Vidimo, da je zgornjemu pogoju zadoščeno, zato redukcija strižne nosilnosti stojine zaradi vitkosti ni potrebna.

Strižna nosilnost stojine je zadostna, če je izpolnjen naslednji pogoj:

$$V_{Rd,pl} = \frac{A_v \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}} = \frac{46,29 \cdot 23,5}{\sqrt{3}} = 628,05 \geq V_{Ed} = 572 \text{ kN} \checkmark$$

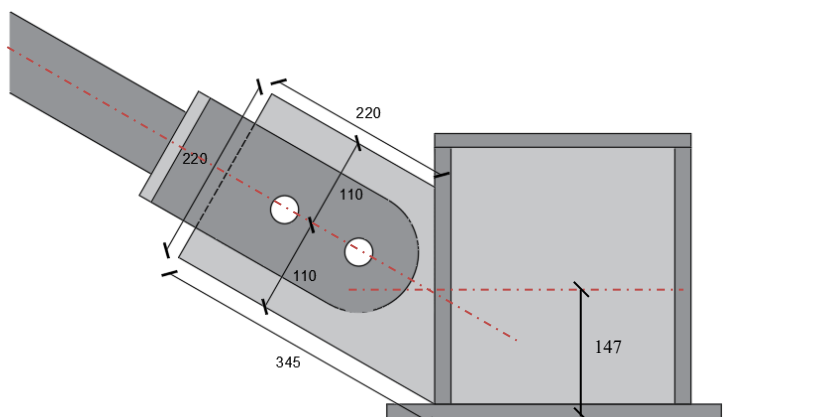
Strižni prerez jeklenega nastavka HEB 300 se določi kot:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

$$A_v = 149 - (2 \cdot 30 \cdot 1,9) + (1,1 + 2 \cdot 2,7) \cdot 1,9 = 46,29 \text{ cm}^2$$

c) KONTROLA SIDRNIH VIJAKOV

Ker se jeklena diagonala na podstavek HEB 300 priključuje ekscentrično je potrebno določiti dodatni upogibni moment na podložno pločevino, ki se ga določi s pomočjo slike spodaj.



Slika 97: Ekscentričnost zaradi priključevanja jeklene diagonale na priključno pločevino

Dodaten upogibni moment, ki nastane zaradi ekscentričnosti priključka je določen kot:

$$M_{Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{e}{2} = 564,3 \cdot \frac{14,7}{2} = 4148 \text{ kNcm} = 41,5 \text{ kNm}$$

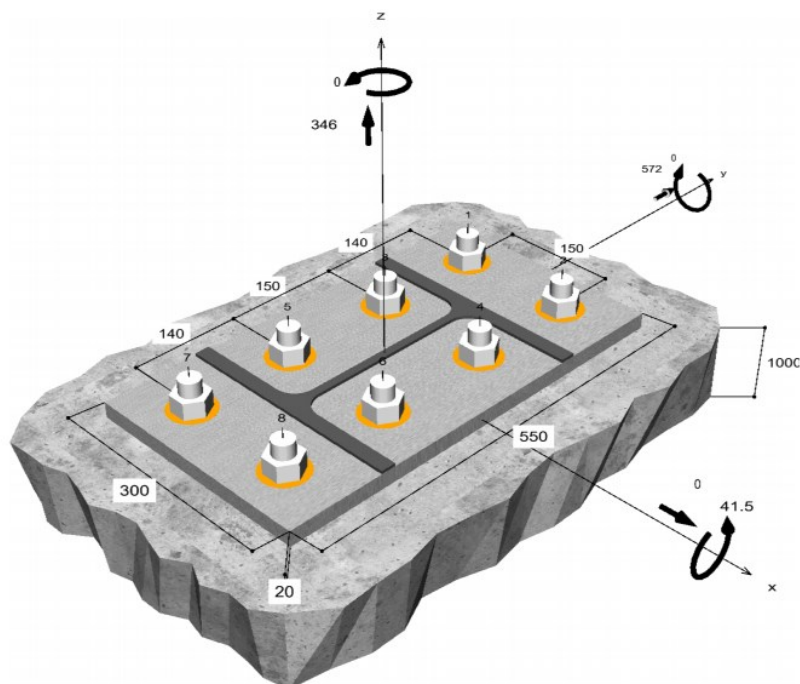
Sidrne vijake se preveri na naslednje obremenitve:

$$N_{Ed,max} = 346 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 572 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 41,5 \text{ kNm}$$

Kontrola sidrnih vijakov se izvede s pomočjo programskega orodja FIXPERIENCE podjetja FISCHER, ki proizvaja sidrne vijake. Za sidranje podložne pločevine se izbere 8 vijakov M27, FIS EM PLUS (FIS A, gvz, 8.8) dolžine 500 mm. Gre za kemijsko sidro, ki se ga s pomočjo cementnega lepila vgradi v betonsko podlago. Skladno z navodili proizvajalca izvedba podlitja ležiščne pločevine ni potrebna. Na sliki na naslednji strani je prikazan sestav ležiščne pločevine skupaj z vijaki. Izračun vijakov je prikazan v prilogi A.



Slika 98: Prikaz sestava ležiščne pločevine in sidranih vijakov [FIXPERIENCE]

d) KONTROLA PODLOŽNE PLOČEVINE

Iz programskega orodja FIXPERIENCE odčitamo maksimalno silo v vijaku, pri dani obremenitvi:

Natezna sila v vijaku: $F_{t,Ed,max} = 84,7 \text{ kN}$

Strižna sila v vijaku: $F_{v,Ed,max} = 71,5 \text{ kN}$

Bočna nosilnost podložne pločevine se preveri skladno s standardom SIST EN 1993-1-3, poglavje 3.6.1. Bočna nosilnost podložne pločevine je primerna, če je zadoščeno naslednjemu pogoju:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,67 \cdot 36 \cdot 2,7 \cdot 2,0}{1,25} = 260,5 \text{ kN} \geq F_{v,Ed,max} = 71,5 \text{ kN} \checkmark$$

Določitev faktorja k_1 in α_b za robne vijake:

$k_1 = 2,5 \rightarrow$ zadostni odmiki vijakov

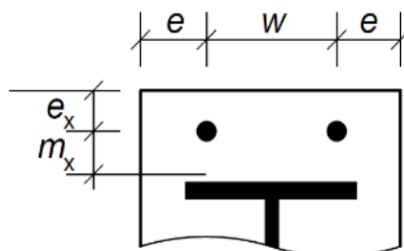
$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0\right) = \min\left(\frac{62,5}{3 \cdot 30}; \frac{80}{36}; 1,0\right) = \min(0,67; 2,22; 1,0) = 0,67$$

Skladno s standardom SIST EN 1993-1-8, poglavje 3.6.1 je debelina ležiščne pločevine zadostna, če velja:

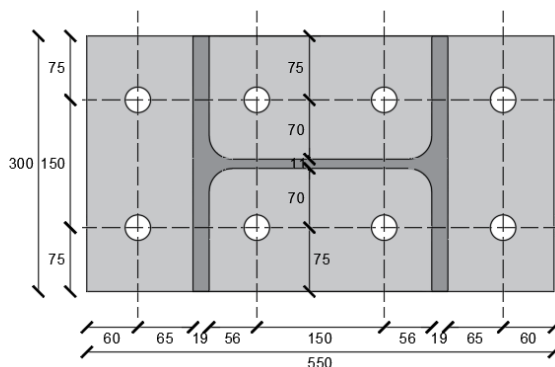
$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot 4,26 \cdot 2,0 \cdot 36}{1,25} = 462,6 \geq F_{t,Ed,max} = 84,7 \text{ kN} \checkmark$$

Določimo še nosilnost ležiščne pločevine na natezno silo skladno s standardom SIST EN 1993-1-8:2005, poglavje 6. Čelna pločevina v upogibu se lahko poruši na 3. načine, ki so opisani spodaj:

1. **Porušitev podložne pločevine.**
2. **Porušitev podložne pločevine v kombinaciji s poružitvijo vijakov,**
3. **Porušitev vijakov.**



Slika 99: Pomen oznak pri izračunu sodelujoče širine za zunanjo vrsto vijakov [S7]



Slika 100: Razmaki med vijaki

Merodajna je porušitev zunanje vrste vijakov. Parametri, ki jih potrebujemo za izračun so naslednji in so dobljeni s pomočjo slik zgoraj.

$$m_x = 65 - 0,8 \cdot a \cdot \sqrt{2} = 50 - 0,8 \cdot 9 \cdot \sqrt{2} = 54,8 \text{ mm}$$

$$w = 150 \text{ mm}$$

$$e = 75 \text{ mm}$$

$$e_x = 60 \text{ mm}$$

$$b_p = 2 \cdot e + w = 2 \cdot 75 + 150 = 300 \text{ mm}$$

Sodelujoča dolžina krožne oblike $l_{eff,cp}$ se določi kot:

$$l_{eff,cp} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot \pi \cdot m_x \\ \pi \cdot m_x + w \\ \pi \cdot m_x + 2 \cdot e \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot \pi \cdot 54,8 \\ \pi \cdot 54,8 + 150 \\ \pi \cdot 54,8 + 2 \cdot 75 \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 344,3 \\ 322,2 \\ 322,2 \end{array} \right\} = 322,2 \text{ mm}$$

Sodelujoča dolžina polkrožne oblike $l_{eff,nc}$ se določi kot:

$$l_{eff,nc} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4 \cdot m_x + 1,25 \cdot e_x \\ e + 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x \\ 0,5 \cdot b_p \\ 0,5 \cdot w + 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 4 \cdot 54,8 + 1,25 \cdot 60 \\ 75 + 2 \cdot 54,8 + 0,625 \cdot 60 \\ 0,5 \cdot 300 \\ 0,5 \cdot 150 + 2 \cdot 54,8 + 0,625 \cdot 60 \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 294,2 \\ 222,1 \\ 150,0 \\ 222,1 \end{array} \right. = 150,0 \text{ mm}$$

Za prvi način porušitve je merodajna sodelujoča širina:

$$l_{eff,1} = \min(l_{eff,cp}; l_{eff,nc}) = \min(322,2; 150,0) = 150,0 \text{ mm}$$

Za drugi način porušitve je merodajna sodelujoča širina:

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 150,0 \text{ mm}$$

Torej velja: $l_{eff,1} = l_{eff,2}$

Plastična upogibna odpornost podložne pločevine je določena z enačbo:

$$M_{pl,Rd,1} = M_{pl,Rd,2} = \frac{l_{eff,1} \cdot t_p^2 \cdot f_{yd}}{4} = \frac{15,0 \cdot 2^2 \cdot 23,5}{4} = 352,50 \text{ kNm}$$

Parameter n :

$$n = \min(e_x; 1,25 \cdot m_x) = \min(60; 1,25 \cdot 54,8) = \min(60; 68,5) = 60 \text{ mm}$$

- **Odpornost proti porušitvi po porušnem mehanizmu 1:**

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,Rd,1}}{m_x} = \frac{4 \cdot 352,50}{5,48} = 257,3 \text{ kN}$$

- **Odpornost proti porušitvi po porušnem mehanizmu 2:**

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd,2} + n \cdot \sum F_{t,Rd}}{m_x + n} = \frac{2 \cdot 352,50 + 6,0 \cdot 2 \cdot 264,4}{5,48 + 6,0} = 337,8 \text{ kN}$$

- **Odpornost proti porušitvi po porušnem mehanizmu 3:**

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \cdot 264,4 = 528,8 \text{ kN}$$

Nosilnost podložne pločevine znaša:

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}) = \min(257,3; 337,8; 528,8) = 257,3 \text{ kN}$$

Kontrola nosilnosti podložne pločevine:

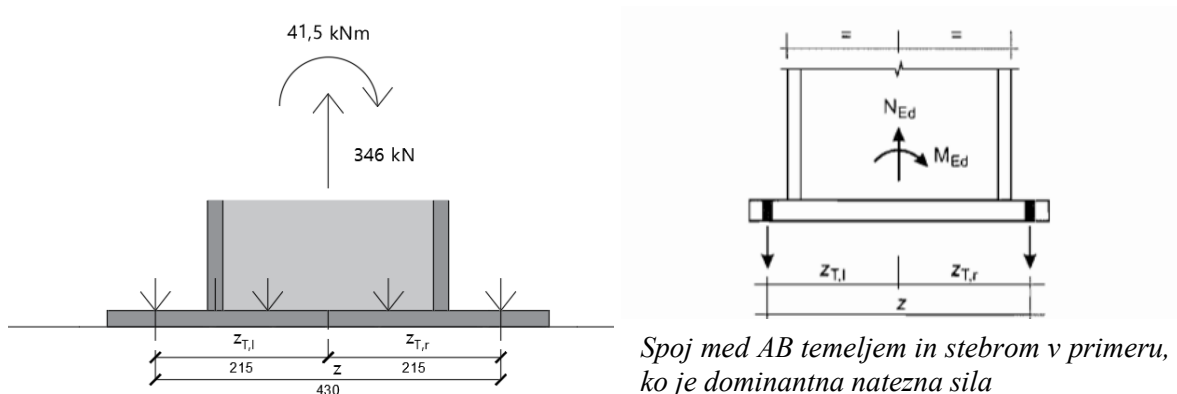
$$F_{T,Rd} = 257,3 \geq 2 \cdot F_{t,Ed,max} = 2 \cdot 84,7 = 169,4 \text{ kN} \checkmark$$

e) KONTROLA UPOGIBNE NOSILNOSTI NASTAVKA HEB 300

Obtežni primer I:

$$N_{Ed,max} = 346 \text{ kN} \quad \text{in} \quad M_{Ed} = 41,5 \text{ kNm}$$

Skladno s standardom SIST EN 1993:2005-1-8, poglavje 6.2.8.1 ugotovimo, da sta leva in desna stran priključka stebra na temelj v nategu, saj je prevladujočo obremenitev predstavlja natezna sila.



Spoj med AB temeljem in stebrom v primeru, ko je dominantna natezna sila

Slika 101: Priključek stebra na temelj pri prevladujoči natezni osni sili [S7]

Skladno s standardom SIST EN 1998-1-8, poglavje 6.2.8.3 se projektna upogibna nosilnost priključka stebra na temelj določi kot:

$$M_{Rd} = \min \left\{ \frac{F_{T,l,Rd} \cdot z}{\frac{z_{T,r}}{e} + 1}, \frac{F_{T,r,Rd} \cdot z}{\frac{z_{T,l}}{e} - 1} \right\} = \min \left\{ \frac{337,8 \cdot 43,0}{\frac{21,5}{12,0} + 1}, \frac{337,8 \cdot 43,0}{\frac{21,5}{12,0} - 1} \right\} = \min \left\{ 52,0, 126,3 \right\} = 52,0 \text{ kNm}$$

Pod pogojem, da veljata naslednji enačbi:

$$N_{Ed} = 346 > 0 \text{ kN} \quad \checkmark$$

$$0 < e = 120 \text{ mm} < z_{T,l} = 215 \text{ mm} \quad \checkmark \rightarrow e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{4150}{346} = 120 \text{ mm}$$

Ročica $z_{T,l}$, $z_{T,r}$ in z so prikazane na sliki 100.

Projektna natezna nosilnost $F_{T,l,Rd}$ levega dela vozlišča se določi skladno s standardom SIST EN 1993-1-8:2005 6.2.8.3 kot manjša izmed spodnjih vrednosti:

$F_{t,wb,Rd}$ stojina stebra ob levi pasnici v nategu

$F_{t,pl,Rd}$ ležiščna pločevina pod levo pasnico stebra v upogibu

Nosilnost stebra ob levi pasnici v nategu se določi skladno s standardom SIST EN 1993-1-8:2005, poglavje 6.2.6.8 in se določi kot:

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} \cdot t_{w,p} \cdot f_{y,wb} = 15,0 \cdot 1,1 \cdot 23,5 = 387,8 \text{ kN}$$

kjer so

$b_{eff,t,wb}$	sodelujoča dolžina nadomestnega T elementa iz točke d)
$t_{w,p}$	širina stojine HEB 300 nastavka
$f_{y,wb}$	napetost stojine na meji tečenja

Nosilnost ležiščne pločevine pod levo pasnico stebra v upogibu $F_{t,pl,Rd}$ se določi skladno s standardom SIST EN 1993-1-8:2005, poglavje 6.2.6.11. Vzame se vrednost, ki smo jo določili v točki d) tega poglavja (mehanizem porušitve II):

$$F_{t,pl,Rd} = 337,8 \text{ kN}$$

Projektna natezna nosilnost $F_{T,I,Rd}$ levega dela vozlišča znaša:

$$F_{T,I,Rd} = \min \left\{ F_{t,wb,Rd} \right. = \min \left\{ 387,8 \right. = 337,8 \text{ kN}$$

Velja: $F_{T,I,Rd} = F_{T,r,Rd}$

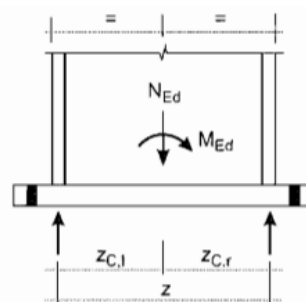
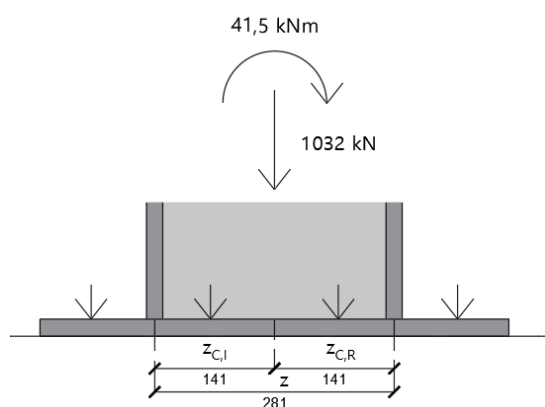
Kontrola upogibne nosilnosti nastavka HEB 300 s temeljem je zadostna, če velja:

$$M_{Rd} = 52,0 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 41,5 \text{ kNm} \checkmark$$

Obtežni primer II:

$$N_{Ed,min} = -1032 \text{ kN} \quad \text{in} \quad M_{Ed} = 41,5 \text{ kNm}$$

Skladno s standardom SIST EN 1993-1-8:2005, poglavje 6.2.8.1 ugotovimo, da sta leva in desna stran priključka stebra na temelj v tlaku, saj prevladujočo obremenitev predstavlja tlačna sila.



Spoj med AB temeljem in stebrom v primeru, ko je dominantna tlačna sila

Slika 102: Priključek stebra na temelj pri prevladujoči tlačni osni sili [S7]

Skladno s standardom SIST EN 1998-1-8:2005, poglavje 6.2.8.3 se projektna upogibna nosilnost priključka stebra na temelj določi kot:

$$M_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{-F_{C,I,Rd} \cdot z}{\frac{z_{C,r}}{e} + 1} \\ \frac{-F_{C,r,Rd} \cdot z}{\frac{z_{C,I}}{e} - 1} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{773,9 \cdot 28,1}{\frac{14,1}{4} + 1} \\ \frac{773,9 \cdot 28,1}{\frac{14,1}{4} - 1} \end{array} \right\} = \min \{46,3; 86,1\} = 46,3 \text{ kNm}$$

Pod pogojem, da veljata naslednji enačbi:

$$N_{Ed} = -1032 < 0 \text{ kN} \checkmark$$

$$0 < e = 40 \text{ mm} < z_{C,I} = 141 \text{ mm} \checkmark \rightarrow e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{4150}{1032} = 40 \text{ mm}$$

Ročica $z_{C,I}$, $z_{C,r}$ in z so prikazane na sliki 101.

Projektna natezna nosilnost $F_{C,I,Rd}$ levega dela vozlišča se določi skladno s standardom SIST EN 1993-1-8:2005, poglavje 6.2.8.3 kot manjša izmed spodnjih vrednosti:

$F_{C,pl,Rd}$ nosilnost betona pod levo pasnico stebra v tlaku

$F_{C,fc,Rd}$ nosilnost leve pasnice in stojine stebra v tlaku

Nosilnost betona pod levo pasnico v tlaku $F_{C,pl,Rd}$ se določi skladno s standardom SIST EN 1993-1-8:2005, poglavje 6.2.6.9 kot:

$$F_{C,pl,Rd} = f_{jd} \cdot b_{eff} \cdot l_{eff} = 3,35 \cdot 7,70 \cdot 30,0 = 773,9 \text{ kN}$$

kjer so:

b_{eff} sodelujoča širina pasnice T-elementa

l_{eff} sodelujoča pasnice pasnice T-elementa

f_{jd} projektna trdnost betona pri kontaktnem tlaku

Projektna trdnost betona pri kontaktnem tlaku f_{jd} se določi skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005, poglavje 6.7:

$$f_{jd} = \beta \cdot f_{cd} \cdot \alpha = 0,67 \cdot 1,67 \cdot 3 = 3,35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

kjer so:

β koeficient podlage, ki se ga upošteva kot vrednost 0,67

f_{cd} projektna trdnost betona $f_{cd} = 1,67$

α faktor raznosa obtežbe (upoštevamo vrednost 3 saj širina raznosa velika)

Širina raznosa c je določena kot:

$$c = t_f \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{3 \cdot f_{jd}}} = 1,9 \cdot \sqrt{\frac{23,5}{3 \cdot 3,35}} = 2,90 \text{ cm}$$

Vrednosti b_{eff} in l_{eff} se določijo s pomočjo slike 99 kot:

$$b_{eff} = 2 \cdot c + t_f = 2 \cdot 2,90 + 1,90 = 7,70 \text{ cm}$$

$$l_{eff} = b_f = 30,0 \text{ cm}$$

Nosilnost leve pasnice in stojne HEB 300 elementa v tlaku $F_{c,fc,Rd}$ se določi skladno s standardom SIST EN 1993-1-8:2005, poglavje 6.2.6.7, kjer se upošteva samo upogibna nosilnost pasnic:

$$F_{c,fc,Rd} = b_f \cdot t_f \cdot f_y = 30,0 \cdot 1,9 \cdot 23,5 = 1339,5 \text{ kN}$$

Projektna natezna nosilnost $F_{T,I,Rd}$ levega dela vozlišča znaša:

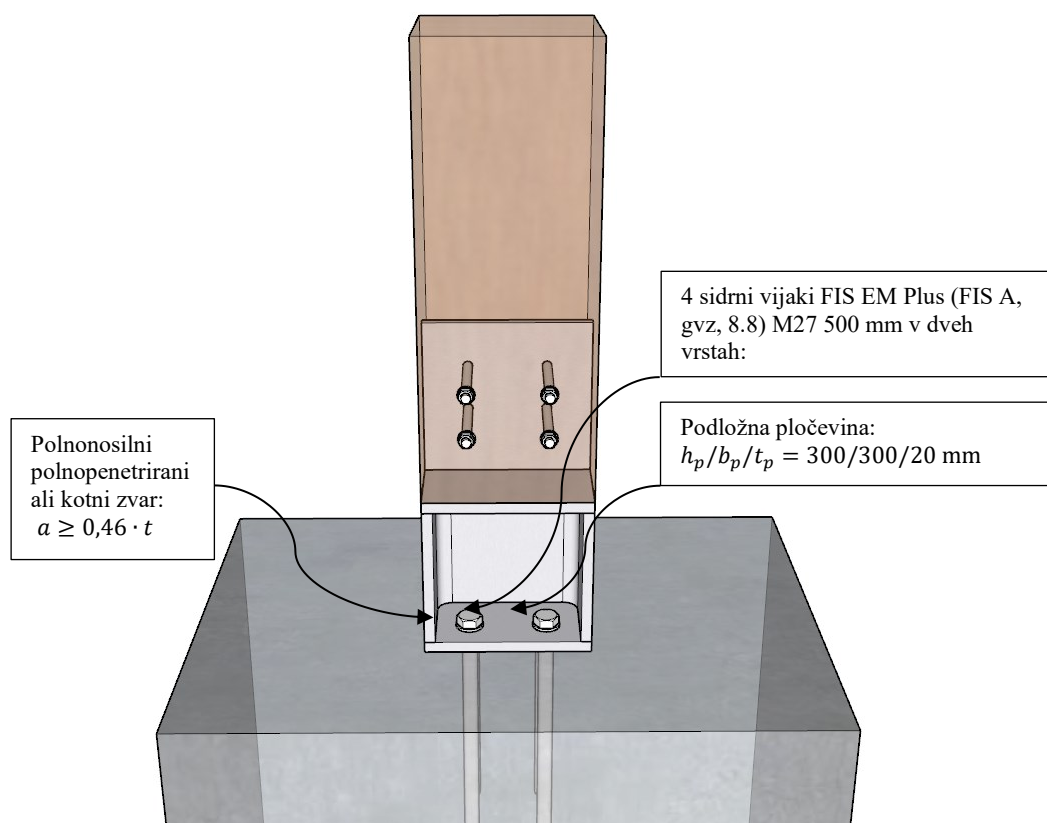
$$F_{C,I,Rd} = \min \left\{ F_{c,pl,Rd} \right. = \min \left\{ \begin{matrix} 773,9 \\ 1339,5 \end{matrix} \right. = 773,9 \text{ kN}$$

Velja: $F_{C,I,Rd} = F_{C,r,Rd}$

Kontrola upogibne nosilnosti nastavka HEB 300 s temeljem je zadostna, če velja:

$$M_{Rd} = 46,3 \geq M_{Ed} = 41,5 \text{ kNm} \checkmark$$

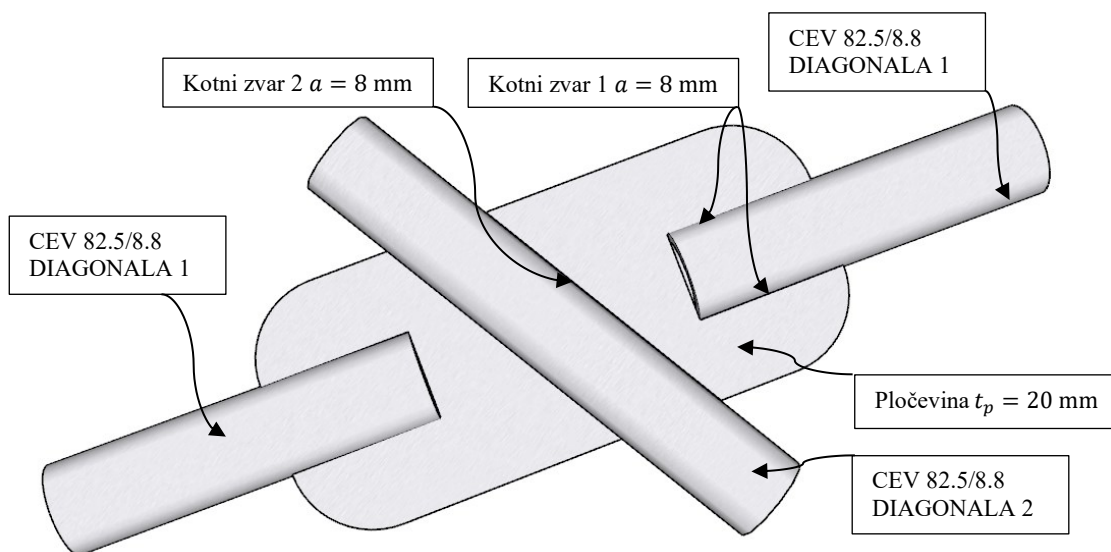
Stik notranjega stebra med podložno pločevino in temeljem se izvede skladno s sliko spodaj. Dodatne kontrole nosilnosti betona pod podložno pločevino niso potrebne, saj so obremenitve v stalnem oz. začasnem projektnem stanju manjše od potresnih.



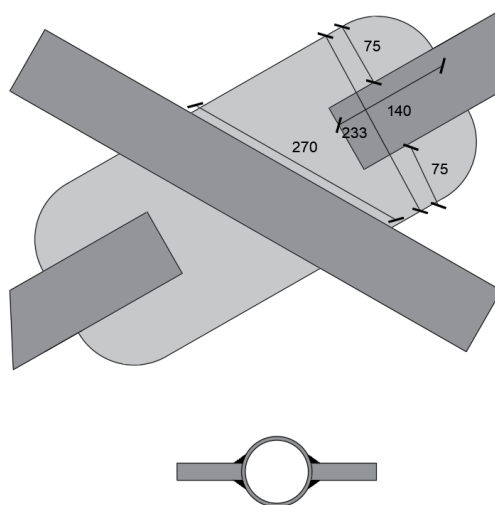
Slika 103: Stik notranjega stebra med podložno pločevino in temeljem

8.7 Dimenzioniranje spoja med diagonalami centričnega povezja

Spoj med diagonalama centričnega povezja se dimenzionira skladno s standardom SIST EN 1993-1-1:2005, SIST EN 1993-1-8:2005 in SIST EN 1998-1:2005.



Slika 104: Prikaz zveze med priključno pločevino in jeklenimi diagonalami



Slika 105: Prikaz zveze med priključno pločevino in jeklenimi diagonalami

Merodajno je potresno projektno stanje. Spoj se projektira na enako natezno silo, kot v poglavju 8.5.1 in znaša:

$$N_{Ed} = 658,49 \text{ kN}$$

a) Kontrola priključne pločevine:

Natezne sile v priključni pločevini morajo zadostiti naslednjemu pogoju:

$$N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 30,0 \cdot 23,5 = 705,0 \geq N_{Ed} = 658,49 \text{ kN} \checkmark$$

Površina prečnega prereza priključne površine znaša:

$$A = 2 \cdot b_t \cdot t_p = 2 \cdot 7,5 \cdot 2 = 30,0 \text{ cm}^2$$

b) Kontrola zvara med priključno pločevino in jekleno diagonalo 1:

Imamo 4 kotne zware debeline $a = 8 \text{ mm}$ katerih dolžina se določi kot:

$$l_{zv} = (4 \cdot 14,0) - 4 \cdot 0,8 \cdot 2 = 49,6 \text{ cm}$$

Skupna površina zvarov se določi kot:

$$A_w = l_{zv} \cdot a = 49,6 \cdot 0,8 = 39,68 \text{ cm}^2$$

Da je zvar ustrezen mora biti nosilnost zvara večja od njegove projektne obremenitve:

$$F_{zv,Rd} = f_{vwd} \cdot A_w = 20,78 \cdot 39,68 = 824,55 \geq N_{Ed} = 654,23 \text{ kN} \checkmark$$

Projektna strižna napetost zvara se določi kot:

$$f_{vwd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{36}{\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25} = 20,78 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Korelacijski faktor β_w za jeklo S235 znaša 0,8.

c) Kontrola zvara med priključno pločevino in jekleno diagonalo 2:

Imamo 2 kotna zware debeline $a = 8 \text{ mm}$ katerih dolžina se določi kot:

$$l_{zv} = (2 \cdot 27,0) - 2 \cdot 0,8 \cdot 2 = 50,8 \text{ cm}$$

Skupna površina zvarov se določi kot:

$$A_w = l_{zv} \cdot a = 50,8 \cdot 0,8 = 40,64 \text{ cm}^2$$

Da je zvar ustrezen mora biti nosilnost zvara večja od projektne obremenitve:

$$F_{zv,Rd} = f_{vwd} \cdot A_w = 20,78 \cdot 40,64 = 844,50 \geq N_{Ed} = 654,23 \text{ kN} \checkmark$$

Projektna strižna napetost zvara se določi kot:

$$f_{vwd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{36}{\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25} = 20,78 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Korelacijski faktor β_w za jeklo S235 znaša 0,8.

d) Kontrola jeklene diagonale 2 na prečno obremenitev

Površina cevi v prečni smeri znaša:

$$A_{pre} = 2 \cdot t_{cev\ 82,5/8,8} \cdot l = 2 \cdot 0,88 \cdot 27,0 = 47,52 \text{ cm}^2$$

Nosilnost jeklene diagonale na prečno obremenitev je primerna, če velja:

$$N_{Rd} = A_{pre} \cdot f_{yd} = 47,52 \cdot 23,5 = 1166,72 \geq N_{Ed} = 654,23 \text{ kN} \checkmark$$

9 TEMELJENJE

9.1 Podatki o temeljnih tleh

Podatki o temeljnih tleh so pridobljeni na podlagi geološko geomehanskega elaborata [7]. Kamninsko podlago, ki jo tvorijo pretežno beli in sivi apnenci, prekriva več metrov debela plast pliokvartarskih glin (PL, Q). Gline so svetlo rjave, rdeče rjave in rjave z drobcu in kosi preperelega apnenca.



Slika 106: Geološka karta z označeno lokacijo opravljenih geoloških raziskav [7]

Na podlagi opravljenih geoloških raziskav v bližini objekta iz slike 107 se za temeljna tla predpostavijo karakteristike, ki so podane v poglavju 2.2.6. V osnovi gre za koherentno in slabo prepustno zemljino, zato se poleg dreniranega stanja preveri tudi nedrenirano stanje. Globina talne vode se nahaja 1 m pod površjem.

9.2 Najmanjša globina temeljenja

Predpostavi se, da so tla neodporna na zmrzovanje, saj gre za slabo prepustno zemljino. Za objekt, ki se nahaja na nadmorski višini, ki je nižja od 500 m se globina temeljenja določi kot:

$$z \geq z_{min} + (10 \text{ do } 20 \text{ cm}) = 90 - 100 \text{ cm}$$

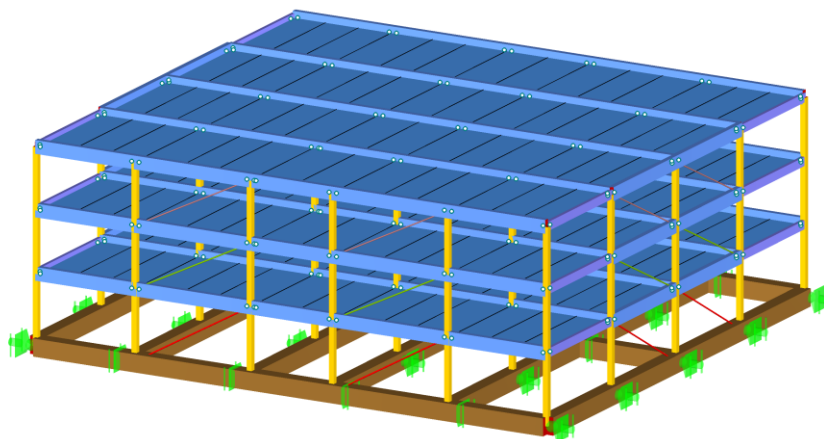
Za območja s kontinentalno klimo z_{min} znaša 80 cm. Ker gre za zemljino, ki je občutljiva na zmrzovanje, se upošteva večjo izmed zgoraj navedenih vrednosti.

9.3 Tip temeljenja

Za prenos obtežbe iz konstrukcije v temeljna tla se uporabijo AB temeljni nosilci, pravokotnega prečnega prereza in dimenzij $b/h=80/100$ cm, saj gre za deformabilna in slabo nosilna temeljna tla. Temeljni nosilci se izvedejo vzdolž glavnih osi v smeri Y. Dodatno se vgradijo še v oseh 1, 3 in 5 v smeri X, s čimer zagotovimo enakomerno posedanje objekta. Na nivoju temeljnih tal se izvede AB talna plošča. Vsi AB elementi so izdelani iz betona trdnostnega razreda C25/30 in armaturnega jekla kvalitete S500-B.

9.4 Računski model

Temeljni nosilci se modelirajo skupaj s konstrukcijo, zato dodaten statični model ni potreben. Za določitev notranjih statičnih količin v temeljnih nosilcih se uporabi Winklerjev model (linearno-elastični odziv temeljnih tal), ki temelji na uporabi modula reakcije tal.



Slika 107: 3D računski model konstrukcije skupaj s temeljnimi nosilci

9.4.1 Določitev modula reakcije tal

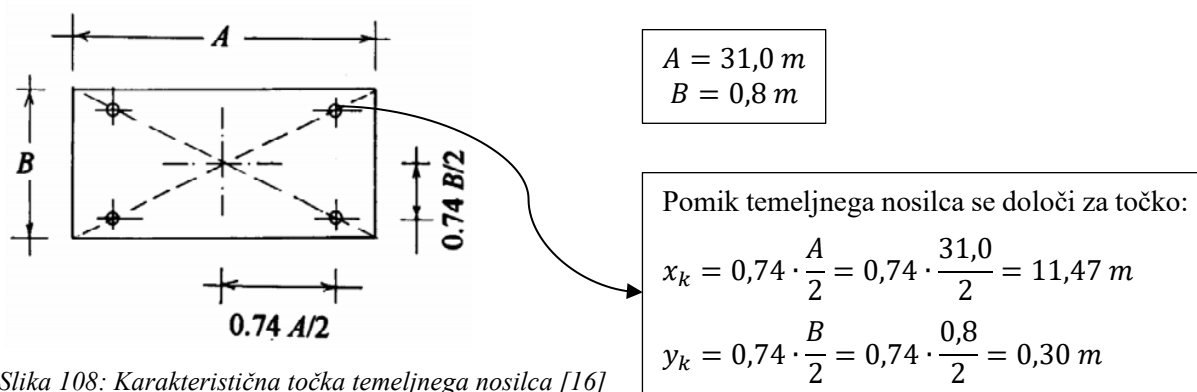
Modul reakcije tal se določi po enačbi:

$$k = \frac{p}{\rho}$$

kjer so:

- k modul reakcije tal v $[\text{kN}/\text{m}^3]$
- p obtežba temeljnega nosilca v $[\text{kN}/\text{m}^2]$
- ρ pomik temeljnega nosilca v karakteristični točki $[\text{m}]$

Pomik temeljnega nosilca v karakteristični točki skladno s standardom SIST EN 1997-1:2005: Dodatek F. Karakteristična točka se določi skladno s sliko spodaj.



Slika 108: Karakteristična točka temeljnega nosilca [16]

L [m]	31		
B [m]	0,8	v	0,3
E [kPa]	6000	K [kPa/m]	5357
q [kPa]	1		

a	b	z	a/b	z/b	v	A	B	C	D	f	s (m)
4,03	0,10	4,5	38,75	43,27	0,3	58,08	43,28	58,09	38,76	1,178	2,0E-05
4,03	0,70	4,5	5,79	6,47	0,3	8,68	6,54	8,74	5,88	0,631	7,3E-05
26,97	0,10	4,5	259,33	43,27	0,3	262,91	43,28	262,91	259,33	1,175	2,0E-05
26,97	0,70	4,5	38,75	6,47	0,3	39,29	6,54	39,30	38,76	0,627	7,3E-05
											Σ
											1,9E-04

Slika 109: Določitev modula reakcije tal s pomočjo programskega orodja MS Excel

Ker se modul reakcije tal za linijske elemente v programu Dlubal RFEM podaja na enoto dolžine, je potrebno vrednost iz slike 110 pomnožiti s širino temelja:

$$k = 5357 \cdot 0,8 = 4280 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

9.5 Kontrola nosilnosti temeljnih tal

Nosilnost temeljnih tal se preveri ločeno za stalno in začasno projektno stanje ter potresno projektno stanje. Nosilnost se preveri skladno s standardom SIST EN 1997-1:2005, po projektnem pristopu 2 z uporabo delnih varnostnih faktorjev za obtežbo in odpornosti temeljnih tal.

9.5.1 Določitev nosilnosti temeljnih tal za drenirane pogoje temeljenja

Nosilnost temeljnih tal za drenirane pogoje temeljenja se določi skladno s standardom SIST EN 1997-1:2005, dodatek D.4 po enačbi:

$$R_{k,dre} = (c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma) \cdot A'$$

- Faktorji nosilnosti tal:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) = e^{\pi \cdot \tan(27)} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{27}{2} \right) = 13,20$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi' = (13,20 - 1) \cdot \cot(27) = 23,94$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi' = 2 \cdot (13,20 - 1) \cdot \tan(27) = 12,43$$

- Faktorji nagiba temeljne plošče:

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi')^2 = 1$$

$$b_c = b_q - \frac{(1 - b_q)}{N_c \cdot \tan \varphi'} = 1$$

Kjer je α nagib temelja, ki znaša v našem primeru $\alpha = 0$

- Faktorji oblike temelja za pravokotno obliko temelja:

Ker je temelj obremenjen zgolj z vertikalnimi reakcijami stebrov, je ekscentričnost enaka 0 in iz tega pogoja velja:

$$B' = B = 0,8 \text{ m} \quad L' = A = 31,0 \text{ m}$$

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \cdot \sin\varphi' = 1 + \left(\frac{0,8}{31,0}\right) \cdot \sin(27) = 1,01$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right) = 1 - 0,3 \cdot \left(\frac{0,8}{31,0}\right) = 0,99$$

$$s_c = \left(\frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}\right) = \left(\frac{1,01 \cdot 13,20 - 1}{13,20 - 1}\right) = 1,01$$

- Faktorji obtežbe, ki jih povzroča vodoravna sila H

Celotna horizontalna obtežba se iz temeljev prenese s pomočjo temeljnih nosilcev, ki so postavljeni prečno na smer horizontalne sile. Ker vse horizontalne sile delujejo v smeri daljše stranice temeljnega nosilca, le-ta na nagib temelja nima velikega vpliva, zato se lahko predpostavi, da znaša vrednost horizontalne sile 0.

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot\varphi'}\right)^m = 1$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot\varphi'}\right)^{m+1} = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{N_c \cdot \tan\varphi'} = 1$$

Globina vode se nahaja pod spodnjo koto temeljnega nosilca, zato znaša vrednost γ' , ki zajema specifično težo zemljine:

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w = 19 - 10 = 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Dodatna obtežba q zaradi globi temeljenja, ki znaša 1 m, je določena kot:

$$q' = \gamma \cdot h = 19 \cdot 1 = 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Karakteristična nosilnost temeljnih tal R_k tako znaša:

$$R_{k,dre} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$R_{k,dre} = 0 + 19 \cdot 13,20 \cdot 1 \cdot 1,01 \cdot 1 + 0,5 \cdot 9 \cdot 0,8 \cdot 12,43 \cdot 1 \cdot 0,99 \cdot 1 = 295 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Projektna nosilnost temeljnih tal $R_{d,dre}$ se določi kot:

$$R_{d,dre} = \frac{R_k}{\gamma_{Rd}} = \frac{295}{1,4} = 210 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

9.5.2 Določitev nosilnosti temeljnih tal za nedrenirane pogoje temeljenja

Nosilnost temeljnih tal za nedrenirane pogoje temeljenja se določi skladno s standardom SIST EN 1997-1:2005, dodatek D.3 po enačbi:

$$R_{k, ned} = (\pi + 2) \cdot c_u \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q'$$

- Faktor nagiba temeljne ploskve:

$$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \alpha}{(\pi + 2)} = 1$$

- Faktor oblike pravokotnega temelja:

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right) = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{0,8}{31,0} \right) = 1$$

- Faktor zaradi nagiba obremenitve vodoravne sile H:

$$i_c = 0,5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' \cdot c_u}} \right) = 1$$

Karakteristična nosilnost temeljnih tal $R_{k, ned}$ tako znaša:

$$R_{k, ned} = (\pi + 2) \cdot c_u \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' = (\pi + 2) \cdot 35 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 + 19 = 225 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Projektna nosilnost temeljnih tal $R_{d, ned}$ se določi kot:

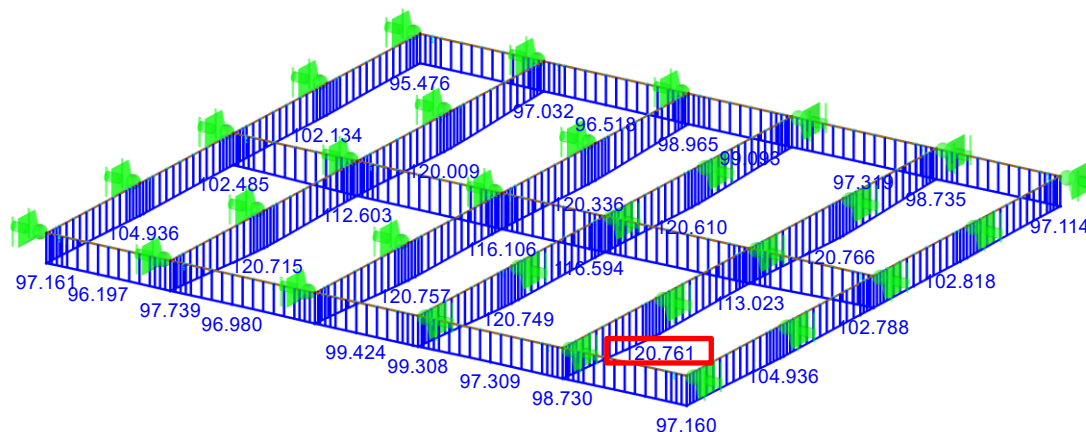
$$R_{d, ned} = \frac{R_k}{\gamma_{Rd}} = \frac{225}{1,4} = 160 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nosilnost temeljnih tal je določena, kot minimalna vrednost izmed drenirane in nedrenirane nosilnosti temeljnih tal:

$$R_d = \min(R_{d, dre}; R_{d, ned}) = \min(210; 160) = 160 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

9.5.3 Kontrola nosilnosti temeljnih za stalne in začasne projektne vplive

Na sliki spodaj so prikazane kontaktne napetosti pod temeljnimi nosilci na podlagi rezultatov statične analize iz programa Dlubal RFEM za stalne in začasne projektne vplive (MSN).



Slika 110: Kontaktne napetosti pod temeljnimi nosilci za mejno stanje nosilnosti (MSN) $p_{z,max} = 120 \text{ kN/m}$

Tla so zadosti nosilna, če zadostimo naslednjemu pogoju napetosti pod temeljnimi nosilci:

$$\sigma_{dop} = \frac{p_z}{b} = \frac{120}{0,8} = 150 \leq R_d = 160 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \checkmark$$

9.5.3 Kontrola nosilnosti temeljnih tal za potresne projektne vplive

Skladno s standardom SIST EN 1998-1:2005, poglavje 4.4.2.6, se potresne obremenitve temeljnih nosilcev določijo na podlagi projektnih vrednosti določenih iz enačbe:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot E_{F,E}$$

kjer so:

- γ_{Rd} faktor dodatne nosilnosti, ki je enak 1,0 za $q \leq 3$
- $E_{F,G}$ učinke nepotresnih vplivov, ki so vključeni v potresno projektno stanje
- $E_{F,E}$ učinek vpliva, dobljen z analizo projektnega vpliva
- Ω vrednost Ω_{min} za posamezno obravnavano smer podano v poglavju 7.7.1.1 in 7.7.2.2

Skladno s standardom SIST EN 1998-1:2005, poglavje 4.3.3.5 je potrebno upoštevati tudi sočasni vpliv potresa v obeh smereh, kar pri analizi konstrukcije ni bilo potrebno. Učinek sočasnega delovanja potresne obtežbe se določi kot:

$$\text{Za smer X: } E_{Fd,x} + 0,3 \cdot E_{Fd,y}$$

$$\text{Za smer Y: } 0,3 \cdot E_{Fd,x} + 0,3 \cdot E_{Fd,y}$$

Iz zgornjih enačb sedaj lahko razpišemo obtežni kombinaciji za smer X in Y.

Smer X:

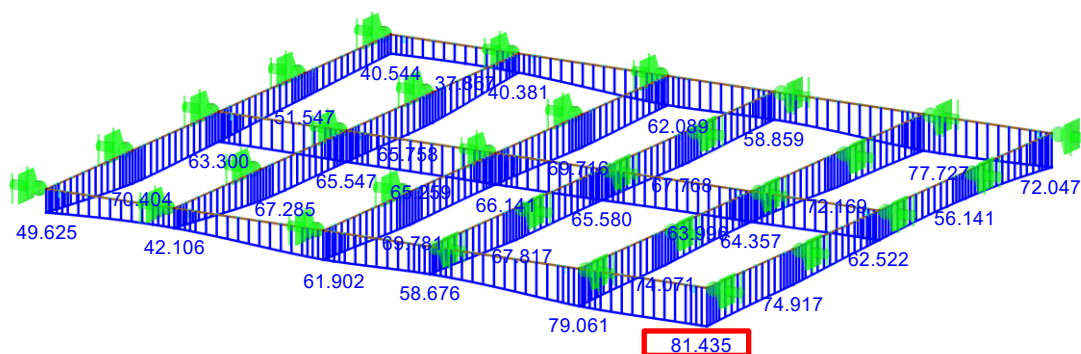
$$\begin{aligned} & 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + \gamma_{Rd} \cdot \Omega_{min,x} \cdot P_x + 0,3 \cdot \gamma_{Rd} \cdot \Omega_{min,y} \cdot P_y = \\ & = 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + 1,0 \cdot 1,21 \cdot P_x + 0,3 \cdot 1,0 \cdot 1,09 \cdot P_y = \\ & = 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + 1,21 \cdot P_x + 0,33 \cdot P_y \end{aligned}$$

Smer Y:

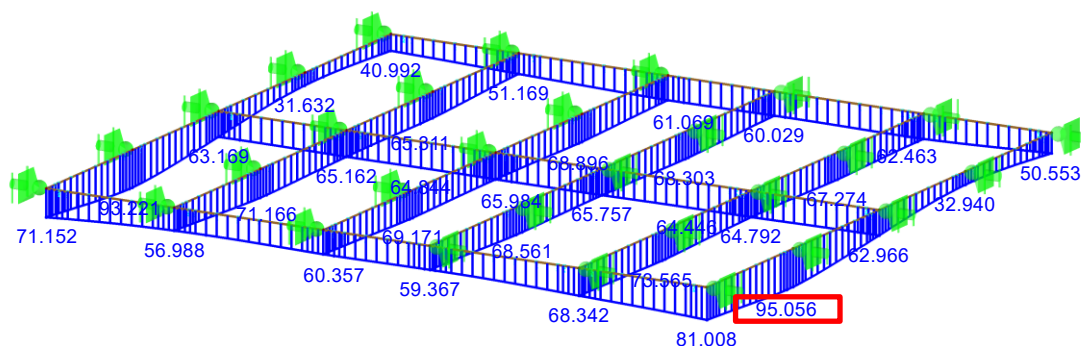
$$\begin{aligned} & 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + 0,3 \cdot \gamma_{Rd} \cdot \Omega_{min,x} \cdot P_x + \gamma_{Rd} \cdot \Omega_{min,y} \cdot P_y = \\ & = 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + 0,3 \cdot 1,0 \cdot 1,21 \cdot P_x + 1,0 \cdot 1,09 \cdot P_y = \\ & = 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + 0,37 \cdot P_x + 1,09 \cdot P_y = \end{aligned}$$

Kjer P_x in P_y predstavljata potresni vpliv v smeri X in Y.

Na sliki spodaj so prikazane napetosti pod temeljnimi tlemi zaradi vpliva potresa v smeri X in Y.



Slika 111: Napetosti pod temeljnimi nosilci zaradi vpliva potresa v smeri X $p_{z,max,x} = 82 \text{ kN/m}$



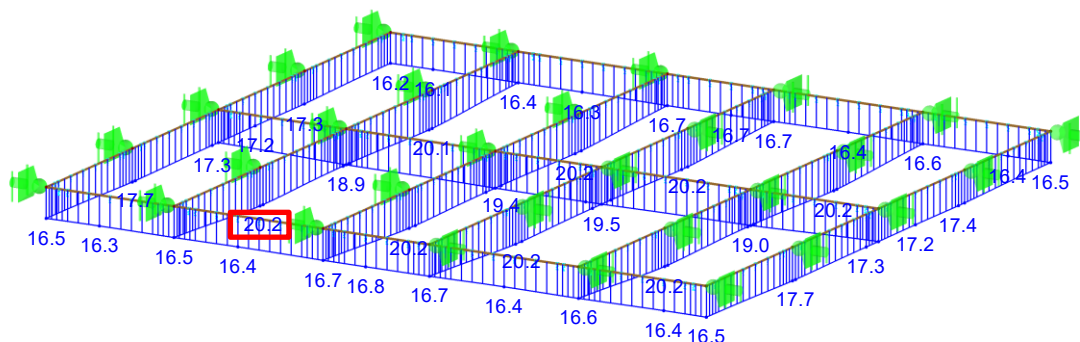
Slika 112: Napetosti pod temeljnimi nosilci zaradi vpliva potresa v smeri Y $p_{z,max,y} = 95 \text{ kN/m}$

Tla so zadosti nosilna, če zadostimo naslednjemu pogoju napetosti pod temeljnimi nosilci:

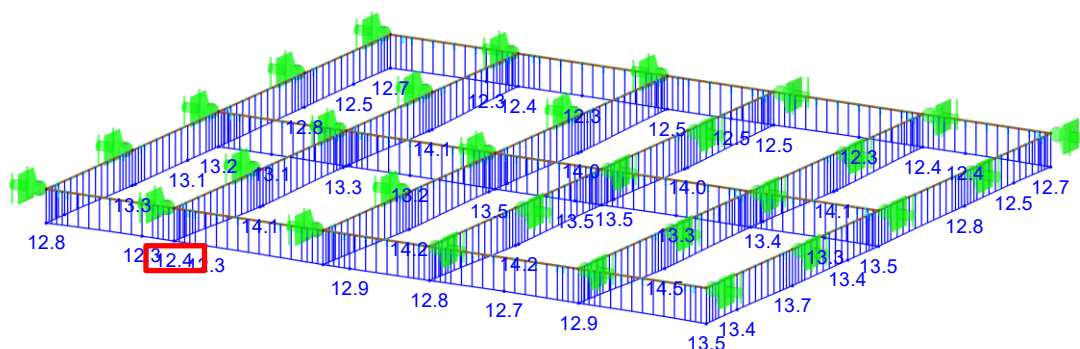
$$\sigma_{dop} = \frac{\max(p_{z,max,x}; p_{z,max,y})}{b} = \frac{95}{0,8} = 120 \leq R_d = 160 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \checkmark$$

9.6 Kontrola mejnega stanja uporabnosti

Kontrola mejnega stanja uporabnosti temeljnih nosilcev se izvede skladno s standardom SIST EN 1997-1:2005, poglavje 6.6.2 in dodatkom H omenjenega standarda. Kontrola pomikov se vrši za karakteristično obtežno kombinacijo. Posedki temeljnih nosilcev so prikazani na sliki spodaj.



Slika 113: Maksimalni posedki temeljnih nosilcev $u_{z,max} = 20,2 \text{ mm}$



Slika 114: Maksimalni posedki temeljnih nosilcev $u_{z,min} = 12,4 \text{ mm}$

Skladno z dodatkom H zgoraj omenjenega standarda, so pri običajnih konstrukcijah sprejemljivi celotni posedki do 50 mm. Sprejemljivi so tudi večji posedki, če relativni zasuki ostanejo znotraj sprejemljivih meja in če celotni posedki ne povzročajo težav pri instalacijah in vodih, ki vstopajo v konstrukcijo ali povzročajo nagibanje.

$$u_{z,max} = 20,2 \text{ mm} \leq 50 \text{ mm} \checkmark$$

Za številne konstrukcije mora največji relativni zasuk temeljnega nosilca zadostiti naslednjemu pogoju:

$$\phi = \frac{20,2 - 12,4}{7000} = 0,001 \leq \frac{1}{500} = 0,002 \checkmark$$

Kjer je razdalja 7000 mm merjena med mestoma največjega in najmanjšega pomika v mejnem stanju uporabnosti.

9.7 Dimenzioniranje temeljnih nosilcev

9.7.1 Določitev debeline krovne sloja

Debelina krovne sloja armirano betonskih temeljnih nosilcev se določi skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005, poglavje 4.1. Izbere se razred izpostavljenosti XC2 (mokro, le redko suho), ki velja za betonske površine v dolgotrajnem dotiku z vodo (številni temelji).

Najmanjša debelina krovne sloja se določi po enačbi:

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm})$$

Kjer so:

$c_{min,b}$	premer armaturne palice (v našem primeru $\phi 16 \text{ mm}$)
$c_{min,dur}$	skladno s standardom SIST EN 1990-1 objekt spada v razred S4 $\rightarrow c_{min,dur} = 25 \text{ mm}$
$\Delta c_{dur,\gamma}$	dodatni varnostni sloj (priporočeno $\Delta c_{dur,\gamma} = 0$)
$\Delta c_{dur,st}$	zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi nerjavnega jekla $\Delta c_{dur,st} = 0$
$\Delta c_{dur,add}$	zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi dodatne zščite $\Delta c_{dur,add} = 0$

$$c_{min} = \max(16; 25; 10) = 25 \text{ mm}$$

Nazivni krovni sloj betona c_{nom} je določen kot vsota med najmanjšo debelino krovne sloja c_{min} in dovoljenega projektnega odstopanja Δc_{cev} :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{cev} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$

9.7.2 Določitev minimalne in maksimalne vzdolžne, ter prečne armature

Minimalna in maksimalna potrebna vzdolžna armatura v temeljnem nosilcu ($b/h=80/100 \text{ cm}$) se določi skladno s standardom SIST EN 1992-1-1, poglavje 9.2.1.1 kot:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \\ 0,0013 \cdot b \cdot d \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{0,26}{50,0} \cdot 80 \cdot 96,5 \\ 0,0013 \cdot 80 \cdot 96,5 \end{array} \right\} = 10,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h = 0,04 \cdot 80 \cdot 100 = 320 \text{ cm}^2$$

Minimalna strižna prečna armatura se določi skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005, poglavje 9.2.2 kot:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot b \cdot \sin \alpha = \frac{0,08 \cdot \sqrt{2,5}}{50} \cdot 80 \cdot 1 = 6,4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

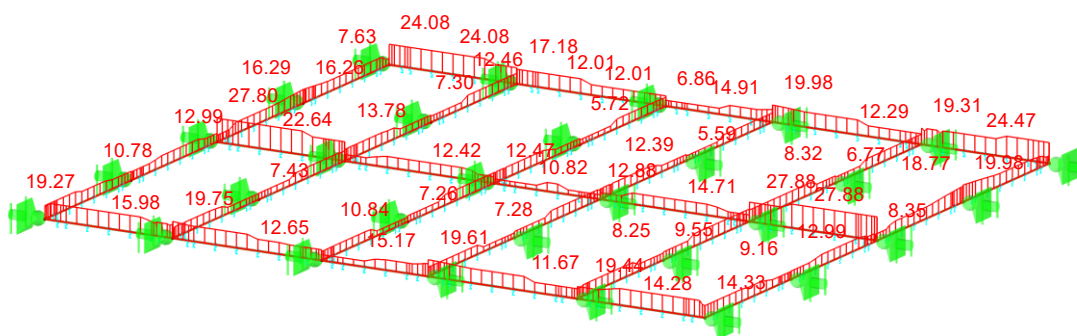
Maksimalna razdalja med stremenji znaša:

$$s \leq 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 96,5 = 72 \text{ cm}$$

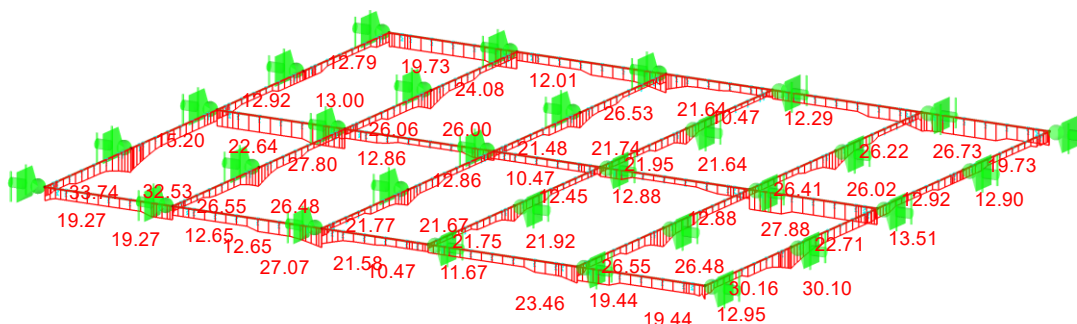
9.7.3 Določitev armature v temeljnih nosilcih

Ker so materialni varnostni faktorji za beton in armaturno jeklo enaki za stalno in začasno projektno stanje ter potresno projektno stanje, se lahko armatura določi na podlagi maksimalnih obremenitev izmed obeh projektčnih stanj.

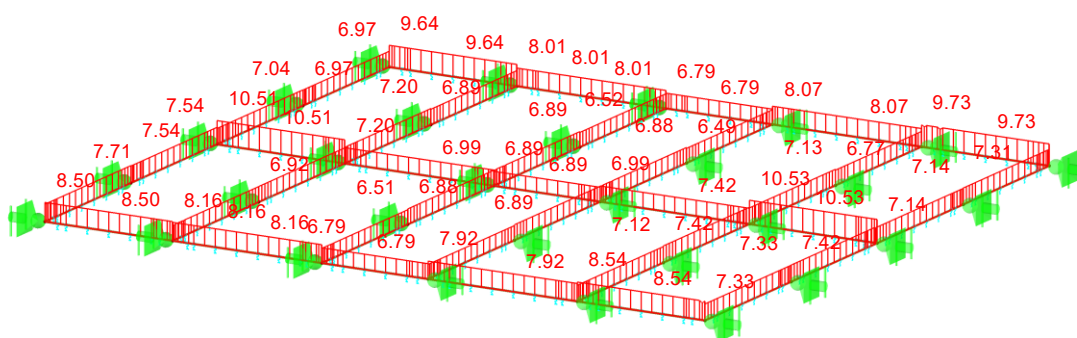
V nadaljevanju je prikazana vzdolžna in prečna armatura v temeljnih nosilcih za stalno in začasno projektno stanje ter potresno projektno stanje (ovojnica potrebne armature za posamezno smer delovanja potresne obtežbe iz poglavja 8.5.3). Armatura je bila določena s pomočjo programa Dlubal RFEM.



Slika 115: Prikaz potrebne natezne armature v temeljnem nosilcu zgoraj $A_{s,top} = 27,88 \text{ cm}^2$



Slika 116: : Prikaz potrebne natezne armature v temeljnem nosilcu spodaj $A_{s,bot} = 33,74 \text{ cm}^2$



Slika 117: Prikaz potrebne strižne armature v temeljnem nosilcu $A_{sw} = 9,73 \text{ cm}^2/\text{m}$

Preglednica 59: Prikaz potrebne in dejanske armature

	Potrebna armatura $A_{s,pot}$	Potrebna armatura $A_{s,dej}$
Zgornja armatura $A_{s,top}$	$27,88 \text{ cm}^2$	$9\phi 20 \rightarrow 28,26 \text{ cm}^2$
Spodnja armatura $A_{s,bot}$	$33,74 \text{ cm}^2$	$8\phi 24 \rightarrow 36,16 \text{ cm}^2$
Strižna armatura A_{sw}	$9,73 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$	$\phi 10/12,5 \rightarrow 11,30 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

10 POŽARNA ANALIZA KONSTRUKCIJE

V nadaljevanju še preverimo nosilnosti posameznih nosilnih elementov nosilne konstrukcije v primeru, ko so elementi izpostavljeni standardnemu požaru. Na podlagi tehnične smernice o požarni varnosti v stavbah TSG-01-001: 2019 (glej sliko spodaj) se za nosilno konstrukcijo objekta predvidi, da mora nosilna konstrukcija ohraniti svojo nosilnost in stabilnost 60 minutni izpostavljenosti standardnemu požaru (R60).

Število nadzemnih etaž	[1]	pritličje do 600 m ² BTP	(P+N) do 600 m ² BTP	(P ali P+N) nad 600 m ² BTP	P+2N do P+3N	P+4N do P+5N	P+6N do visokih stavb
Klasifikacija celotne stavbe ali dela stavbe (CC-SI)							
112 – večstanovanjske stavbe	A	nr	R 60[3]	R 60[3]	R 60[3]	R 60[4]	R 60
	B	nr	R 30[3]	R 30[3]	R 30[3]	R 60[3]	R 60[4]
11301 – stanovanjske stavbe z oskrbovanimi stanovanji	A	R 30[3]	R 60[4]	R 60[4]	R 60	R 90	R 90
1264 – stavbe za zdravstveno oskrb, kjer se ljudje lahko evakuirajo brez tuje pomoči	B	R 30[3]	R 30[3]	R 30[4]	R 60[4]	R 60	R 90
121 – gostinske stavbe	A	ng ali R 30[3]	R 30[3]	R 30[3]	R 60[4]	R 90	R 90
1241 – postajna poslopja, terminali, stavbe za izvajanje komunikacij in z njimi povezane stavbe	B	nz	nz	R 30[3]	R 60[4]	R 60	R 60
1261 – stavbe za kulturo in razvedrilo							
1262 – muzeji in knjižnice							
1263 – stavbe za izobraževanje in znanstvenoraziskovalno delo							
1265 – stavbe za šport							
123 – trgovske in stavbe za storitvene dejavnosti							
1272 – obredne stavbe (stavbe za opravljanje verskih obredov, pokopališke stavbe)							
125 – industrijske stavbe in skladišča pod 250 MJ/m ²	A	nz	nz	ng ali R 30[3]	R 60[4]	R 60	R 60
	B	nz	nz	ng ali R 30[3]	R 60[3]	R 60[4]	R 60
122 – poslovne in upravne stavbe	A	nz	ng ali R 30[3]	R 30[3]	R 60[4]	R 60	R 60
1242 – garažne stavbe							
125 – industrijske stavbe in skladišča nad 250 MJ/m ² do 1000 MJ/m ²	B	nz	nz	ng ali R 30[3]	R 60[3]	R 60[4]	R 60
1271 – nestanovanjske kmetijske stavbe							
125 – industrijske stavbe in skladišča nad 1000 MJ/m ² in VRS	A	ng ali R 30[3]	R 30[3]	R 60[4]	R 90	R 90	R 90[2]
	B	ng ali R 30[3]	ng ali R 30[3]	R 60[3]	R 60	R 90	R 90
11302 – stanovanjske stavbe za druge posebne družbene skupine	A	R 60[4]	R 60[4]	R 60[4]	R 60	R 90	R 90[2]
	B	R 60[3]	R 60[3]	R 60[3]	R 60[4]	R 60	R 90
1264 – stavbe za zdravstveno oskrbo, kjer se ljudje ne morejo evakuirati brez tuje pomoči	A	R 60	R 60	R 60	R 60[2]	R 90[2]	R 90[2]
	B	R 60[4]	R 60[4]	R 60	R 6	R 60	R 90
1274 – nestanovanjske stavbe, ki niso uvrščene drugje	A	R 30	R 30	R 60	R 60	R 60	R 90
	B	R 30[3]	R 30[4]	R 30[4]	R 30	R 30	R 60

Slika 118: Razredi požarne odpornosti nosilnih konstrukcij za stavbe po TSG-1-001:2019 [16]

10.1 Določitev požarne krivulje

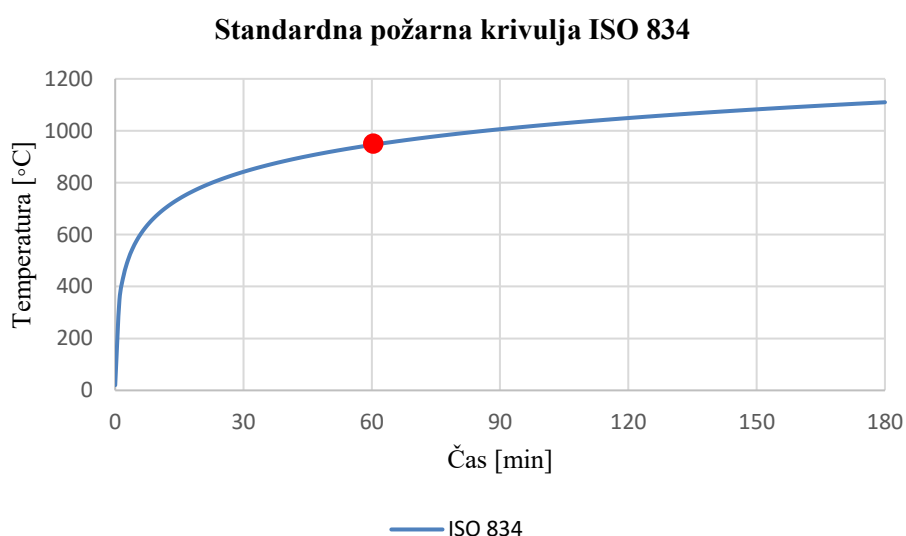
Kot smo že omenili bomo preverili požarno odpornost ključnih nosilnih elementov v primeru standardne požarne izpostavljenosti. Standardna požarna krivulja ISO 834 je med drugim podana tudi v standardu SIST EN 1991-1-2:2005 in je v splošnem namenjena za požarne teste in primerna za gorenje celuloznih materialov. Krivulja ISO 834 je podana z enačbo:

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1)$$

kjer sta:

θ_g temperatura plinov v požarnem sektorju [°C]

t čas [min]



Grafikon 2: Standardna požarna krivulja ISO 834

Pri času 60 minut znaša temperatura plinov v požarnem sektorju 945 °C.

10.2 Kontrola nosilnosti in stabilnosti posameznih nosilnih elementov konstrukcije

Skladno s standardom SIST EN 1990:2004, poglavje 6.4.3.3 se obremenitve nosilnih elementov konstrukcije za požarno projektno stanje določijo po enačbi:

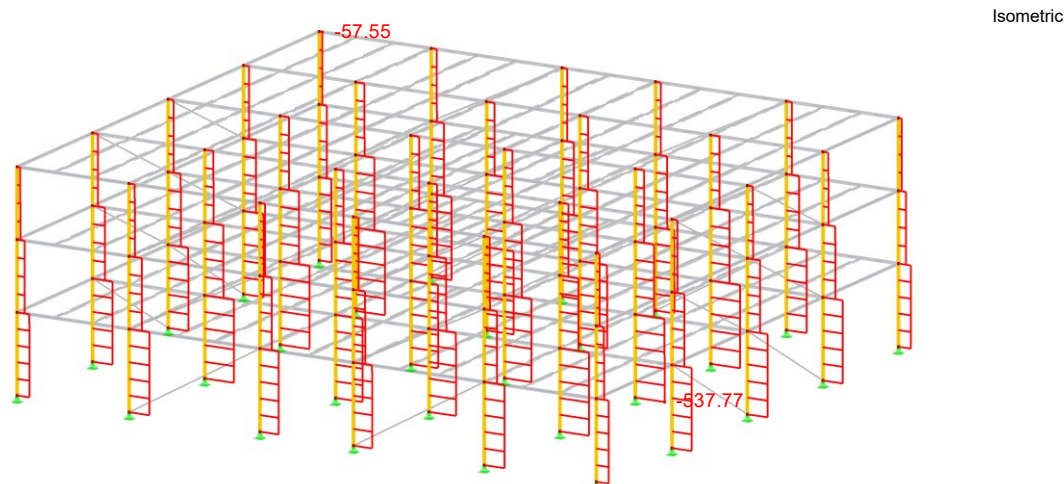
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Opomba: Skladno s slovenskim nacionalnim dodatkom SIST EN 1991-1-2:2004/A101 se za prevladujoči spremenljivi vpliv uporabi delni varnosti faktor $\psi_{1,1}$, katerih vrednosti so prikazane v poglavju 2.10.

Zaradi obsežnega števila obtežnih kombinacij v požarnem projektnem stanju se le teh ne prikaže. Obtežbe so določene skladno z enačbo na prejšnji strani, ter z upoštevanjem obtežnih primerov navedenih v preglednici 28.

10.2.1 Kontrola požarne odpornosti stebrov

Kontrola požarne odpornosti primarnih stebrov se izvede skladno s standardom SIST EN 1995-1-1:2005 in SIST EN 1995-1-2:2005. Uporabi se metoda z zmanjšanim prečnim prerezom. Na sliki spodaj je prikazana obremenitev merodajnega notranjega primarnega lesenega stebra v pritličju za požarno projektno stanje.



Slika 119: Požarna projektna obremenitev merodajnega notranjega stebra $N_{Ed,fi} = 538 \text{ kN}$

Določimo globino zoglele plasti $d_{char,n}$ za površine ki so nezaščitene in izpostavljene požaru iz večih strani skladno s standardom SIST EN 1995-1-2:2005, poglavje 3.4.2 kot:

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t = 0,7 \cdot 60 = 42 \text{ mm}$$

kjer sta:

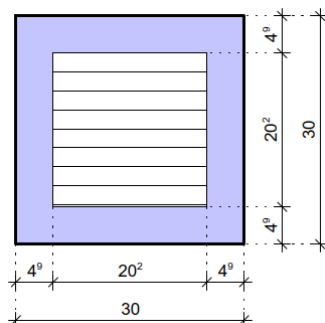
t čas požarne izpostavljenosti (60min)

β_n hitrost oglenenja in vključuje vpliv oglenenja vogalov, ter vpliv razpok. Vrednosti za lepljen lameliran les trdnostnega razreda GL 32h znaša $\beta_n = 0,7 \text{ mm/min}$

Efektivni prečni prerez se določi z zmanjšanjem začetnega prečnega prereza za vrednost efektivne debeline zoglele plasti d_{ef} skladno s standardom SIST EN 1995-1-2:2005, poglavje 4.2.2 kot:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0 = 42 + 1,0 \cdot 7 = 49 \text{ mm}$$

Kjer faktorja k_0 in d_0 predstavljata del prereza ob zogleli plasti, ki nič ne prispeva k odpornosti prečnega prereza. Za vrednost faktorja d_0 se upošteva 7 mm. Vrednost faktorja k_0 za nezaščitene elemente pri požarni izpostavljenosti standardnemu požaru večji od 20 min znaša 1,0.

Izračun karakteristik efektivnega prečnega prereza:Slika 120: Efektivni prečni prerez stebra začetnih dimenzij $b/h=30/30$ cm

Preglednica 60: Geometrijske lastnosti prečnega prereza stebra $b/h=30/30$ cm pri izpostavljenosti standardnemu požaru 60 min

Lastnost efektivnega prečnega prereza	Simbol	Steber 30/30 cm
Višina	h_{ef} [cm]	20,2
Širina	b_{ef} [cm]	20,2
Površina	A_{ef} [cm ²]	408
Vztrajnostni moment Y	$I_{y,ef}$ [cm ⁴]	13.874
Vztrajnostni moment Z	$I_{z,ef}$ [cm ⁴]	13.874
Odpornostni moment Y	$W_{y,ef}$ [cm ³]	1.374
Odpornostni moment Z	$W_{z,ef}$ [cm ³]	1.374
Vztrajnostni polmer y	$i_{y,ef}$ [cm]	5,83
Vztrajnostni polmer z	$i_{z,ef}$ [cm]	5,83

Kontrola tlačnih napetosti:

Skladno s standardom SIST EN 1995-1-1:2005, poglavje 6.3.2 morajo tlačne napetosti zadostiti naslednjemu pogoju:

$$\frac{\sigma_{c,0,d,fi}}{k_{c,ef} \cdot f_{c,0,d,fi}} = \frac{1,32}{0,63 \cdot 3,68} = 0,57 \leq 1 \quad \checkmark$$

kjer so:

$\sigma_{c,0,d,fi}$	računska tlačna napetost v požarnem projektnem stanju
$f_{c,0,d,fi}$	projekttna tlačna nosilnost v požarnem projektnem stanju
$k_{c,ef}$	uklonski koeficient reduciranega prečnega prereza

Uklonski koeficient reduciranega prečnega prereza se določi kot:

$$k_{c,ef} = \frac{1}{k_{ef} + \sqrt{k_{ef}^2 - \lambda_{rel,ef}^2}} = \frac{1}{1,20 + \sqrt{1,20^2 - 1,14^2}} = 0,63$$

Ker obravnavamo kvadratni prečni prerez se koeficient $k_{c,ef}$ lahko določi samo za eno os. V splošnem je potrebna določitev za vsako os posebej ($k_{c,y,ef}$ in $k_{c,z,ef}$).

Koeficient k_{ef} je določen kot:

$$k_{ef} = 0,5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel,ef}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,1 \cdot (1,14 - 0,3) + 1,14^2] = 1,20$$

Geometrijska nepopolnost elementa se upošteva preko faktorja β_c , katerega vrednost za lepljen lameliran les znaša 0,1.

Efektivna vitkost elementa λ_{rel} je določena kot:

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda_{ef}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{68,6}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{3,20}{1180}} = 1,14 \geq 0,3 \rightarrow \text{potrebno poštrevati uklon!}$$

Dejanska efektivna vitkost elementa λ_{ef} je določena kot:

$$\lambda_{ef} = \frac{l_u}{i_{ef}} = \frac{400}{5,83} = 68,6$$

Za uklonsko višino l_u se vzame višino pritličja.

Računska tlačna napetost v požarnem projektnem stanju $\sigma_{c,0,d,fi}$ se določi kot:

$$\sigma_{c,0,d,fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{A_{ef}} = \frac{538}{408} = 1,32 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

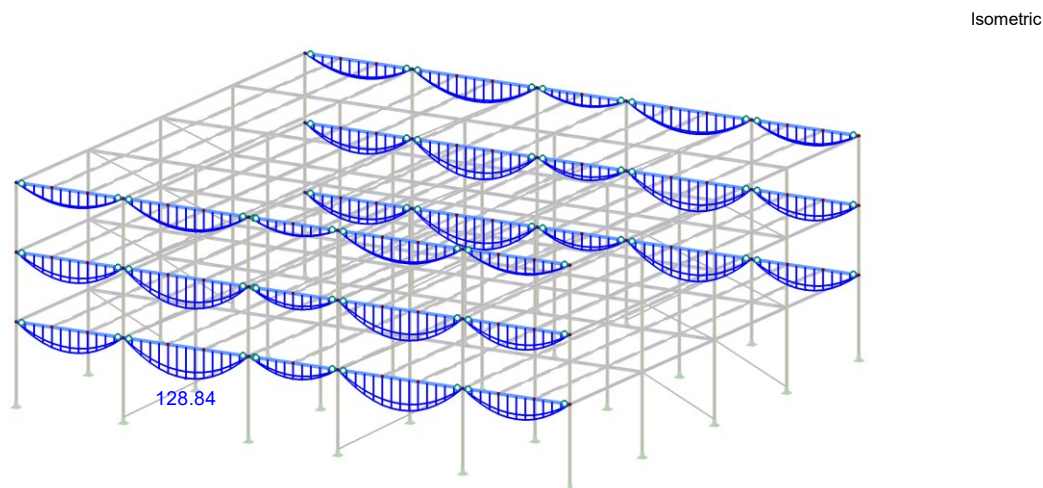
Projektna tlačna trdnost v požarnem projektnem stanju $f_{c,0,d,fi}$ se določi kot:

$$f_{c,0,d,fi} = k_{mod,fi} \cdot \frac{k_{fi} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_{M,fi}} = 1,0 \cdot \frac{1,15 \cdot 3,20}{1,0} = 3,68 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

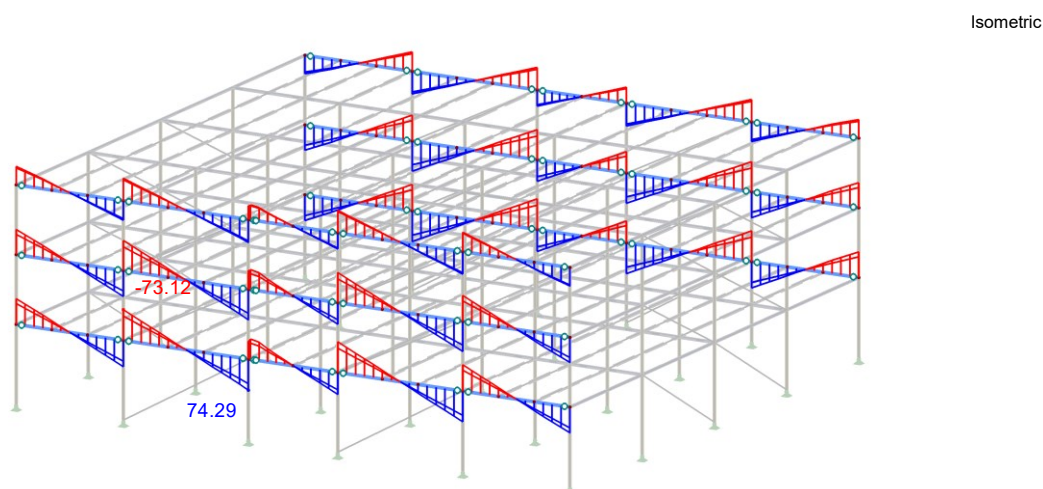
Kjer vrednost faktorja k_{fi} za lepljen lameliran les znaša 1,15.

10.2.2 Kontrola primarnih nosilcev prečnega prereza $b/h=30/80\text{cm}$ na požarno projektno stanje

Požarno odpornost primarnih nosilcev se izvede podobno, kot pri stebrih z metodo zmanjšanega prečnega prereza podano v SIST EN 1995-1-2. Obremenitve nosilca za požarno projektno stanje so prikazane na slikah spodaj.



Slika 121: Maksimalni upogibni moment $M_{Ed,y,fi} = 129 \text{ kNm}$



Slika 122: Maksimalna prečna sila $V_{Ed,z,fi} = 75 \text{ kN}$

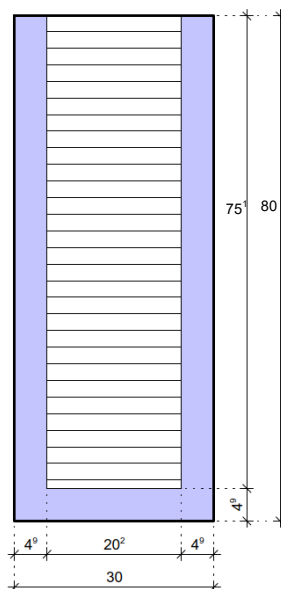
Globina zoglenele plasti $d_{char,n}$ se določi enako, kot pri stebrih in znaša:

$$d_{char,n} = 42 \text{ mm}$$

Efektivni prečni prerez se določi z zmanjšanjem začetnega prečnega prereza za vrednost efektivne debeline zoglenele plasti d_{ef} skladno s standardom SIST EN 1995-1-2:2005, poglavje 4.2.2 kot:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0 = 42 + 1,0 \cdot 7 = 49 \text{ mm}$$

Kjer faktorja k_0 in d_0 predstavljata del prereza ob zogljeni plasti, ki nič ne prispeva k odpornosti prečnega prereza. Za vrednost faktorja d_0 se upošteva 7 mm. Vrednost faktorja k_0 za nezaščitene elemente pri požarni izpostavljenosti standardnemu požaru večji od 20 min znaša 1,0.



Slika 123: Efektivni prečni prerez primarnega nosilca začetnih dimenzij $b/h=30/80$ cm

Preglednica 61: Geometrijske lastnosti prečnega prereza stebra pri izpostavljenosti standardnemu požaru 60 min

Lastnost efektivnega prečnega prereza	Simbol	Nosilec 30/80 cm
Višina	h_{ef} [cm]	75,1
Širina	b_{ef} [cm]	20,2
Površina	A_{ef} [cm ²]	1517
Vztrajnostni moment Y	$I_{y,ef}$ [cm ⁴]	713000
Vztrajnostni moment Z	$I_{z,ef}$ [cm ⁴]	51580
Odpornostni moment Y	$W_{y,ef}$ [cm ³]	18980
Odpornostni moment Z	$W_{z,ef}$ [cm ³]	5100
Vztrajnostni polmer y	$i_{y,ef}$ [cm]	21,68
Vztrajnostni polmer z	$i_{z,ef}$ [cm]	5,83
Statični moment Y	$S_{y,ef}$ [cm ³]	14240
Statični moment Z	$S_{z,ef}$ [cm ³]	3830

Kontrola upogibnih napetosti ob upoštevanju nevarnosti bočne zvrnitve:

Skladno s standardom SIST EN 1995-1-1:2005, poglavje 6.3.3 morajo upogibne napetosti zadostiti naslednjemu pogoju:

$$\frac{\sigma_{m,y,d,fi}}{k_{crit,fi} \cdot f_{m,d,fi}} = \frac{0,68}{1,0 \cdot 3,68} = 0,19 \leq 1,0 \checkmark$$

kjer je:

$\sigma_{m,y,d,fi}$ računska upogibna napetost v požarnem projektnem stanju

$f_{m,d,fi}$ projektna upogibna trdnost v požarnem projektnem stanju

Projektna upogibna napetost v požarnem projektnem stanju $\sigma_{m,y,d,fi}$ se določi kot:

$$\sigma_{m,y,d,fi} = \frac{M_{Ed,fi}}{W_{y,ef}} = \frac{12900}{18980} = 0,68 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Projektna upogibna trdnost v požarnem projektnem stanju $f_{m,d,fi}$ se določi kot:

$$f_{m,d,fi} = k_{mod,fi} \cdot \frac{k_{fi} \cdot f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}} = 1,0 \cdot \frac{1,15 \cdot 3,20}{1,0} = 3,68 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Kjer vrednost faktorja k_{fi} za lepljen lameliran les znaša 1,15.

Bočna stabilnost elementa:

Nosilci so v smeri šibke osi bočno podprti z križno lepljeno ploščo, zato ni nevarnosti bočne zvrnitve (podpiranje tlačne cone z križno lepljenimi ploščami). Iz tega sledi:

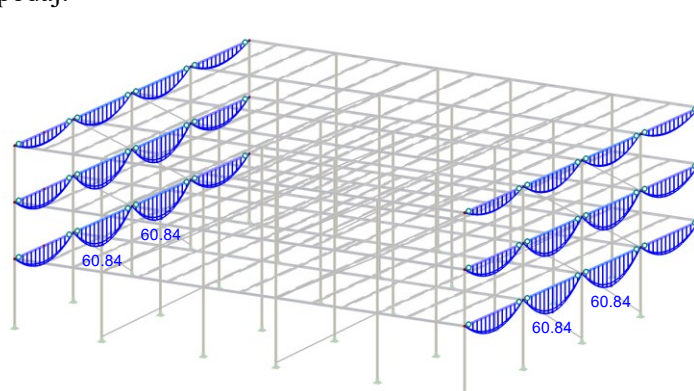
$$k_{crit,fi} = 1,0$$

Kontrola strižnih napetosti:

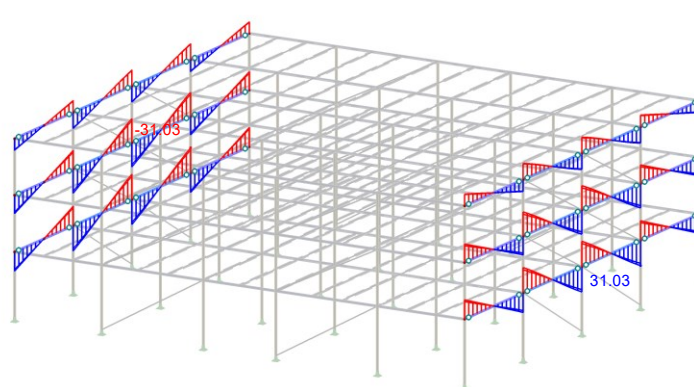
Skladno s standardom SIST EN 1995-1-2:2005, poglavje 4.3 kontrola strižnih napetosti pri prečnih prerezih pravokotnih oblik ni potrebna, saj le ta ni merodajna.

10.2.3 Kontrola primarnih nosilcev prečnega prereza b/h=20/50cm na požarno projektno stanje

Požarno odpornost primarnih nosilcev se izvede podobno, kot pri stebrih z metodo zmanjšanega prečnega prereza podano v SIST EN 1995-1-2. Obremenitve nosilca za požarno projektno stanje so prikazane na slikah spodaj.



Slika 124: Maksimalni upogibni moment $M_{Ed,Y,fi} = 61 \text{ kNm}$



Slika 125: Maksimalna prečna sila $V_{Ed,z,fi} = 32 \text{ kN}$

Določimo globino zoglenele plasti $d_{char,n}$ za površine ki so nezaščitene in izpostavljene požaru iz večih strani skladno s standardom SIST EN 1995-1-2:2005, poglavje 3.4.2 kot:

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t = 0,7 \cdot 60 = 42 \text{ mm}$$

kjer sta:

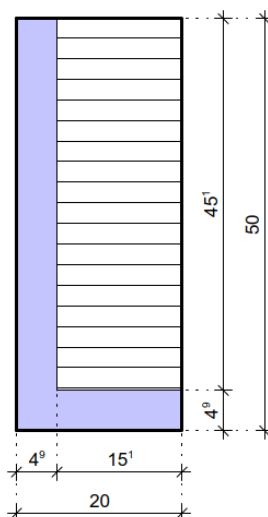
t čas požarne izpostavljenosti (60min)

β_n hitrost oglenenja in vključuje vpliv oglenenja vogalov, ter vpliv razpok. Vrednosti za lepljen lamelirale les trdnostnega razreda GL 32h znaša $\beta_n = 0,7 \text{ mm/min}$

Efektivni prečni prerez se določi z zmanjšanjem začetnega prečnega prereza za vrednost efektivne debeline zoglenele plasti d_{ef} skladno s standardom SIST EN 1995-1-2:2005, poglavje 4.2.2 kot:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0 = 42 + 1,0 \cdot 7 = 49 \text{ mm}$$

Kjer faktorja k_0 in d_0 predstavljata del prereza ob zogleneli plasti, ki nič ne prispeva k odpornosti prečnega prereza. Za vrednost faktorja d_0 se upošteva 7 mm. Vrednost faktorja k_0 za nezaščitene elemente pri požarni izpostavljenosti standardnemu požaru večji od 20 min znaša 1,0.



Slika 126: Efektivni prerez primarnega nosilca začetnih dimenzij $b/h=20/50 \text{ cm}$

Preglednica 62: Geometrijske lastnosti prečnega prereza primarnega stebra pri izpostavljenosti standardnemu požaru 60 min

Lastnost efektivnega prečnega prereza	Simbol	Nosilec 20/50 cm
Višina	$h_{ef} \text{ [cm]}$	45,1
Širina	$b_{ef} \text{ [cm]}$	15,1
Površina	$A_{ef} \text{ [cm}^2\text{]}$	681
Vztrajnostni moment Y	$I_{y,ef} \text{ [cm}^4\text{]}$	115.430
Vztrajnostni moment Z	$I_{z,ef} \text{ [cm}^4\text{]}$	12.930
Odpornostni moment Y	$W_{y,ef} \text{ [cm}^3\text{]}$	5.110
Odpornostni moment Z	$W_{z,ef} \text{ [cm}^3\text{]}$	1.710
Vztrajnostni polmer y	$i_{y,ef} \text{ [cm]}$	13,02
Vztrajnostni polmer z	$i_{z,ef} \text{ [cm]}$	4,36
Statični moment Y	$S_{y,ef} \text{ [cm}^3\text{]}$	3.830
Statični moment Z	$S_{z,ef} \text{ [cm}^3\text{]}$	1.280

Kontrola upogibnih napetosti ob upoštevanju nevarnosti bočne zvrnitve:

Skladno s standardom SIST EN 1995-1-1, poglavje 6.3.3 morajo upogibne napetosti zadostiti naslednjemu pogoju:

$$\frac{\sigma_{m,y,d,fi}}{k_{crit,fi} \cdot f_{m,d,fi}} = \frac{1,20}{1,0 \cdot 3,68} = 0,33 \leq 1,0 \checkmark$$

kjer je:

$\sigma_{m,y,d,fi}$ računska upogibna napetost v požarnem projektnem stanju

$f_{m,d,fi}$ projektna upogibna trdnost v požarnem projektnem stanju

Računska upogibna napetost v požarnem projektnem stanju $\sigma_{m,y,d,fi}$ se določi kot:

$$\sigma_{m,y,d,fi} = \frac{M_{Ed,fi}}{W_{y,ef}} = \frac{6100}{5110} = 1,20 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Projektna upogibna trdnost v požarnem projektnem stanju $f_{m,d,fi}$ se določi kot:

$$f_{m,d,fi} = k_{mod,fi} \cdot \frac{k_{fi} \cdot f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}} = 1,0 \cdot \frac{1,15 \cdot 3,20}{1,0} = 3,68 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Kjer vrednost faktorja k_{fi} za lepljen lameliran les znaša 1,15.

Kontrola bočne stabilnosti:

Nosilci so v smeri šibke osi bočno podprti z križno lepljeno ploščo, zato ni nevarnosti bočne zvrnitve (podpiranje tlačne cone z križno lepljenimi ploščami). Iz tega sledi:

$$k_{crit,fi} = 1,0$$

10.2.4 Kontrola križno lepljenih plošč KHL 240 7ss na požarno projektno stanje

Standard SIST EN 1995-1-2:2005 specifično ne obravnava načrtovanja križno lepljenega lesa, dovoljuje pa uporabo obeh metod za račun, ki sta definirani v omenjenem standardu. Uporabimo metodo z uporabo efektivnega prečnega prereza.

Prav tako standard SIST EN 1995-1-2:2005 ne podaja hitrosti oglenenj, zato si tu pomagamo z literaturo [4]. Skladno z slikama spodaj iz omenjene literature ugotovimo, da pri izpostavljenosti križno lepljenih plošč standardnemu požaru prvi sloj plošče ogleni s hitrostjo 0,65 mm/min, nakar se zaradi deliminacije hitrost oglenenja prvih 25 mm novega sloja poveča za faktor 2. Nato pa hitrost oglenenja zopet pada vse dokler požar ne »prodre« do novega sloja.

Source		Cross-laminated timber guideline ¹	HFA opinion ²
Ceiling	First layer	$\beta_1 = 0,65 \text{ mm/min}$	
	From the second layer on	$\beta_2 = 2 \cdot 0,65 \text{ mm/min}$	
	For the first 25 mm per layer	$\beta_1 = 0,65 \text{ mm/min}$	
	For the rest of the layer	$k_0 \cdot d_0 = 7 \text{ mm}$	
Wall	First layer	$\beta_1 = 0,65 \text{ mm/min}$	
	From the second layer on	$\beta_1 = 0,65 \text{ mm/min}$	$\beta'_1 = 0,86 \text{ mm/min}$
	$k_0 \cdot d_0$	$k_0 \cdot d_0 = 7 \text{ mm}$	

Slika 127: Tabelarni prikaz hitrosti oglenenja križno lepljene plošče kot stropa oziroma stene [4]

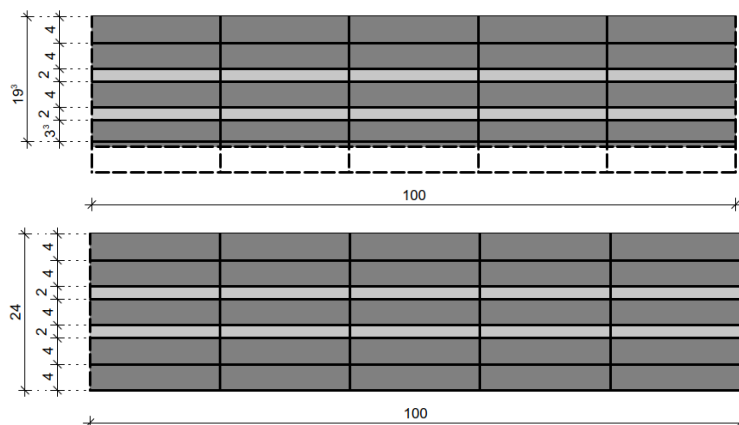
Preverimo, koliko plasti križno lepljene plošče zogleni v času 60 min izpostavljenosti standardnemu požaru:

$$d_{char} = \beta_1 \cdot t = 0,65 \cdot 60 = 39 \text{ mm}$$

V 60 min zogleni 39 mm prve plasti, kar pomeni, da pri debelini prve plasti križno lepljene plošč KHL 240 7ss TL 40 mm, prva plast ne zogleni v celoti. Kljub temu predpostavimo, da je celotna prva plast nenosilna. Celotna efektivna debelina zoglenele plasti d_{ef} tako znaša:

$$d_{ef} = d_{char} + k_0 \cdot d_0 = 40 + 7 = 47 \text{ mm}$$

V nadaljevanju se določijo geometrijske karakteristike prečnega prereza križno lepljene plošče. Vrednosti so prikazane v spodnji tabeli.



Slika 128: Zgoraj prečni prerez križno lepljene plošče v smeri močne osi pri sobni temperaturi, spodaj po 60 min izpostavljenosti standardnemu požaru

Preglednica 63: Geometrijske lastnosti prečnega prereza križno lepljene plošče pri izpostavljenosti standardnemu požaru 60 min

Lastnost prečnega prereza	Simbol	KLH 240 7ss TL
Višina	h_{ef} [cm]	19,3
Širina	b_{ef} [cm]	100
Neto površina v smeri x	$A_{0,net,ef}$ [cm ²]	1530
Neto površina v smeri y	$A_{90,net,ef}$ [cm ²]	400
Vztrajnostni moment v smeri x	$I_{0,net,ef}$ [cm ⁴]	53400
Vztrajnostni moment v smeri y	$I_{90,net,ef}$ [cm ⁴]	3733
Odpornostni moment v smeri x	$W_{0,net,ef}$ [cm ³]	5180
Odpornostni moment v smeri y	$W_{90,net,ef}$ [cm ³]	933
Torzijski odpornostni moment	$W_{T,ef}$ [cm ³]	6200
Statični moment v smeri x	$S_{R,0,net,ef}$ [cm ³]	2800
Statični moment v smeri y	$S_{R,90,net,ef}$ [cm ³]	400

Obremenitve in obtežne kombinacije:

Obremenitve in obtežne kombinacije za projektno požarno stanje smo že določili v poglavju 2.10 in 10.2, zato jih tu ne navajamo ponovno.

V preglednicah spodaj so podane maksimalne obremenitve križno lepljenih plošč za medetažno in strešno konstrukcijo (glej sliko 131). Zaradi enostavnosti se kontrolirajo maksimalne obremenitve križno lepljenih plošč hkrati v kateri koli točki elementa.

Preglednica 64: Obremenitve medetažne križno lepljene plošče

Obremenitev:	Vrednost:	Obremenitev:	Vrednost:
$m_{x,d,fi}$	25,5 kNm/m	$n_{x,d,fi}$	0
$m_{y,d,fi}$	2,2 kNm/m	$n_{y,d,fi}$	0
$v_{x,d,fi}$	19,2 kN/m	$m_{xy,d,fi}$	1,8 kNm/m
$v_{y,d,fi}$	7,6 kN/m	$n_{xy,d,fi}$	0

Preglednica 65: Obremenitve strešne križno lepljene plošče

Obremenitev:	Vrednost:	Obremenitev:	Vrednost:
$m_{x,d,fi}$	20,9 kNm/m	$n_{x,d,fi}$	0
$m_{y,d,fi}$	1,6 kNm/m	$n_{y,d,fi}$	0
$v_{x,d,fi}$	15,8 kN/m	$m_{xy,d,fi}$	1,5 kNm/m
$v_{y,d,fi}$	5,7 kN/m	$n_{xy,d,fi}$	0

Opazimo, da so obremenitve medetažne plošče nekoliko večje, zato kontrolo napetosti opravimo le za slednjo.

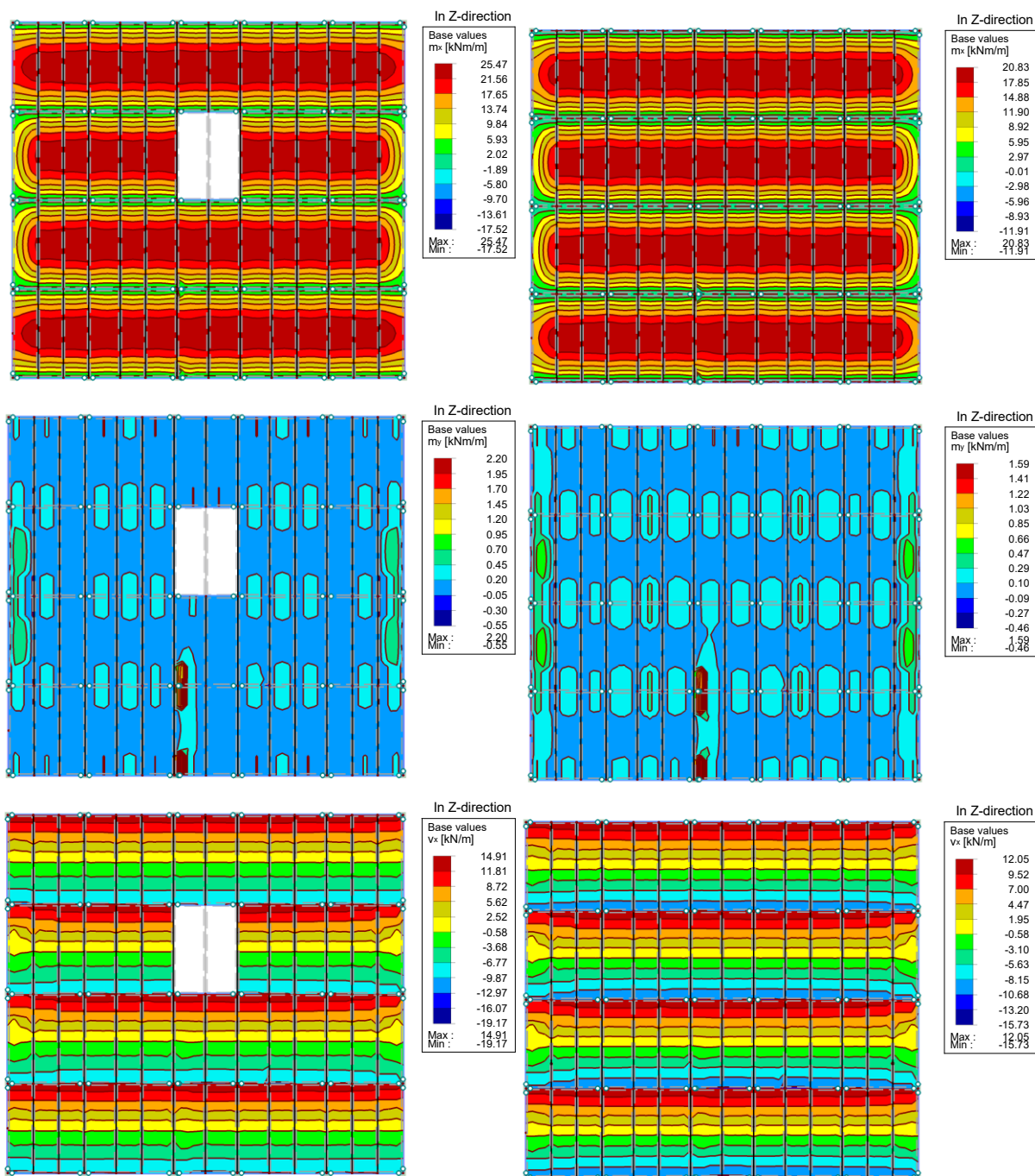
Skladno z literaturo [4] se projektne trdnosti križno lepljenih plošč določijo po enačbi:

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot \frac{f_k}{\gamma_{M,fi}} = 1,0 \cdot 1,15 \cdot \frac{f_k}{1,0} = 1,15 \cdot f_k$$

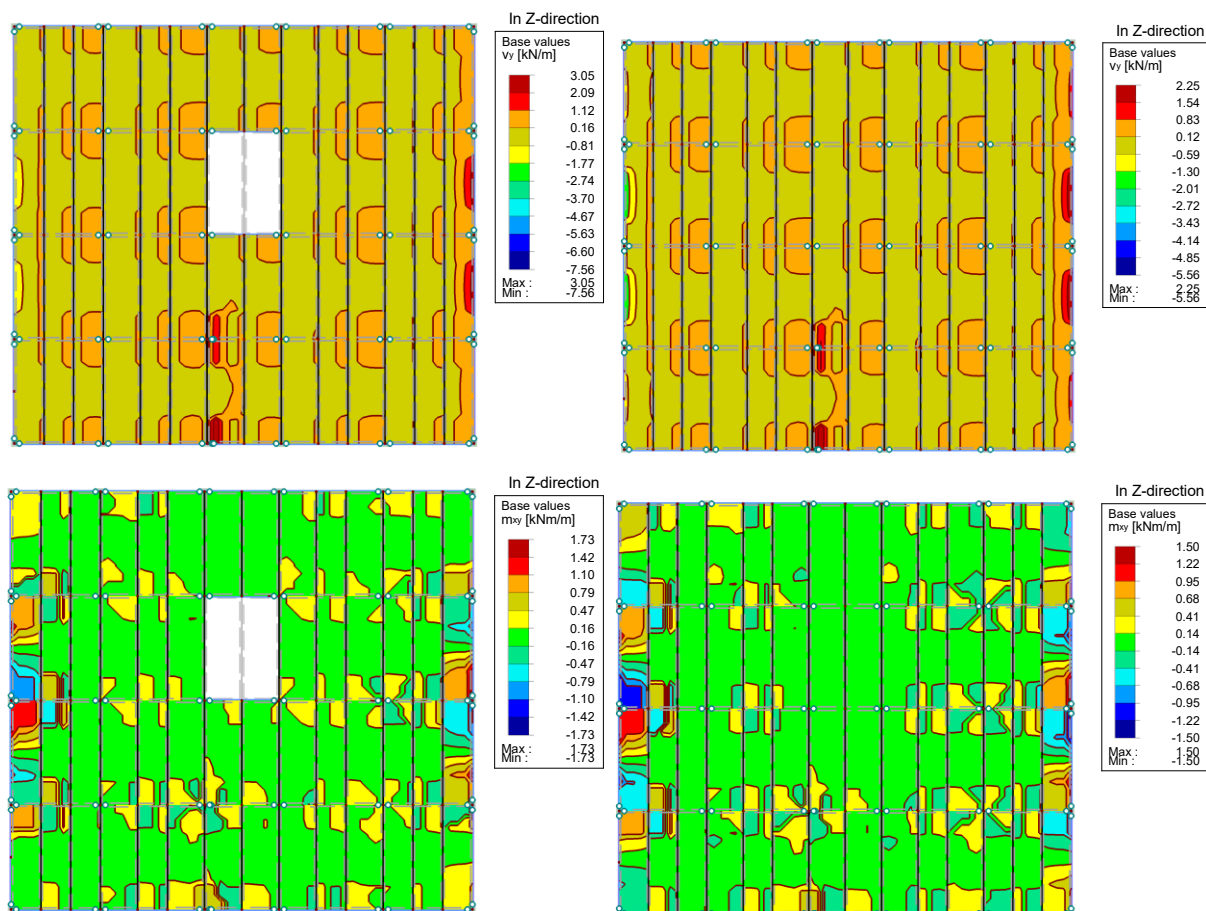
Spodaj je prikazana tabela trdnosti materiala za požarno projektno stanje:

Preglednica 66: Projektne trdnosti križno lepljenega lesa za požarno projektno stanje

Oznaka:	Vrednost [$\frac{kN}{cm^2}$]:	Oznaka:	Vrednost [$\frac{kN}{cm^2}$]:
$f_{m,d,fi}$	2,76	$f_{v,S,d,fi}$	0,57
$f_{t,0,d,fi}$	1,61	$f_{v,T,d,fi}$	0,28
$f_{c,0,d,fi}$	2,41	$f_{v,d,fi}$	0,28
$f_{c,90,d,fi}$	0,28	$f_{v,R,d,fi}$	0,12



... se nadaljuje



Slika 129: Obremenitve strešne plošče (levo) in medetažne plošče (desno) za požarno projektno stanje

Kontrola normalnih napetosti v glavni smeri:

Normalne napetosti v glavni smeri morajo zadostiti naslednjemu pogoju:

$$\frac{m_{x,d,fi}}{m_{R,x,d,fi}} + \frac{n_{x,d,fi}}{n_{R,x,d,fi}} = \frac{25,5}{143,0} + 0 = 0,18 \leq 1 \checkmark$$

kjer so:

$m_{x,d,fi}$	računski upogibni moment v smeri glavne osi za požarno projektno stanje
$n_{x,d,fi}$	računska osna sila v smeri glavne osi za požarno projektno stanje
$m_{R,x,d,fi}$	projektna upogibna nosilnost v smeri glavne osi za požarno projektno stanje
$n_{R,x,d,fi}$	projektna osna nosilnosti v smeri glavne osi za požarno projektno stanje

Projektna upogibna nosilnost v glavni smeri za požarno projektno stanje je določena kot:

$$m_{R,x,d,fi} = W_{0,net,ef} \cdot f_{m,d,fi} = 5180 \cdot 2,76 = 143,0 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Kontrola normalnih napetosti v šibki smeri:

Normalne napetosti v pomožni smeri morajo zadostiti naslednjemu pogoju:

$$\frac{m_{y,d,fi}}{m_{R,y,d,fi}} + \frac{n_{y,d,fi}}{n_{R,y,d,fi}} = \frac{2,2}{25,7} + 0 = 0,09 \leq 1 \quad \checkmark$$

kjer so:

$m_{y,d,fi}$	računski upogibni moment v prečni smeri za požarno projektno stanje
$n_{y,d,fi}$	računska osna sila v prečni smeri za požarno projektno stanje
$m_{R,y,d,fi}$	projektna upogibna nosilnost v smeri šibke osi za požarno projektno stanje
$n_{R,y,d,fi}$	projektna osna nosilnosti v smeri šibke osi za požarno projektno stanje

Projektna upogibna nosilnost v pomožni smeri za požarno projektno stanje je določena kot:

$$m_{R,y,d,fi} = W_{90,net,ef} \cdot f_{m,d} = 933 \cdot 2,76 = 25,7 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Kontrola strižnih napetosti:

Strižne napetosti morajo zadostiti naslednjemu pogoju:

$$\sqrt{\left(\frac{v_{x,d,fi}}{v_{R,x,d,fi}}\right)^2 + \left(\frac{v_{y,d,fi}}{v_{R,y,d,fi}}\right)^2} + \frac{m_{xy,d,fi}}{m_{R,xy,d,fi}} + \frac{n_{xy,d,fi}}{n_{R,xy,d,fi}} \leq 1,0$$

$$\sqrt{\left(\frac{19,2}{228,8}\right)^2 + \left(\frac{7,6}{111,9}\right)^2} + \frac{1,8}{17,3} + 0 = 0,21 \leq 1,0 \quad \checkmark$$

kjer so:

$v_{x,d,fi}$	računska prečna sila med normalo in glavno smerjo za požarno projektno stanje
$v_{y,d,fi}$	računska prečna sila med normalo in prečno smerjo za požarno projektno stanje
$m_{xy,d,fi}$	računski torzijski moment v ravnini plošče za požarno projektno stanje
$n_{xy,d,fi}$	računska strižna sila v ravnini plošče za požarno projektno stanje
$v_{R,x,d,fi}$	projektna strižna nosilnost plošče v glavni smeri za požarno projektno stanje
$v_{R,y,d,fi}$	projektna strižna nosilnost plošče v prečni smeri za požarno projektno stanje
$m_{R,xy,d,fi}$	projektna torzijska nosilnost plošče v ravnini plošče za požarno projektno stanje
$n_{R,xy,d,fi}$	projektna strižna nosilnost plošče v ravnini plošče za požarno projektno stanje

Projektna strižna nosilnost plošče v glavni smeri za požarno projektno stanje je določena kot:

$$v_{R,x,d,fi} = \frac{I_{0,net,fi} \cdot b}{S_{R,0,fi}} \cdot f_{V,R,d,fi} = \frac{53400 \cdot 100}{2800} \cdot 0,12 = 228,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Projektna strižna nosilnost plošče v prečni smeri za požarno projektno stanje je določena kot:

$$v_{R,y,d,fi} = \frac{I_{90,net,fi} \cdot b}{S_{R,90,fi}} \cdot f_{V,R,d,fi} = \frac{3733 \cdot 100}{400} \cdot 0,12 = 111,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Projektna torzijska nosilnost plošče v njeni ravnini za požarno projektno stanje je določena kot:

$$m_{R,xy,d,fi} = W_{T,fi} \cdot f_{v,T,d,fi} = 6200 \cdot 0,28 = 17,3 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

10.3 Izkoriščenost elementov konstrukcije v požarnem projektnem stanju

Spodaj so prikazane izkoriščenosti posameznih elementov konstrukcije za požarno projektno stanje.

Preglednica 67: Izkoriščenost stebra $b/h=30/30$ cm za požarno projektno stanje

Element:	Mejno stanje:	Opis:	Izkoriščenost η [%]:
steber $b/h=30/30$ cm	PoPS	• tlačne napetosti	63
			<u>63</u>

Preglednica 68: Izkoriščenost nosilca $b/h=30/80$ cm za požarno projektno stanje

Element:	Mejno stanje:	Opis:	Izkoriščenost η [%]:
nosilec $b/h=30/80$ cm	PoPS	• upogibne napetosti	19
			<u>19</u>

Preglednica 69: Izkoriščenost nosilca $b/h=20/50$ cm za požarno projektno stanje

Element:	Mejno stanje:	Opis:	Izkoriščenost η [%]:
nosilec $b/h=20/50$ cm	PoPS	• upogibne napetosti	33
			<u>33</u>

Preglednica 70: Izkoriščenost križno lepljenih plošč za požarno projektno stanje

Element:	Mejno stanje:	Opis:	Izkoriščenost η [%]:
KHL 240 7ss TL	PoPS	• upogibne napetosti v glavni smeri	18
	PoPS	• upogibne napetosti v pomožni smeri	9
	PoPS	• strižne napetosti	21
			<u>21</u>

Dodatna zaščita nosilnih elementov v primeru standardnega požara R60 ni potrebna. Glede na dobljene rezultate vidimo, da požarno projektno stanje ni merodajno.

11 ZAKLJUČEK

V magistrski nalogi smo izdelali statično in požarno analizo večetažne lesene stavbe katere predvidena lokacije je v Novem mestu. Izbrana je bila lesena okvirna nosilna konstrukcija. Taka vrsta nosilne konstrukcije v večstanovanjski gradnji pri nas ni razširjena, saj je večina objektov izvedena praviloma v armirano betonski obliki. Zato je bil tudi namen tega magistrskega dela podrobneje predstaviti način in postopek projektiranja lesenih večetažnih okvirnih konstrukcij.

Naloga obsega predstavitev in določitev vseh obtežb, ter detajlna analiza in kontrole nosilnih elementov konstrukcije, kot so npr. lepljeni lamelirani leseni stebri in nosilci, jeklene diagonale, armirano betonski temelji in križno lepljena lesena plošča. Vse nosilne elemente, razen križno lepljenih lesenih plošč smo dimenzionirali skladno s standardi Evrokod. Za dimenzioniranje križno lepljenih plošč smo uporabili strokovno literaturo [3] in [4], ki se dodatno navezuje na standarde Evrokod.

Pri potresni analizi konstrukcije smo naleteli na nekaj več težav, saj je trenutno veljavni standard SIST EN 1998-1:2005 za lesene konstrukcije precej pomanjkljiv napram navodilom oz. napotkom analiziranje jeklene in betonske konstrukcije v primeru potresa. Največja težava je bila določitev faktorja obnašanja q , saj nam standard ne podaja točnejših vrednosti za lesene okvirje z jeklenimi centričnimi povezji. Zato smo si tu pomagali s pravili za jeklene konstrukcije. Objekt smo projektirali po pravilih metode načrtovanja nosilnosti, ter zagotovili, da se energija med potresom sipa v nateznih diagonalah. Izbran je bil faktor obnašanja $q = 2$.

Na koncu smo še preverili požarno odpornost ključnih nosilnih elementov stavbe, Zahtevana je bila standardna požarna odpornost R60 in kontrola je bila izvedena z metodo zmanjšane prečne prereza, ki jo podaja standard SIST EN 1995-1-2. Podobno kot pri načrtovanju križno lepljenih plošč pri sobni temperaturi, smo tudi v primeru požarnega projektne stanja pomagali s strokovno literaturo [3] in [4]. Analiza je pokazala, da konstrukcija ustreza požarni odpornosti R60.

Načrtovanje lesenih večetažnih stavb v splošnem ni zapletenejše od načrtovanja betonskih oz. jeklenih stavb, le da je potrebno paziti na določene detajle, ki so posledica uporabe lesa kot so npr. dimenzioniranje stikov, ter potresna in požarna analiza. Upam, da bo pričujoče delo doprineslo k popularnosti lesenih stavb in da bo naloga služila kot pripomoček projektantom pri načrtovanju tovrstnih stavb.

VIRI

- [1] Lopatič, J. 2008. Konstrukcijski sistemi naprednih lesenih konstrukcij. V: Kuzman, M.K. (ur.). Gradnja z lesom – izziv in priložnost za Slovenijo. Ljubljana, Biotehniška fakulteta, Oddelek za lesarstvo.
- [2] Google Maps.
<https://www.google.com/maps/place/8000+Smolenja+Vas/@45.8139598,15.180281,14z/data=!3m1!4b1!4m5!3m4!1s0x4765aaafac9e0ba7:0xdd942d65b2b5c358!8m2!3d45.8144395!4d15.201859>
(Pridobljeno 14.03.2020)
- [3] ProHolz Austria. Cross-Laminated Timber Structural Design.2018.
https://issuu.com/storaenso/docs/cross-laminated_timber_clt_struct
(Pridobljeno 10.08.2019.)
- [4] ProHolz Austria. Cross-Laminated Timber Structural Design Volume 2.2018.
http://www.proholz.at/fileadmin/flippingbooks/crosslaminatedtimber2/17481000_Huebner_Wallner-Novak-II-en.pdf (Pridobljeno 10.08.2019.)
- [5] Ceket, A. 2011. Sanacija podpornih zidov na pokopališču v Smolenji vasi. Žapuže.
<https://www.novomesto.si/mma/-/2018062714381457/>
(Pridobljeno 18.11.2019.)
- [6] KLHdesigner Web 2.2.3
<https://www.klhdesigner.at/> (Pridobljeno 18.11.2019.)
- [7] Ceket, A. 2011. Sanacija podpornih zidov na pokopališču v Smolenji vasi. Žapuže.
<https://www.novomesto.si/mma/-/2018062714381457/>
(Pridobljeno 18.11.2019.)
- [8] Detail Product Information – Panel types
<https://www.klh.at/plattentypen-oberflaechen-kenndaten/> (Pridobljeno 18.02.2020)
- [9] Trim. Q – Air. 2017.
<https://pdf.archiexpo.com/pdf/trimo/q-air-brochure/61363-323078.html>
(Pridobljeno 10.08.2019.)
- [10] Lewi, K., Basaglia, B., Shrestha, R., Crews, K. 2016. The use of cross laminated timber for long span flooring in commercial buildings.
<https://pdfs.semanticscholar.org/f240/2f3e4f47d4ba57cf564f5960f84fd15a0fe0.pdf>
(Pridobljeno 26.01.2020)
- [11] Loss, C., Hossain, A., Tannert, T. 2018. Simple cross-laminated timber shear connections with spatially arranged screws. Elsevier.
<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029618312446>
(Pridobljeno 26.01.2020)
- [12] Parametric Timber Connections for Revit. 2017.
<http://dylanbrowndesigns.com/resources/parametric-timber-connections-for-revit/>
(Pridobljeno 26.01.2020)

- [13] Cloete, E. Heavy Timber and Steel Connections.
<https://www.pinterest.com/pin/507147608037571501/> (Pridobljeno 26.01.2020)
- [14] Marvin, B., Rojas, C. Holmes Structures.
<https://www.holmesstructures.com/portfolio-articles/confidential-corporate-campus/>
(Pridobljeno 26.01.2020)
- [15] Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P. 2001: Potresna nevarnost Slovenije – projektni pospešek tal. Ministrstvo za okolje in prostor.
https://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.html
(Pridobljeno 18.02.2020)
- [16] Plitvo temeljenje. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.
<http://fgg-web.fgg.uni-lj.si/kmtal-gradiva/GR-UNI/F1/PLITVO%20TEMELJENJE.pdf>
(Pridobljeno 29.02.2020)
- [17] Maheri, M., Hadjipour, A. 2003: Experimental investigation and design of steel brace connection to RC frame.
<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029603001627>
(Pridobljeno 18.02.2020)
- [18] Ministrstvo za okolje in prostor. 2019: Tehnična smernica TSG-1-001:2019.
https://www.gov.si/assets/ministrstva/MOP/Dokumenti/Graditev/TSG_1_001_2019_pozarna_varnost.pdf (Pridobljeno 20.06.2020)
- [19] Lopatič, J. 2019: Lesene konstrukcije B – UNI (Študijsko gradivo). Ljubljana.
- [20] Šoštar, M. 2013. Najbolj gozdnata v EU je Švedska, Slovenija je četrta. Delo.
<https://old.delo.si/novice/okolje/najbolj-gozdnata-v-eu-je-svedska-slovenija-je-cetrta.html>
(Pridobljeno 21.06.2020)
- [21] Dlubal Software GmbH. 2020.
<https://www.dlubal.com/en/products/rfem-fea-software/what-is-rfem>
(Pridobljeno 21.06.2020)
- [22] Winter, S., Kreuzinger, H. 2008. The Bad Reichenhall ice-arena collapse and the necessary consequences for wide span timber structures
http://webarchiv.ethz.ch/coste55/Documents/restricted/zagreb/wg3_dietsch_The%20Bad%20Reichenhall%20Ice-Arena%20Collapse.pdf
(Pridobljeno 21.06.2020)
- [23] Les v osmih nadstropjih.
<http://www.cbd.si/raziskave-in-razvoj-2/293-les-v-osmih-nadstropjih> (Pridobljeno 21.06.2020)

- [S1] SIST EN 1991-1-3: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega
- [S2] SIST EN 1991-1-3:2004/oA101: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek
- [S3] SIST EN 1991-1-4: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra
- [S4] SIST EN 1991-1-4:2005/oA101: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba vetra – Nacionalni dodatek
- [S5] SIST EN 1998-1: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe
- [S6] SIST EN 1995-1-1: Projektiranje lesenih konstrukcij – 1.1 del: Splošna pravila in pravila za stavbe
- [S7] SIST EN 1993-1-8: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1.8 del: Projektiranje spojev

UPORABLJENI STANDARDI:

EVROKOD 0:

- SIST EN 1990:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij,
- SIST EN 1990:2004/A101. Evrokod 0: Osnove projektiranja – nacionalni dodatek.

EVROKOD 1:

- 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 1991-1-1/A101:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb – Nacionalni dodatek,
- SIST EN 1991-1-2:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-2. del: Splošni vplivi – Vplivi požara na konstrukcije,
- SIST EN 1991-1-2/A101:2006. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-2. del: Splošni vplivi - vplivi požara na konstrukcije – Nacionalni dodatek,
- SIST EN 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega,
- SIST EN 1991-1-3:2004/oA101:2006. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek
- SIST EN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Obtežba vetra,
- SIST EN 1991-1-4/oA101:2007. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Obtežba vetra – Nacionalni dodatek.

EVROKOD 2:

- SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe,
- SIST EN 1992-1-1/A101:2006. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.

EVROKOD 3:

- SIST EN 1993-1-1:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe,
- SIST EN 1993-1-1/A101:2006. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek,
- SIST EN 1993-1-8:2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-8.del: Projektiranje spojev,
- SIST EN 1993-1-8/A101:2006. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-8.del: Projektiranje spojev – Nacionalni dodatek.

EVROKOD 5:

- SIST EN 1995-1-1:2005. Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij – 1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe,
- SIST EN 1995-1-1/A101:2006. Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij – 1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek,
- SIST EN 1995-1-2:2005. Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij – 1-2.del: Splošna pravila – Projektiranje požarno varnih konstrukcij.

EVROKOD 7:

- SIST EN 1997-1:2005. Evrokod 7: Geotehnično projektiranje – 1. del: Splošna pravila,
- SIST EN 1997-1-1/A101:2006. Evrokod 7: Geotehnično projektiranje – 1. del: Splošna pravila – Nacionalni dodatek.

EVROKOD 8:

- SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe,
- SIST EN 1998-1/oA101:2009. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.

SEZNAM PRILOG

PRILOGA A: Izračun nosilnosti vijakov za spoj med nastavkom HEB 300 in temeljem