

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Pirc, N. 2012. Projektiranje večstanovanjske armiranobetonske stavbe v naselju "Sončni log" v Logatcu. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Bratina, S.): 117 str.

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Pirc, N. 2012. Projektiranje večstanovanjske armiranobetonske stavbe v naselju "Sončni log" v Logatcu. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Bratina, S.): 117 pp.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*

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



UNIVERZITETNI ŠTUDIJ
GRADBENIŠTVA
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

NEJC PIRC

**PROJEKTIRANJE VEČSTANOVANJSKE
ARMIRANOBETONSKE STAVBE V NASELJU "SONČNI
LOG" V LOGATCU**

Diplomska naloga št.: 3276/KS

**DESIGN OF MULTI - RESIDENTAL BUILDING MADE
OF REINFORCED CONCRETE IN COMMUNITY
"SONČNI LOG" IN LOGATEC**

Graduation thesis No.: 3276/KS

Mentor:
doc. dr. Sebastjan Bratina

Predsednik komisije:
izr. prof. dr. Janko Logar

Član komisije:
prof. dr. Boštjan Brank
doc. dr. Živa Kristl
asist. dr. Mitja Košir

Ljubljana, 21. 12. 2012

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisan **Nejc Pirc** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom: **»Projektiranje večstanovanjske armiranobetonske stavbe v naselju »Sončni log« v Logatcu«**.

Izjavljam, da je elektronska različica povsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 4. 12. 2012

Nejc Pirc

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali:

»ta stran je namenoma prazna«

BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	006:624.012.45(497.4Logatec)(043.2)
Avtor:	Nejc Pirc
Mentor:	doc. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. gradb.
Naslov:	Projektiranje večstanovanjske armiranobetonske stavbe v naselju »Sončni log« v Logatcu
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	117 str., 65 pregl., 81 sl., 149 en.
Ključne besede:	projektiranje, Evrokod standardi, PBAB, plošče, stene, prečke, stenasti nosilci, armiran beton

Izvleček:

V diplomski nalogi analiziramo in projektiramo nosilno konstrukcijo večstanovanjske stavbe v Logatcu, zgrajene v letu 2008. Armiranobetonska nosilna konstrukcija je sestavljena iz sten, sten z odprtinami in stenastih nosilcev, ki jih medsebojno povezujejo medetažne polne plošče. Nosilno konstrukcijo projektiramo skladno s standardi Evrokod. Pri tem upoštevamo vplive, ki na konstrukcijo delujejo kot lastna in stalna teža, koristna obtežba, obtežba snega, vetra in potresna obtežba. Pri projektiranju se podrobneje posvetimo le nekaterim značilnim nosilnim elementom. Analizo opravimo s pomočjo idealiziranih računskih modelov, izdelanih v komercialnih programskih orodjih SAFE (medetažna plošča), ETABS (vertikalni nosilni elementi) in SAP (stenasti nosilec). Dimenzioniranje nosilnih elementov izvajamo v skladu z metodo mejnih stanj, pri projektiranju vertikalnih nosilnih elementov pa upoštevamo tudi metodo načrtovanja nosilnosti. Količino izračunane potrebne armature v obravnavanih nosilnih elementih primerjamo s količino vgrajene armature, ki je bila določena na podlagi starih jugoslovanskih predpisov PBAB. Ugotovimo, da je odstopanje med količino potrebne in vgrajene armature v medetažni plošči predvsem posledica natančnosti uporabljenih računskih modelov in različne stopnje vpetja robov plošče v stene. Tudi v obravnavanem stenastem nosilcu vgrajena količina armature odstopa od računsko potrebne armature, določene po Evrokodih. Razlog tiči v enostavnejšem računskem modelu nosilca, ki je bil uporabljen v obstoječi projektni dokumentaciji. Ugotovimo, da je v splošnem vgrajene več armature kot je računsko potrebna po Evrokodih, ni pa vgrajene diagonalne armature na stiku nosilca s steno, ki poteka v prečni smeri. V obravnavani steni brez odprtin je količina vgrajene armature večja od računsko potrebne, ki jo določimo skladno s standardi Evrokod. Nekoliko večje razlike med količinami armatur pa se pojavijo pri obravnavani steni z odprtinami. V delu stene med prečkami je vgrajene manj vertikalne armature, kot smo jo izračunali v skladu z Evrokodi. Tudi količina vgrajene strižne armature v prečki je manjša od tiste, ki smo jo določili v skladu z zahtevami iz Evrokoda. Rezultate projektiranja in dimenzioniranja obravnavanih nosilnih elementov prikazujemo v armaturnih načrtih v dodatku k diplomski nalogi.

»ta stran je namenoma prazna«

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 006:624.012.45(497.4Logatec)(043.2)
Author: Nejc Pirc
Supervisor: Assoc. Prof. Sebastjan Bratina, Ph. D.
Title: Design of multi-residential building made of reinforced concrete in community »Sončni log« in Logatec
Document type: Graduation Thesis-University studies
Scope and tools: 117 p., 65 tab., 81 fig., 149 eq.
Key words: design, Eurocod standards, PBAB regulations, plates, walls, beams, deep beams, reinforced concrete

Abstract:

This thesis presents the design and static analysis of the load-bearing construction, built in 2008 as a part of the multi-residential building. Load-bearing construction is made out of reinforced concrete and consists of walls, walls with openings and deep beams which interconnect with the monolith horizontal plates. The design is carried out in accordance with the current Eurocode standards. The impacts, which affect the building as self-load and permanent loads, imposed loads, snow and wind loads and also seismic effects, are taken into account. When designing the load-bearing construction the focus is on analysis of typical load-bearing elements. Analysis is based on idealized computer models made in commercial programs SAFE (horizontal plate), ETABS (vertical load-bearing elements) and SAP (deep beam). The design of load bearing elements is done by the limit states method. Vertical load-bearing elements were however additionally designed in accordance with capacity design method. The purpose of the thesis is to compare the amount of reinforcement established in accordance with the Eurocode standards with the built-in reinforcement established under the old Yugoslav regulations PBAB. The comparison in the ceiling plate indicates that the deviation in the amount of the necessary and built-in reinforcement is due to differences in the accuracy of computational models. Deviations between built-in and necessary reinforcements in the deep beam are also consequences of a more accurate model used in the thesis. On that account, the amount of built-in reinforcement exceeds the amount of reinforcement established under Eurocodes; however the diagonal hanging reinforcement required in the juncture of transverse wall and deep beam is not built-in. The amount of reinforcement embedded in the wall without openings exceeds the amount of reinforcement defined under Eurocodes. When comparing vertical reinforcement in the wall between beams, we discover that less reinforcement is built-in than required by Eurocodes. Also, the amount of built-in shear reinforcement in the specified beam is smaller than amount calculated in the thesis. Analysis and design results are presented in the reinforcement drawings enclosed at the end of the thesis.

»ta stran je namenoma prazna«

ZAHVALA

Iskreno se zahvaljujem mentorju doc. dr. Sebastjanu Bratini, ki me je s strokovnimi nasveti usmerjal in spodbujal tekom nastajanja diplomske naloge.

Hvala tudi g. Bogomirju Ipavcu in g. Mateju Kosovelu, ki sta mi omogočila vpogled v projektno dokumentacijo.

Zahvaljujem se staršema Majdi in Stojanu ter sestri Ani, ki so mi med študijem vedno stali ob strani. Zahvala gre tudi moji puncu Katji ter prijateljem, brez katerih študentsko obdobje ne bi bilo tako lepo, kot je bilo.

»ta stran je namenoma prazna«

KAZALO VSEBINE

1 UVOD	1
2 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI	2
2.1 Opis konstrukcije	2
2.2 Arhitektura	4
2.3 Uporabljeni materiali.....	6
2.3.1 Beton	6
2.3.2 Jeklo za armiranje.....	8
3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO	9
3.1 Lastna teža.....	9
3.1.1 Nosilne stene	9
3.1.2 Strešne konstrukcije	10
3.1.3 Nadstrešek	14
3.1.4 Stropne konstrukcije.....	14
3.1.5 Stopniščna konstrukcija.....	15
3.2 Koristna obtežba.....	16
3.3 Obtežba snega	17
3.4 Vpliv vetra.....	21
3.4.1 Srednja in osnovna hitrost vetra	22
3.4.2 Tlaki in sile vetra.....	23
3.4.3 Tlaki in sile vetra na zunanje ploskve stavbe	24
3.4.4 Tlak vetra na notranje površine oboda stavbe	34
3.4.5 Kombinacija zunanjega in notranjega tlaka na zunanje površine stavbe	35
3.4.6 Učinek trenja vetra	38
3.5 Potresni vpliv	40
4 PROJEKTIRANJE ZNAČILNE MEDETAŽNE PLOŠČE	43
4.1 Splošno.....	43
4.2 Projektiranje po metodi mejnih stanj	43
4.2.1 Mejno stanje nosilnosti.....	43
4.2.2 Mejno stanje uporabnosti (MSU).....	46
4.3 Računski model.....	47
4.4 Dimenzioniranje vzdolžne armature plošče	51
4.4.1 Rezultati računskega modela.....	51
4.4.2 Kontrola količine potrebne armature.....	53
4.5 Kontrola povosov	54

4.5.1 Ocena razpokanosti prečnega prereza	54
4.5.2 Metode računa	55
5 PROJEKTIRANJE VERTIKALNIH NOSILNIH ELEMENTOV	57
5.1 Splošno	57
5.2 Projektiranje na mejna stanja nosilnosti (MSN)	57
5.2.1 Kombinacije vplivov	57
5.3 Računski model	59
5.3.1 Modeliranje stavbe	59
5.3.2 Masa konstrukcije in središča togosti posamezne etaže	62
5.3.3 Pravilnost konstrukcije	64
5.3.4 Faktor obnašanja q	68
5.3.5 Identifikacija tipa tal	70
5.3.6 Projektni spekter odziva	70
5.3.7 Nihajni časi konstrukcije in sodelujoče mase ter kombinacija vplivov	72
5.4 Projektiranje duktilne stene brez odprtin	73
5.4.1 Predstavitev obravnavane stene	73
5.4.2 Vpliv prirobnic na dimenzioniranje stene	74
5.4.3 Omejitve pri uporabi materialov	75
5.4.4 Geometrijske omejitve za duktilne stene	76
5.4.5 Projektne obremenitve v steni	76
5.4.6 Dimenzioniranje armature	78
5.5. Projektiranje stene z odprtinami	83
5.5.1 Predstavitev obravnavane stene z odprtinami	83
5.5.2 Projektne obremenitve v steni z odprtinami zaradi stalnega in potresnega vpliva	85
5.5.3 Projektiranje stene X_{Zun}	86
5.5.4 Projektiranje prečke CS3	90
6 PROJEKTIRANJE STENASTEGA NOSILCA	97
6.1 Splošno	97
6.2 Predstavitev obravnavanega stenastega nosilca	97
6.3 Projektiranje na mejna stanja nosilnosti (MSN)	98
6.3.1 Račun obtežbe stenastega nosilca	98
6.3.2 Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja	100
6.4 Računski model stenastega nosilca	101
6.4.1 Obremenitve	101
6.5 Dimenzioniranje	103
6.5.1 Vzdolžna armatura	103

6.5.2	Armatura za obešanje na spodnjem robu	103
6.5.3	Diagonalna armatura ob levi podpori.....	104
6.5.4	Ortogonalna armatura.....	104
6.5.5	Kontrola tlačnih razpor.....	105
7	PRIMERJAVA REZULTATOV EVROKOD STANDARDOV IN PBAB	106
7.1	Medetažna plošča	106
7.1.1	Spodnja armatura.....	106
7.1.2	Zgornja armatura.....	107
7.2	Vertikalni nosilni elementi	109
7.2.1	Stena brez odprtin.....	109
7.2.2	Stena z odprtinami.....	109
7.3	Stenasti nosilec.....	112
8	ZAKLJUČEK.....	113
VIRI.....		115

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Lastna teža zunanje nosilne stene	10
Preglednica 2: Lastna teža notranje nosilne stene	10
Preglednica 3: Lastna teža strešne konstrukcije nad mansardama	11
Preglednica 4: Lastna teža poševne strehe nad neizkoriščenim podstrešjem	12
Preglednica 5: Lastna teža ravne strehe.....	13
Preglednica 6: Lastna teža nadstreška	14
Preglednica 7: Lastna teža stropne konstrukcije nad bivalnimi prostori z izjemo kopalnic.....	15
Preglednica 8: Lastna teža stropne konstrukcije nad hodnikom s stopniščem	15
Preglednica 9: Lastna teža stopniščne konstrukcije.....	16
Preglednica 10: Karakteristične vrednosti koristnih obtežb	17
Preglednica 11: Oblikovna koeficienta obtežbe snega (Preglednica 5.2, SIST EN 1991-1-3:2004, str. 15).....	19
Preglednica 12: Vrednosti obtežbe snega za različne primere nakopičenja snega	20
Preglednica 13: Temeljne vrednosti osnovne hitrosti vetra $v_b, 0$ (Priručnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih, str. 1-69)	23
Preglednica 14: Koeficienti zunanje tlaka c_{pe} in vetrna obtežba na zunanje stene pri delovanju vetra v smeri osi X za referenčno višino $z_e = h$	28
Preglednica 15: Koeficienti zunanje tlaka c_{pe} in vetrna obtežba na zunanje stene pri delovanju vetra v smeri osi X za referenčno višino $z_e = b$	29
Preglednica 16: Koeficienti zunanje tlaka c_{pe} in vetrna obtežba na zunanje stene pri delovanju vetra v smeri osi Y.....	30
Preglednica 17: Koeficienti zunanje tlaka c_{pe} in vetrna obtežba na dvokapno streho pri delovanju vetra v smeri osi X.....	32
Preglednica 18: Koeficienti zunanje tlaka c_{pe} in vetrna obtežba na dvokapno streho pri delovanju vetra v smeri osi Y.....	33
Preglednica 19: Koeficienti zunanje tlaka c_{pe} in vetrna obtežba na ravne strehe pri delovanju vetra v smereh osi X in Y	34
Preglednica 20: Koeficienti notranje tlaka in obtežba vetra	35
Preglednica 21: Kombinacija zunanje in notranje tlaka na zunanje stene do višine $z_e = h$ pri vetru v smeri osi X.....	36
Preglednica 22: Kombinacija zunanje in notranje tlaka na zunanje stene do višine $z_e = b$ pri vetru v smeri osi X.....	36
Preglednica 23: Kombinacija zunanje in notranje tlaka na dvokapno streho pri vetru v smeri osi X	36
Preglednica 24: Kombinacija zunanje in notranje tlaka za ravne strehe pri vetru v smeri osi X... 37	37

Preglednica 25: Kombinacija zunanjšega in notranjšega tlaka za zunanje stene stavbe pri vetru v smeri osi Y	37
Preglednica 26: Kombinacija zunanjšega in notranjšega tlaka na dvokapno streho pri vetru v smeri osi Y	37
Preglednica 27: Kombinacija zunanjšega in notranjšega tlaka za ravne strehe pri vetru v smeri osi Y... ..	38
Preglednica 28: Razlaga površin označenih na Sliki 36.....	39
Preglednica 29: Upoštevani vplivi pri analizi medetažne plošče	44
Preglednica 30: Vrednosti delnih faktorjev za stalni in spremenljivi vpliv pri različnem načinu delovanja vpliva	45
Preglednica 31: Vrednosti kombinacijskih faktorjev ψ_0 in ψ_2 pri upoštevanih spremenljivih vplivih	45
Preglednica 32: Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja v mejnem stanju nosilnosti	46
Preglednica 33: Kombinacije vplivov za navidezno stalna projektna stanja.....	47
Preglednica 34: Maksimalne in minimalne projektne vrednosti momentov v plošči (mejna stanja nosilnosti).....	49
Preglednica 35: Maksimalni upogibni momenti M_{11} in M_{22} v plošči pri navidezno stalni obtežni kombinaciji in kontrola razpokanosti prereza	55
Preglednica 36: Upoštevani vplivi pri analizi vertikalnih nosilnih elementov.....	58
Preglednica 37: Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja v mejnem stanju nosilnosti	58
Preglednica 38: Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja.....	59
Preglednica 39: Priporočene vrednosti faktorjev ψ_2 za stavbe (SIST EN 1991-1-2004).....	62
Preglednica 40: Vrednosti φ za račun $\psi E, i$ (Preglednica 4.2, str. 45, SIST EN 1998-1:2005)	62
Preglednica 41: Masno središče in primerjava mas v posamezni etaži.....	64
Preglednica 42: Ugotavljanje pravilnosti po višini obravnavane stavbe.....	65
Preglednica 43: Masno in togostno središče ter ekscentričnost mase i -te etaže.....	66
Preglednica 44: Pomiki in zasuki etaž zaradi delovanja sile oz. momenta v togostnem središču posamezne etaže	67
Preglednica 45: Translacijski ($K_{FX, i}$ in $K_{FY, i}$) in torzijska togost ($K_{M, i}$) ter torzijski polmeri (r_X in r_Y) posamezne etaže	67
Preglednica 46: Kontrola ekscentričnosti konstrukcije po posamezni etaži	67
Preglednica 47: Masa, masni vztrajnostni polmer [MMI] in vztrajnostni polmer l_s posamezne etaže	68
Preglednica 48: Kontrola pogoja minimalne torzijske togosti	68
Preglednica 49: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja q_0 za sisteme, ki so pravilni po višini.....	69
Preglednica 50: Nihajni časi konstrukcije in sodelujoči deleži mas.....	73
Preglednica 51: Obremenitve obravnavane stene na mestu vpetja v temelj za potresna ter stalna in začasna projektna stanja.....	76

Preglednica 52: Izbrana vertikalna armatura po višini stene	79
Preglednica 53: Izbrana strižna armatura po višini stene	82
Preglednica 54: Projektne vrednosti obremenitev v delu stene CP2 v potresnih oziroma stalnih in začasnih projektnih stanjih	85
Preglednica 55: Projektne vrednosti obremenitev v prečki CS3 v potresnih oziroma stalnih in začasnih projektnih stanjih	86
Preglednica 56: Izbrana vertikalna armatura po višini stene	88
Preglednica 57: Največje $V_{Ed, max}$ in najmanjše prečne sile $V_{Ed, min}$ v krajiščih obravnavane prečke	94
Preglednica 58: Upoštevani vplivi pri analizi stenastega nosilca	98
Preglednica 59: Kombinacije vplivov za stalna inčasna projektna stanja v mejnem stanju nosilnosti	101
Preglednica 60: Primerjava količine spodnje armature, določene po Evrokod standardih, in vgrajene armature, ki je bila določena po PBAB	107
Preglednica 61: Primerjava količin zgornje armature medetažne plošče določene po Evrokod standardih in vgrajene armature, ki je bila določena po PBAB	108
Preglednica 62: Primerjava količin armature v prečni steni brez odprtin, določene po Evrokod standardih, ter vgrajene armature, ki je bila določena po PBAB	109
Preglednica 63: Primerjava količin armature v samostojni steni X_{Zun} določene po Evrokod standardih ter vgrajene armature določene po PBAB	110
Preglednica 64: Primerjava količin armature v desnem krajišču prečke, določene po Evrokod standardih, ter vgrajene armature, določene po PBAB	111
Preglednica 65: Primerjava količin armature v stenastem nosilcu, določene po Evrokod standardih, ter vgrajene armature, določene po PBAB	112

KAZALO SLIK

Slika 1: Naselje "Sončni log"	2
Slika 2: Blok 6, stanovanjsko naselje "Sončni log", vzhodna fasada.....	2
Slika 3: Blok 6, stanovanjsko naselje "Sončni log", južna fasada.....	3
Slika 4: Blok 6, stanovanjsko naselje "Sončni log", zahodna fasada.....	3
Slika 5: Blok 6, stanovanjsko naselje "Sončni log", severna fasada	3
Slika 6: Tloris pritličja	4
Slika 7: Tloris nadstropja	4
Slika 8: Prerez 1-1	5
Slika 9: Prerez 2-2	5
Slika 10: Prerez zunanje nosilne stene	9
Slika 11: Prerez notranje nosilne stene.....	10
Slika 12: Prerez strehe nad mansardama.....	11
Slika 13: Prerez strehe nad neizkoriščenim podstrešjem	12
Slika 14: Prerez ravne strehe	13
Slika 15: Prečni prerez nadstreška	14
Slika 16: Tipična stropna konstrukcija nad bivalnimi prostori	14
Slika 17: Stropna konstrukcija nad hodnikom s stopniščem.....	14
Slika 18: Prečni prerez stopniščne konstrukcije.....	15
Slika 19: Obtežba snega na tleh na nadmorski višini $A = 0$ m (SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008, str. 4)	18
Slika 20: Oblikovni koeficient obtežbe snega pri dvokapnici (SIST EN 1991-1-3:2004, str. 16).....	20
Slika 21: Vrednosti obtežbe snega na strehi za tri primere nakopičenja snega.....	21
Slika 22: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra $v_b, 0$ (SIST EN 1991-1-4:2005/oA101:2007, str. 5)	22
Slika 23: Shematičen prikaz kategorije terena II (SIST EN 1991-1-4, dodatek A, str. 79)	25
Slika 24: Prikaz pozitivnih in negativnih koeficientov zunanjega pritiska (Slika 5.1, SIST EN 1991-1-4:2005, str. 22)	26
Slika 25: Shematičen prikaz delovanja vetra na obravnavano stavbo (tloris tipičnega nadstropja).....	27
Slika 26: Referenčne višine z_e v odvisnosti od h , b in profilov tlakov vetra (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 29)	27
Slika 27: Razdelitev zunanjih sten na cone pri vetru v smeri osi X.....	28
Slika 28: Referenčne višine z_e v odvisnosti od h , b in profilov tlakov vetra (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 29)	29
Slika 29: Razdelitev zunanjih sten na cone pri vetru v smeri osi Y.....	30
Slika 30: Shematičen prikaz tlorisa strešne konstrukcije obravnavanega stavbe.....	31
Slika 31: Razdelitev dvokapne strešne konstrukcije na cone pri vetru v smeri osi X.....	31

Slika 32: Razdelitev dvokapne strešne konstrukcije na cone pri vetru v smeri osi Y	32
Slika 33: Shematičen prikaz položaja in dimenzij ravnih strešnih konstrukcij obravnavane stavbe ter njihove razdelitve na cono F.....	33
Slika 34: Koeficienti notranjega tlaka za enakomerno razporejene odprtine (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 44).....	34
Slika 35: Tlaki na ploskve (Slika 5.1, SIST EN 1991-1-4:2005, str. 22)	35
Slika 36: Oznake površin ploskev po posameznih straneh stavbe	38
Slika 37: Karta potresne nevarnosti Slovenije - projektni pospešek tal (ARSO, 2001)	41
Slika 38: Shematičen prikaz razporeditve koristne obtežbe po površini obravnavane plošče	44
Slika 39: Ravninski model za analizo plošče nad pritličjem	47
Slika 40: : Ovojnica minimalnih (levo) in maksimalnih (desno) upogibnih momentov M_{11} na polovici plošče (upoštevamo simetrijo plošče).....	48
Slika 41: Ovojnica minimalnih (levo) in maksimalnih (desno) upogibnih momentov M_{22} na polovici plošče (upoštevamo simetrijo plošče).....	48
Slika 42: Ovojnica minimalnih (levo) in maksimalnih (desno) torzijskih momentov M_{12} na polovici plošče (upoštevamo simetrijo plošče).....	49
Slika 43: Računski model dela plošče za račun upogibnih obremenitev v polju z uporabo Hahnovih tabel (1970).....	49
Slika 44: Potrebna spodnja armatura v smeri osi X.....	52
Slika 45: Potrebna spodnja armatura v smeri osi Y	52
Slika 46: Potrebna zgornja armatura v smeri osi X	52
Slika 47: Potrebna zgornja armatura v smeri osi Y	53
Slika 48: Prečni prerez plošče ter potek deformacij po višini pri osno upogibni obremenitvi	53
Slika 49: Prostorski računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov v programu ETABS, pogled iz spodnje strani	60
Slika 50: Prostorski računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov v programu ETABS, pogled iz zgornje strani	61
Slika 51: Kriterij za ugotavljanje pravilnosti po višini (str. 44 standarda EC8, Slika 4.1).....	65
Slika 52: Elastični in projektni spekter odziva za smer X	71
Slika 53: Elastični in projektni spekter za smer Y	72
Slika 54: Položaj obravnavane stene v tlorisu konstrukcije	74
Slika 55: Prečni prerez obravnavane stene skupaj s prirobnicami.....	74
Slika 56: Objeti robni element ni potreben na koncu stene z veliko prirobnico (SIST EN 1998-1:2005, str. 85).....	75
Slika 57: Projektni upogibni moment M_{Ed} , prečna sila V_{Ed} in osna sila N_{Ed} v steni pri potresni obtežni kombinaciji	77
Slika 58: Modificiran potek projektne prečne sile po višini obravnavane stene	78

Slika 59: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza stene 44P1 na mestu vpetja, izdelan s pomočjo programa GaLa Reinforcement 4.1(AEC Ltd.)	80
Slika 60: Položaj stene z odprtinami v tlorisu konstrukcije	83
Slika 61: Stena z odprtinami v osi C4	84
Slika 62: Razporeditev elementov v steni, združenih s funkcijama "Pier" in "Spandrel"	84
Slika 63: Projektne obremenitve v steni in prečkah obravnavane stene z odprtinami	85
Slika 64: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza stene X_{Zun} , izdelan v programu GaLa Reinforcement 4.1(AEC Ltd.)	88
Slika 65: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza prečke CS3 v programu GaLa Reinforcement 4.1(AEC Ltd.)	92
Slika 66: Velikost prečnih sil v prečkah, ki jih določimo s postopkom načrtovanja nosilnosti (Slika 5.1, SIST EN 1998-1:2005, str. 74)	93
Slika 67: Mehanizma prenosa obremenitev v stenastem nosilcu in potek napetosti po višini	97
Slika 68: Lega stenastega nosilca v tlorisu pritličja ter nadstropja (sliki levo, enote v m) ter prečni prerez v osi 42 (slika desno, enote v m)	98
Slika 69: Vplivno območje in upoštevana obtežba stenastega nosilca s stropne plošče nad pritličjem	99
Slika 70: Vplivno območje in upoštevana obtežba stenastega nosilca s stropne plošče nad nadstropjem	99
Slika 71: Vplivno območje in upoštevana obtežba stenastega nosilca s stropne plošče nad prvo mansardo	100
Slika 72: Vplivno območje in upoštevana obtežba stenastega nosilca s strehe	100
Slika 73: Prostorski računski model stenastega nosilca v programu SAP (Computers and Structures Inc., 2007)	101
Slika 74: Potek vzdolžnih (σ_{11}) ter prečnih napetosti (σ_{22}) po stenastem nosilcu zaradi ovojnice kombinacij stalnih ter začasnih projektnih stanj	102
Slika 75: Potek napetosti σ_{11} [kN/cm ²] po višini stenastega nosilca v prečnem prerezu ob levi podpori, na sredini razpetine ter ob desni podpori	102
Slika 76: Potek napetosti σ_{22} [kN/cm ²] vzdolž stenastega nosilca v prečnem prerezu na višini $z = 20,6$ cm oziroma	103
Slika 77: Trajektorije tlačnih in nateznih napetosti v stenastem nosilcu, ki se opira na steno (Leonhardt, 1977)	104
Slika 78: Projektna trdnost tlačne razpore v primeru prečnih nategov (Slika 6.24, SIST EN 1992-1-1:2005, str. 109)	105
Slika 79: Razdelitev pozicij medetažne plošče pri primerjavi spodnje armature	106
Slika 80: Razdelitev pozicij medetažne plošče pri obravnavi zgornje armature	107
Slika 81: Razporeditev armature v steni X_{Zun} , določene po PBAB oziroma po Evrokod standardih ..	111

»ta stran je namenoma prazna«

1 UVOD

V diplomski nalogi obravnavamo nosilno konstrukcijo armiranobetonske (v nadaljevanju AB) stavbe, zgrajene leta 2008 v Logatcu. Nosilno konstrukcijo stavbe sestavljajo vertikalni nosilni elementi, to so konzolne stene in stene z odprtinami, horizontalne medetažne polne AB plošče in stenasti nosilci. Nosilna konstrukcija stavbe je bila projektirana in konstruirana še po starih jugoslovanskih predpisih za beton in armirani beton (PBAB).

Projektiranje izvajamo skladno s trenutno veljavnimi standardi Evrokod, katerih uporaba je, v skladu s Pravilnikom o mehanski odpornosti in stabilnosti, obvezna od 1. 1. 2008. Ker novi standardi podajajo bistveno strožje zahteve glede projektiranja objektov, želimo v diplomski nalogi preveriti varnost zgrajene stavbe. Pri tem se osredotočimo na projektiranje značilnih nosilnih elementov konstrukcije. Projektiranje izvajamo po metodi mejnih stanj.

Vplive na stavbo aproksimiramo z neposredno nadomestno obtežbo. Upoštevamo, da na stavbo delujejo stalni vplivi (lastna ter stalna teža), spremenljivi vplivi (obtežba snega, vetra in koristna obtežba) ter potresni vpliv. Mejna stanja kritičnih prerezov preverjamo ob ustreznih kombinacijah vplivov. V mejnem stanju nosilnosti tvorimo kombinacije za stalna in začasna ter potresna projektna stanja, v mejnih stanjih uporabnosti pa karakteristične, pogoste in navidezno stalne kombinacije vplivov.

Projektne obremenitve v konstrukciji določimo s pomočjo idealiziranih računskih modelov, zasnovanih na metodi končnih elementov. Za modeliranje uporabimo komercialna programska orodja ETABS, SAFE in SAP (vsi Computers and Structures, Inc.). Pri tem materialne in geometrijske karakteristike stavbe ocenimo oziroma določimo s pomočjo obstoječe projektne dokumentacije.

Izbrane nosilne elemente projektiramo tako, da v njih ne pride do prekoračitve mejnih stanj in da je hkrati zadoščeno ekonomičnim zahtevam o projektiranja objektov. Ker je stavba zgrajena na potresnem območju, moramo zagotoviti ustrezno lokalno in globalno duktilnost nosilne konstrukcije. To dosežemo z upoštevanjem metode načrtovanja nosilnosti.

Rezultate projektiranja po postopkih iz Evrokod standardov primerjamo z rešitvami iz obstoječe projektne dokumentacije, kjer je bila stavba projektirana po predpisih PBAB. V zaključku diplomske naloge analiziramo in utemeljimo razlike med rezultati projektiranja ter ocenimo, če nosilna konstrukcija zgrajene stavbe ustreza novi zakonodaji. Rezultate projektiranja podajamo v obliki armaturnih načrtov, ki so priloženi v dodatku k diplomski nalogi.

2 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI

2.1 Opis konstrukcije

Predmet obravnave diplomskega dela je blok 6 v stanovanjskem naselju Sončni log v Logatcu. Naselje sestavlja sedem stanovanjskih stavb podobnih tlorisnih dimenzij, ki so bile zgrajene v letih 2005 in 2008. Naselje prikazujemo na Sliki 1.



Slika 1: Naselje "Sončni log"

Obravnavani blok je tlorisno skoraj pravokotne oblike z dimenzijami $34,4\text{ m} \times 11,9\text{ m}$ in višine $13,6\text{ m}$. Ima pet etaž: pritličje, nadstropje, dve mansardi in neizkoriščeno podstrešje. Pokrit je s kombinacijo dvokapne strešne konstrukcije naklona 45° in šestih manjših ravnih streh, katerih nosilna konstrukcija je zgrajena deloma iz AB plošč (obe mansardi), deloma iz lesenih tramov (podstrešje), sidranih v AB ploščo. Stropna konstrukcija je izvedena kot polna AB plošča, debeline 18 cm . Obremenitve se vertikalno prenašajo iz medetažnih plošč preko AB sten debelin 15 cm in 20 cm na pasovne temelje dimenzij $80 \times 80\text{ cm}$ ter v temeljna tla. Ocenjena dopustna nosilnost temeljnih tal je $\sigma_{\text{dop}} = 200\text{ kN/m}^2$. Na Slikah od 2 do 5 prikazujemo pogled na obravnavano stavbo iz vseh smeri.



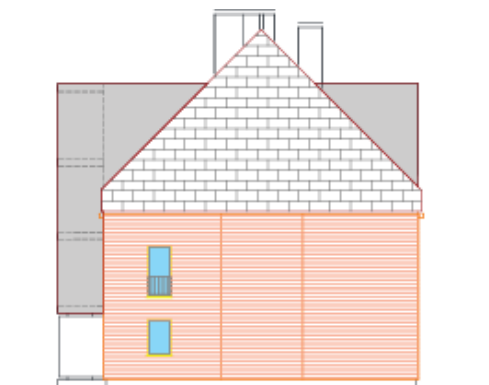
Slika 2: Blok 6, stanovanjsko naselje "Sončni log", vzhodna fasada



Slika 3: Blok 6, stanovanjsko naselje "Sončni log", južna fasada



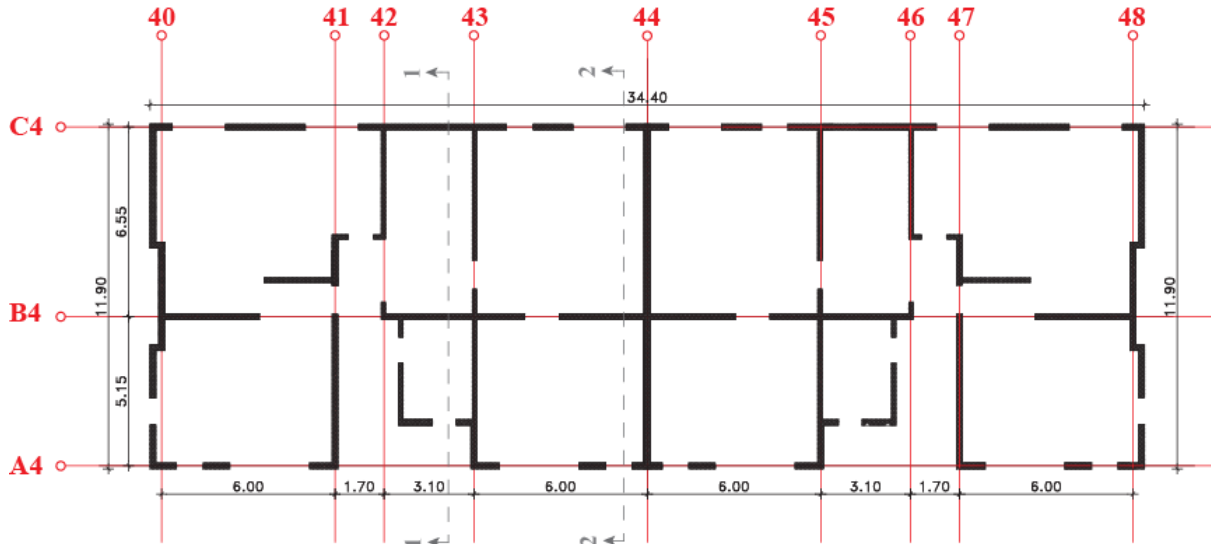
Slika 4: Blok 6, stanovanjsko naselje "Sončni log", zahodna fasada



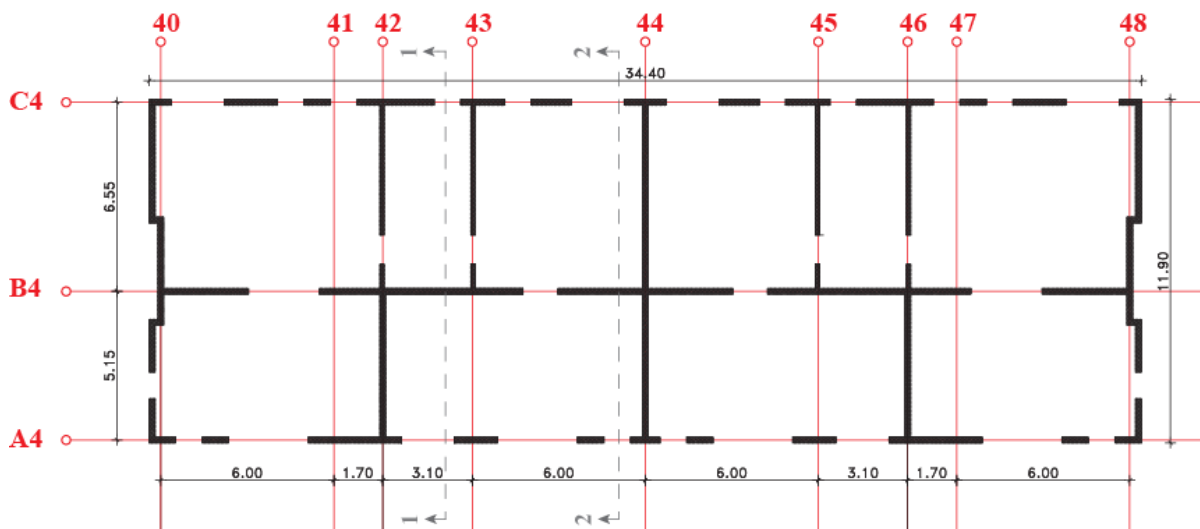
Slika 5: Blok 6, stanovanjsko naselje "Sončni log", severna fasada

2.2 Arhitektura

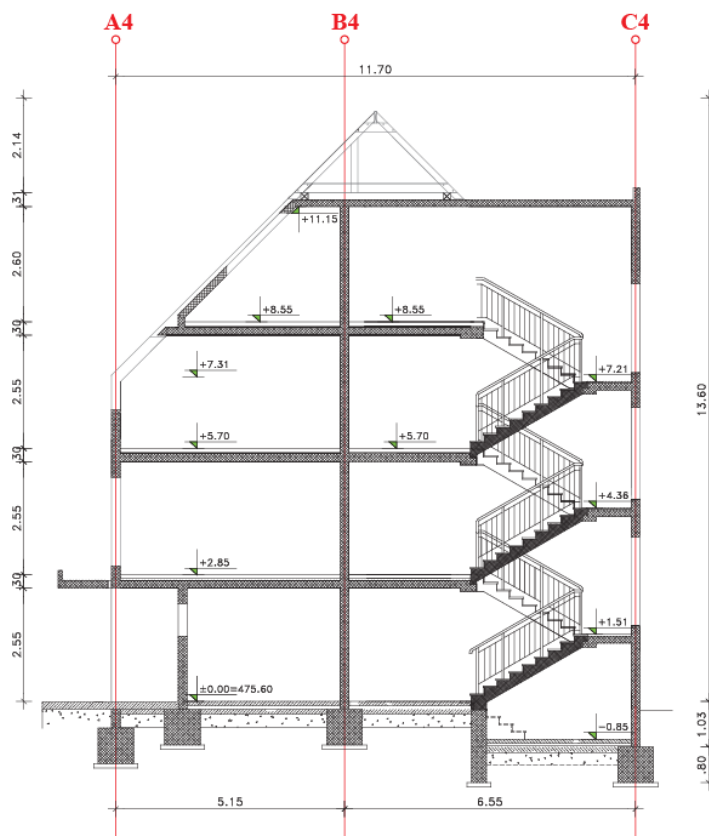
Tloris pritličja in nadstropja z razporeditvijo AB sten ter prečna prereza 1-1 in 2-2 prikazujemo na Slikah od 6 do 9.



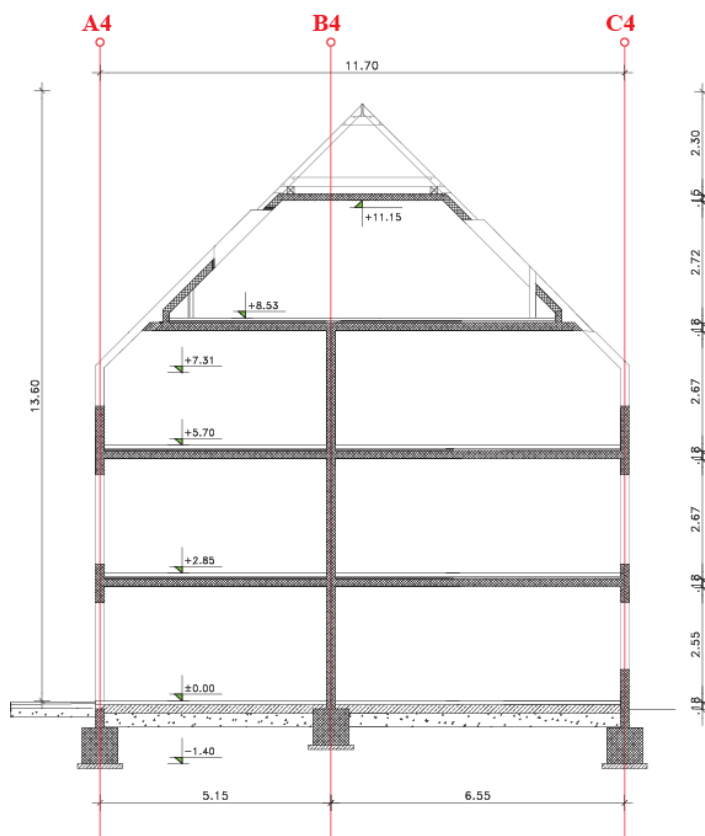
Slika 6: Tloris pritličja



Slika 7: Tloris nadstropja



Slika 8: Prerez 1-1



Slika 9: Prerez 2-2

2.3 Uporabljeni materiali

2.3.1 Beton

V obstoječi projektni dokumentaciji je bilo projektiranje AB konstrukcije stavbe izvedeno z uporabo mehanskih lastnosti betona trdnostnega razreda MB30 (JUS). V računski analizi konstrukcije upoštevamo beton trdnostnega razreda C25/30, ki je po mehanskih karakteristikah enakovreden betonu trdnostnega razreda marke MB30. V nadaljevanju podajamo trdnostne, deformacijske in mehanske lastnosti uporabljenega betona:

- karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona, določenega na valju: $f_{ck} = 25$ MPa,
- karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona, določenega na kocki: $f_{ck,cube} = 30$ MPa,
- srednja vrednost osne natezne trdnosti betona: $f_{ctm} = 2,6$ MPa,
- karakteristična osna natezna trdnost betona (na podlagi 5 % fraktil):

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 18 \text{ MPa},$$

- modul elastičnosti $E_{cm} = 31$ GPa,
- poissonov količnik: $\nu = 0,2$,
- specifična gostota (armiran beton): $\gamma_c = 25$ kN/m³.

2.3.1.1 Krovni sloj betona

Pri projektiranju trajnih betonskih objektov je ključnega pomena, da jekleno armaturo primerno zaščitimo pred korozijskimi vplivi. Korozijska zaščita jeklene armature je odvisna od gostote in kakovosti krovnega sloja betona, ki ju dosežemo s primernim vodocementnim faktorjem in najmanjšo količino cementa, ter debeline krovnega sloja betona. Po definiciji iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005 je to razdalja od površine armature, ki je najbližja betonski površini, do te betonske površine. Nazivno debelino krovnega sloja betona c_{nom} določimo po izrazu (točka 4.4.1.1(2)P, SIST EN 1992-1-1:2005):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}. \quad (2.1)$$

Pri tem je c_{min} najmanjša debelina krovnega sloja, Δc_{dev} pa dovoljeno projektno odstopanje.

Z najmanjšo debelino krovnega sloja c_{min} moramo doseči varen prenos sidrskih sil, zaščito jekla proti koroziji in ustrezno požarno odpornost. Upoštevati moramo večjo izmed vrednosti, ki sta potrebni glede na zahteve sprijemnosti in glede pogojev okolja in sicer:

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 1,0 \text{ cm} \}, \quad (2.2)$$

kjer je $c_{min,b}$ najmanjša debelina krovnega sloja betona glede na zahteve sprijemnosti, $c_{min,dur}$ najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja, $\Delta c_{dur,\gamma}$ dodatni varnostni sloj, $\Delta c_{dur,st}$

zmanjšanje najmanjše debeline krovnega sloja pri uporabi nerjavnega jekla in $\Delta c_{dur,add}$ zmanjšanje najmanjše debeline krovnega sloja pri uporabi dodatne zaščite.

Da zagotovimo varen prenos sidrnih sil in ustrezno zgostitev betona, najmanjša debelina krovnega sloja ne sme biti manjša od:

$$c_{min,b} = \Phi_{palice}, \quad (2.3)$$

kjer je Φ_{palice} premer posamično razvrščenih palic.

Najmanjša debelina krovnega sloja betona glede na pogoje okolja $c_{min,dur}$ je odvisna od razreda izpostavljenosti konstrukcije in razreda konstrukcije. Vrednosti za krovni sloj armature v betonu običajne teže so podane v Preglednici 4.4N (točka 4.4.1.2(5), SIST EN 1992-1-1:2005, str. 53).

Debelino krovnega sloja betona je potrebno, če tako predvideva nacionalni dodatek k standardu, povečati za dodatni varnostni sloj $\Delta c_{dur,\gamma}$. Priporočena vrednost je $\Delta c_{dur,\gamma} = 0$ mm. Podobno je v omenjenem nacionalnem dodatku podana vrednost za $\Delta c_{dur,st} = 0$ mm in $\Delta c_{dur,add} = 0$ mm.

Pri projektiranju moramo upoštevati tudi odstopanje Δc_{dev} , ki ga prištejemo najmanjši debelini krovnega sloja betona c_{min} . Priporočena vrednost iz zgoraj omenjenenega nacionalnega dodatka je $\Delta c_{dev} = 10$ mm.

Na podlagi vpogleda v obstoječe armaturne načrte predvidimo, da premer najdebelejše uporabljene armaturne palice ne bo večji od $\Phi_{palice} = 18$ mm. Tako je po enačbi (2.3):

$$c_{min,b} = 1,8 \text{ cm.}$$

Pri določanju najmanjše debeline krovnega sloja betona glede na pogoje okolja $c_{min,dur}$, konstrukcijo uvrstimo v razred S4, ki je priporočen razred za konstrukcije z življenjsko dobo 50 let. Glede na vrsto okolja, beton razvrstimo v razred XC1, ki ustreza betonu v stavbah, z nizko vlažnostjo zraka. V skladu s Preglednico 4.4N je:

$$c_{min,dur} = 1,5 \text{ cm.}$$

Ob upoštevanju vseh količin, je najmanjša debelina krovnega sloja betona (enačba (2.2)):

$$c_{min} = \max \{1,8 \text{ cm}; 1,5 \text{ cm}; 1,0 \text{ cm}\} = 1,8 \text{ cm.}$$

Nominalna debelina krovnega sloja betona c_{nom} je torej:

$$c_{nom} = 1,8 \text{ cm} + 1,0 \text{ cm} = 2,8 \text{ cm.}$$

2.3.1.2 Projektne vrednosti tlačne in natezne trdnosti betona

Projektne vrednosti tlačne in natezne trdnosti betona določimo v skladu s poglavjem 3.1.6 iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005. Projektno tlačno trdnost betona f_{cd} izračunamo po enačbi:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C, \quad (2.4)$$

kjer je α_{cc} koeficient, ki upošteva dolgotrajne učinke obtežbe in neugodne učinke načina nanosa obtežbe na tlačno trdnost betona, γ_C je delni varnostni faktor za beton in f_{ck} pa karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona, določenega na valju.

Nacionalni dodatek SIST EN 1992-1-1:2005/A101:2006 priporoča vrednost $\alpha_{cc} = 1,0$. Delni varnostni faktorji za materiale v mejnem stanju nosilnosti so podani v Preglednici 2.1N (SIST EN 1992-1-1:2005, str. 28). Predpisana vrednost delnega varnostnega koeficienta za beton je $\gamma_C = 1,5$. Projektna tlačna trdnost betona torej je:

$$f_{cd} = 1,0 \cdot \frac{2,5 \text{ kN}}{1,5 \text{ cm}^2} = 1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Projektno natezno trdnost betona f_{ctd} pa izračunamo z izrazom:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05} / \gamma_C, \quad (2.5)$$

kjer je α_{ct} koeficient, ki upošteva učinke trajanja in neugodne učinke nanosa obtežbe na natezno trdnost (nacionalni dodatek podaja priporočeno vrednost $\alpha_{ct} = 1,0$), $f_{ctk,0,05}$ pa je karakteristična osna natezna trdnost betona na podlagi 5 % fraktila. Projektna natezna trdnost betona f_{ctd} je tako:

$$f_{ctd} = 1,0 \cdot 1,8 / 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 1,2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

2.3.2 Jeklo za armiranje

Iz obstoječe projektne dokumentacije razberemo, da sta bila v konstrukciji uporabljena dva tipa armature: MA 500/560 in BSt 500S; oba trdnostnega razreda S500. Mehanske lastnosti jekla S500 po SIST EN 1992-1-1:2005 so:

- karakteristična meja elastičnosti: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$,
- natezna trdnost: $f_t = 500 \text{ MPa}$,
- modul elastičnosti: $E_s = 200 \text{ GPa}$ in
- specifična gostota: $\gamma_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$.

3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

Vplive na konstrukcijo določimo v skladu z navodili Evrokodov 1 in 8. Glede na časovno spremenljivost splošne vplive delimo na stalne in spremenljive. Lastna teža in stalna teža (stalni vpliv) ter koristna obtežba (spremenljivi vpliv) so določene po navodilih standarda SIST EN 1991-1-1:2004, obtežba vetra (spremenljivi vpliv) po navodilih standarda SIST EN 1991-1-4:2004 in obtežba snega (spremenljivi vpliv) po navodilih standarda SIST EN 1991-1-3:2004. Potresna obtežba je določena po navodilih standarda SIST EN 1998-1:2005. Za določitev merodajnih projektnih učinkov vplivov moramo vplive medsebojno ustrezno kombinirati.

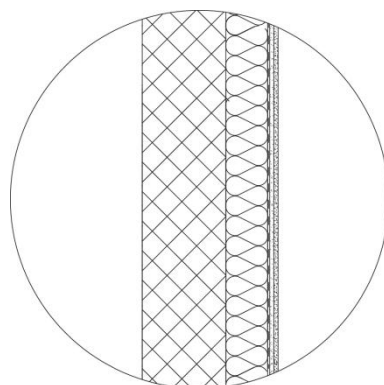
3.1 Lastna teža

Lastna teža konstrukcije spada med stalne nepomične vplive, saj deluje ves čas v celotni življenjski dobi konstrukcije ter ostaja v tej dobi večinoma nespremenjena. Zato lahko, po navodilih standarda SIST EN 1990:2004 (poglavje 4.1.2), njeno karakteristično vrednost določimo kot eno vrednost G_k . Izračunamo jo iz nazivnih mer in karakterističnih vrednosti prostorninskih tež gradbenih materialov (vrednosti dobimo v dodatku A standarda SIST EN 1991-1-1 oziroma iz podatkov proizvajalca). Med lastno težo štejemo lastno težo konstrukcije in nekonstrukcijskih elementov (kritina, obloge in opaži, predelne stene, ograje, parapeti, robniki, toplotna izolacija). V nadaljevanju prikazujemo izračun lastnih tež tipičnih konstrukcijskih sklopov obravnavane stavbe.

3.1.1 Nosilne stene

3.1.1.1 Zunanja nosilna stena

Tipičen prerez zunanje stene prikazujemo na Sliki 10. V Preglednici 1 predstavimo sloje konstrukcijskega sklopa in izračun njegove lastne teže.

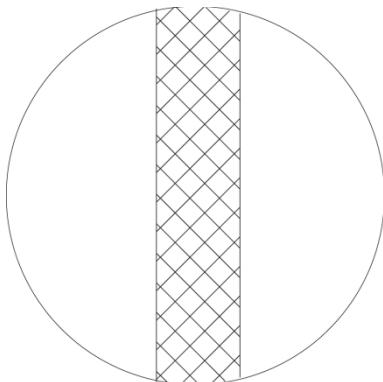


Slika 10: Prerez zunanje nosilne stene

Preglednica 1: Lastna teža zunanje nosilne stene

Material	Dimenzije [m]		Prost. teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	<i>b</i>	<i>h</i>		
Zaključni omet (lepilo + mrežica + zaključni sloj)	/	0,03	18	$0,03 \cdot 18 = 0,54$
Toplotna izolacija – kamena volna	/	0,10	0,5	$0,10 \cdot 0,5 = 0,05$
Armirani beton	/	0,20	25	$0,20 \cdot 25 = 5,00$
				$\sum g_{zs} = 5,59$

3.1.1.2 Notranja nosilna stena



Slika 11: Prerez notranje nosilne stene

Preglednica 2: Lastna teža notranje nosilne stene

Material	Dimenzije [m]		Prost. teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	<i>b</i>	<i>h</i>		
Armirani beton	/	0,20	25	$0,20 \cdot 25 = 5$
				$\sum g_{ns} = 5,00$

3.1.2 Strešne konstrukcije

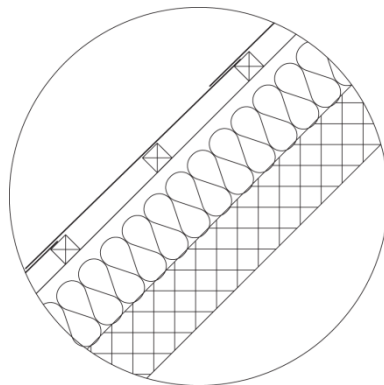
V stavbi so izvedeni trije tipi strešnih konstrukcij. Dvokapno strešno konstrukcijo naklona 45° sestavljata dva konstrukcijska sklopa:

- nad mansardama je nosilna konstrukcija strehe izvedena z AB ploščo debeline 15cm,
- nad neizkoriščenim podstrešjem pa je nosilna konstrukcija strehe izvedena endoskeletno, z lesenimi tramovi.

Tretji tip strehe je ravna strešna konstrukcija z naklonom 1 %, ki je izvedena nad balkoni ter nad obema stopniščema.

3.1.2.1 Streha nad mansardama

Na Sliki 12 prikazujemo konstrukcijski sklop strehe nad mansardama.



Slika 12: Prerez strehe nad mansardama

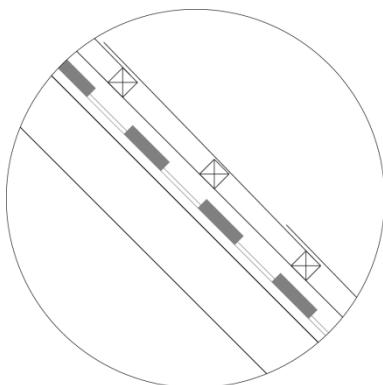
Preglednica 3: Lastna teža strešne konstrukcije nad mansardama

Material	Dimenzije [m]		Prost. teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	<i>b</i>	<i>h</i>		
Esal strešna kritina	/	/	/	0,157 ¹
Lesene vzdolžne letve (<i>e</i> = 0,31 m)	0,05	0,05	4,2	$0,05 \cdot 0,05 \cdot (1/0,31) \cdot 4,2$ $= 0,034$
Tyvek folija	/	/	/	/
Toplotna izolacija med prečnimi letvami	/	0,16	0,5	$0,16 \cdot 0,5 = 0,08$
Prečne letve (<i>e</i> = 0,6 m) ²	0,10	0,18	4,2	$0,10 \cdot 0,18 \cdot (1/0,6) \cdot 4,2 = 0,126$
Armirani beton	/	0,15	25	$0,15 \cdot 25 = 3,75$
				$\sum g_{s1} = 4,15$

¹ Podatek proizvajalca

² Prečne letve so, zaradi položaja strešnih odprtin, na različnih predelih stavbe postavljene na različni medsebojni oddaljenosti *e*. Vrednost *e* = 0,6 m je določena na podlagi pregleda načrtov in predstavlja približno oceno oddaljenosti med letvami ter je na varni strani.

3.1.2.2 Streha nad neizkoriščenim podstrešjem



Slika 13: Prerez strehe nad neizkoriščenim podstrešjem

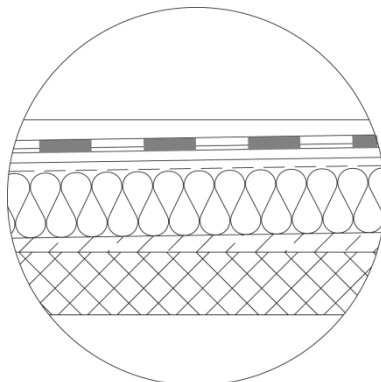
Preglednica 4: Lastna teža poševne strehe nad neizkoriščenim podstrešjem

Material	Dimenzije [m]		Prost. teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	<i>b</i>	<i>h</i>		
Esal strešna kritina	/	/	/	0,157 ³
Lesene vzdolžne letve (<i>e</i> = 0,31 m)	0,05	0,05	4,2	$0,05 \cdot 0,05 \cdot (1/0,31) \cdot 4,2$ $= 0,034$
Tyvek folija	/	/	/	/
Prečne letve (<i>e</i> = 0,6 m) ⁴	0,05	0,05	4,2	$0,05 \cdot 0,05 \cdot (1/0,6) \cdot 4,2 = 0,175$
Hidroizolacija	/	0,01	/	0,00
Lesene deske	/	0,024	4,2	$0,024 \cdot 4,2 = 0,10$
Špirovec (<i>e</i> = 1,0 m)	0,14	0,16	4,2	$0,14 \cdot 0,16 \cdot (1/1,0) \cdot 4,2 = 0,09$
				$\sum g_{s2} = 0,556$

³ Podatek proizvajalca⁴ Prečne letve so, zaradi geometrije stavbe, na različnih predelih postavljene na različni medsebojni oddaljenosti *e*. Vrednost *e* = 0,6 m je določena na podlagi pregleda načrtov in predstavlja približno oceno oddaljenosti med letvami ter je na varni strani.

3.1.2.3 Ravna streha

Na Sliki 14 prikazujemo prečni prerez ravne strešne konstrukcije, v Preglednici 5 pa izračun njene lastne teže.

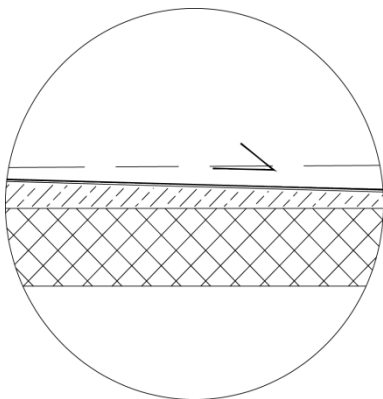


Slika 14: Prerez ravne strehe

Preglednica 5: Lastna teža ravne strehe

Material	Dimenzije [m]		Prost. teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	<i>b</i>	<i>h</i>		
Cu pločevina	/	0,001	70	0,07
Hidroizolacija	/	0,01	/	/
Lesene deske	/	0,024	4,20	$0,024 \cdot 4,2 = 0,10$
Tyvek folija	/	/	/	/
Toplotna izolacija med prečnimi letvami	/	0,16	0,50	$0,16 \cdot 0,5 = 0,08$
Lesene prečne letve ($e = 1,0$ m)	0,10	0,18	4,20	$0,10 \cdot 0,18 \cdot (1/1,0) \cdot 4,20 = 0,076$
Naklonski beton (1,0 %)	/	0,06	24	$0,06 \cdot 24 = 1,44$
Armiran beton	/	0,15	25	$0,15 \cdot 25 = 3,75$
				$\sum g_{rs} = 5,52$

3.1.3 Nadstrešek



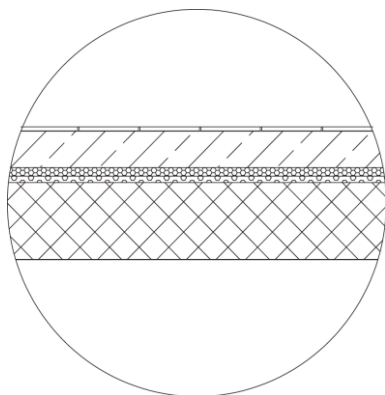
Slika 15: Prečni prerez nadstreška

Preglednica 6: Lastna teža nadstreška

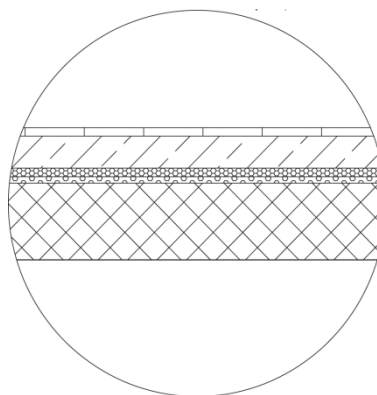
Material	Dimenzije [m]		Prost. teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	<i>b</i>	<i>h</i>		
Gumi membrana + filc	/	/	/	/
Naklonski beton	/	0,05	24	$0,05 \cdot 24 = 1,25$
Armirani beton	/	0,18	25	$0,18 \cdot 25 = 4,5$
				$\sum g_{\text{nad}} = 5,75$

3.1.4 Stropne konstrukcije

V stavbi sta izvedena dva tipa stropnih konstrukcijskih sklopov. Stropna konstrukcija bivalnih prostorov in stropna konstrukcija hodnika s stopniščem se razlikujeta le v plasti finalne obdelave in debelini cementnega estriha. Prečna prereza obeh sklopov prikazujemo na Slikah 16 in 17, izračuna lastnih tež pa v Preglednicah 7 in 8.



Slika 16: Tipična stropna konstrukcija nad bivalnimi prostori



Slika 17: Stropna konstrukcija nad hodnikom s stopniščem

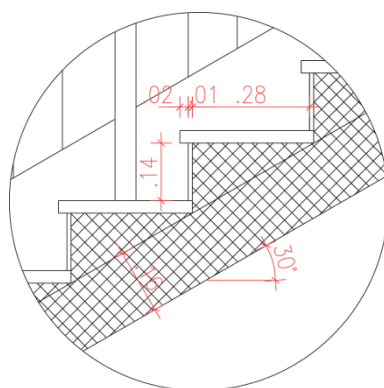
Preglednica 7: Lastna teža stropne konstrukcije nad bivalnimi prostori z izjemo kopalnic

Material	Dimenzije [m]		Prost. teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	<i>b</i>	<i>h</i>		
Parket	/	0,015	4,2	$0,015 \cdot 4,2 = 0,063$
Cementni estrih z armaturo	/	0,07	24	$0,07 \cdot 24 = 1,68$
Penjeni polietilen	/	0,015	0,50	$0,015 \cdot 0,5 = 0,008$
Novoterm PIP - zvočna izolacija	/	0,02	0,50	$0,02 \cdot 0,50 = 0,01$
Armirani beton	/	0,18	25	$0,18 \cdot 25 = 4,5$
				$\sum g_{biv} = 6,26$

Preglednica 8: Lastna teža stropne konstrukcije nad hodnikom s stopniščem

Material	Dimenzije [m]		Prost. teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	<i>b</i>	<i>h</i>		
Granitne plošče	/	0,01	27	$0,01 \cdot 27 = 0,27$
Cementni estrih z armaturo	/	0,075	24	$0,075 \cdot 24 = 1,8$
Penjeni polietilen	/	0,015	0,50	$0,015 \cdot 0,5 = 0,008$
Novoterm PIP - zvočna izolacija	/	0,02	0,50	$0,02 \cdot 0,50 = 0,01$
Armirani beton	/	0,18	25	$0,18 \cdot 25 = 4,5$
				$\sum g_{hod} = 6,59$

3.1.5 Stopniščna konstrukcija



Slika 18: Prečni prerez stopniščne konstrukcije

Preglednica 9: Lastna teža stopniščne konstrukcije

Material	Dimenzije [m]		Prost. teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	<i>b</i>	<i>h</i>		
Granitne plošče	/	0,03	27	$0,03 \cdot 27 = 0,81$
Lepilo	/	/	/	/
Armiranobetonske stopnice	0,29	0,16	25	$(0,29 \cdot 0,16)/2 \cdot 25 \cdot (1/0,29) = 2,00$
Armiranobetonska plošča	/	0,16	25	$0,16 \cdot 25 = 4,00$
				$\sum g_{st} = 6,81$

3.2 Koristna obtežba

Skozi življenjsko dobo objekta se koristna obtežba spreminja, zato jo po navodilih standarda SIST EN 1991-1-1:2004 (točka 2.2.(1)P) upoštevamo kot spremenljivi vpliv. Izvira iz namena uporabe prostorov, vrednosti pa vključujejo:

- običajno uporabo za ljudi,
- pohištvo in premične stvari,
- vozila,
- predvidene redke dogodke, kot je koncentracija ljudi ali pohištva ali premikanje ali kopičenje stvari v primeru reorganizacije ali pleskanja.

Koristno obtežbo modeliramo kot enakomerno porazdeljeno ploskovno, linijsko ali točkovno obtežbo oziroma kot kombinacijo vseh treh. Upoštevamo jo kot pomični vpliv, ki je po površini stropov razporejen tako, da povzroči najneugodnejše obremenitve. Površine v stanovanjskih, javnih, trgovskih in upravnih stavbah razvrstimo glede na predvideno uporabo v kategorije v skladu s preglednico 6.1 standarda SIST EN 1991-1-1:2004.

Iz projektne dokumentacije obravnavane stavbe ugotovimo, da so prostori namenjeni bivanju, zato površino stropov uvrstimo v kategorijo A. Koristno obtežbo upoštevamo tudi na vseh nepohodnih strešnih konstrukcijah. Te površine pa uvrstimo v kategorijo H v skladu s preglednico 6.9 standarda SIST EN 1991-1-1:2004.

Med koristno obtežbo uvrstimo tudi lastno težo premičnih predelnih sten. Upoštevamo jo kot enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo q_k . Njeno velikost določimo v odvisnosti od teže predelne stene v skladu s točko 6.3.1.2.(8) standarda SIST EN 1991-1-1:2004.

Iz projektne dokumentacije je razvidno, da so vgrajene predelne stene različnih dimenzij, ni pa podatkov o njihovi sestavi. Za določitev teže predelnih sten zato predpostavimo najtežjo predelno steno proizvajalca Knauf (W115, Knauf pregradne stene, 2006), ki tehta:

$$m_s = 62 \text{ kg/m}^2. \quad (3.1)$$

Težo predelne stene na enoto dolžine določimo kot produkt mase predelne stene m_s , težnostnega pospeška g in povprečne višine \bar{h}_s . Dobimo:

$$G_s = m_s \cdot g \cdot \bar{h}_s = 62 \cdot 9,81 \cdot 2,67 = 1623,9 \text{ N/m} = 1,62 \text{ kN/m}. \quad (3.2)$$

Enakomerno porazdeljena ploskovna obtežba zaradi predelnih sten tako znaša:

$$q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2. \quad (3.3)$$

Prištejemo jo h koristni obtežbi bivalnih površin. V Preglednici 10 prikazujemo karakteristične vrednosti koristnih obtežb za vsak del površine obravnavane stavbe:

Preglednica 10: Karakteristične vrednosti koristnih obtežb

Opis	Kategorija	$q_k \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$
tla na splošno	A	2,8
stopnice	A	2,0
balkoni	A	2,5
streha	H	0,4

3.3 Obtežba snega

Obtežbo snega upoštevamo kot spremenljivo nepomično obtežbo, ki jo moramo določiti za vsako projektno stanje. Zaradi geometrije obravnavane stavbe obtežba snega učinkuje samo na strehi, zato pri določanju obtežbe snega upoštevamo poglavje 5 iz standarda SIST EN 1991-1-3:2004. Pri tem moramo upoštevati, da je na strehi možnih več porazdelitev snega, na katere vplivajo:

- oblika strehe,
- toplotne lastnosti strehe,
- hrapavost površine strehe,
- količina toplote, generirane pod streho,
- sosednje stavbe,
- teren v okolici stavbe,

- krajevne podnebne razmere, zlasti prevetrenost, temperaturne spremembe in verjetnost padavin (tako dežja kot snega).

Standard zahteva, da upoštevamo dve osnovni porazdelitvi obtežbe:

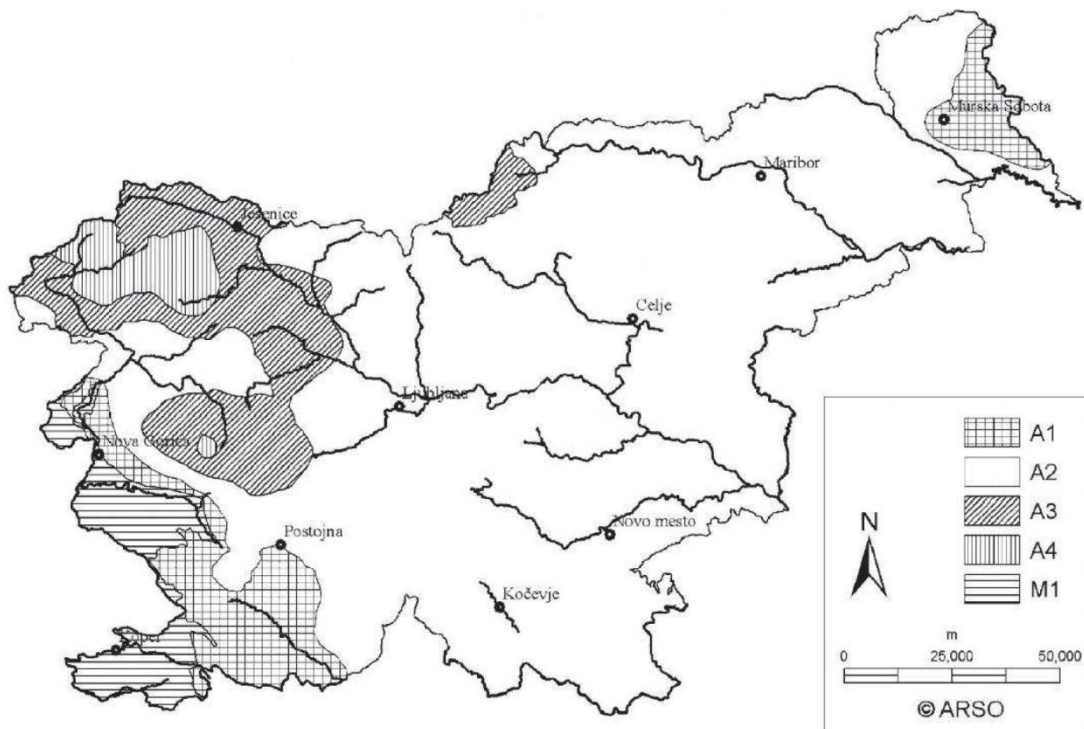
- obtežbo nenakopičenega snega in
- obtežbo nakopičenega snega na strehi.

V Sloveniji obtežba snega ni nikoli nezgodna, zato jo določimo le za trajna in začasna projektna stanja in sicer z enačbo:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k, \quad (3.4)$$

kjer je s obtežba snega v kN/m^2 , μ_i je oblikovni koeficient obtežbe snega, C_e je koeficient izpostavljenosti, C_t je toplotni koeficient, s_k pa karakteristična obtežba snega na tleh.

Vrednosti koeficientov karakteristične obtežbe snega na tleh (s_k) so podane na karti obtežbe snega za Slovenijo v Nacionalnem dodatku SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008 (Slika 19).



Slika 19: Obtežba snega na tleh na nadmorski višini $A = 0$ m (SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008, str. 4)

Obravnavana stavba se nahaja v Logatcu na nadmorski višini $A = 425$ m. Iz Slike 19 ugotovimo, da je to cona A3. Karakteristično obtežbo snega na tleh tako določa enačba:

$$s_k = 1,935 \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1,935 \cdot \left[1 + \left(\frac{425}{728} \right)^2 \right] = 2,594 \text{ kN/m}^2. \quad (3.5)$$

S toplotnim koeficientom C_t upoštevamo zmanjšanje obtežbe snega pri strehah z veliko toplotno prevodnostjo ($> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$), zlasti pri steklenih strehah, kjer se sneg topi zaradi toplotnih izgub. Obravnavana stavba spada po tej klasifikaciji med druge objekte, kjer upoštevamo:

$$C_t = 1,0. \quad (3.6)$$

Koeficient izpostavljenosti C_e uporabljamo za določitev obtežbe snega na strehi. Za določitev vrednosti faktorja C_e upoštevamo različne vrste terena (preglednica 5.1, SIST EN 1991-1-3:2004, str. 14). Obravnavana stavba se nahaja na običajnem terenu, zato izberemo:

$$C_e = 1,0. \quad (3.7)$$

Oblikovni koeficienti obtežbe snega μ_i so odvisni od vrste in naklona strešne konstrukcije. Uporabljamo jih za določitev razporeditve obtežbe nakopičenega in nenakopičenega snega. Vrednosti oblikovnih koeficientov so določene v standardu SIST EN 1991-1-3:2004. Predstavljamo jih v Preglednici 11:

Preglednica 11: Oblikovna koeficienta obtežbe snega (Preglednica 5.2, SIST EN 1991-1-3:2004, str. 15)

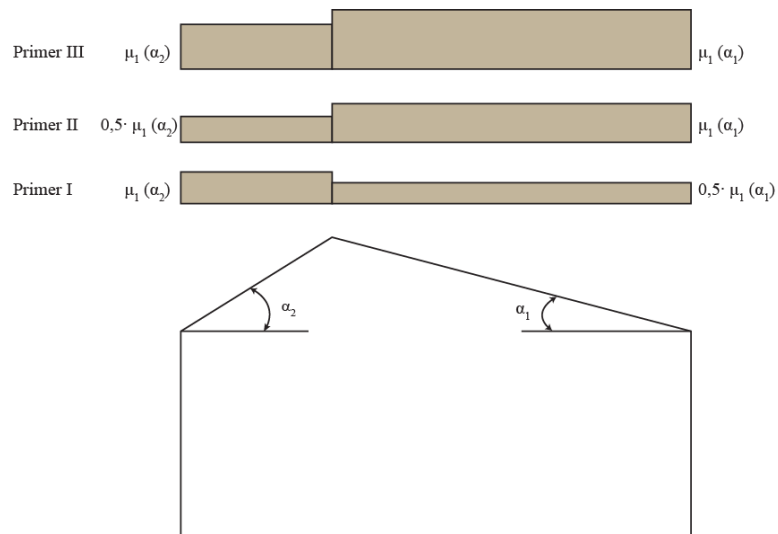
Nagib strehe α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha/30$	1,6	—

Podane vrednosti veljajo, če lahko sneg zdrsne s strehe. V kolikor pa so na strehi snegobrani ali druge ovire ali če se nagib strehe zmanjša zaradi parapetov, za vrednost oblikovnega koeficienta upoštevamo vrednost 0,8.

Strešna konstrukcija obravnavane stavbe je izvedena kot kombinacija dvokapnice z naklonom $\alpha_1 = \alpha_2 = 45^\circ$ in ravnih strešnih površin nad balkoni ter stopnišči, kot lahko vidimo na Sliki 2 in Sliki 4. Z ravnih streh sneg ne zdrsne, zato na teh površinah upoštevamo oblikovni koeficient $\mu_{1,0} = 0,8$. Na ostalih strešnih površinah pa je:

$$\mu_1 = 0,8 \cdot (60 - \alpha)/30 = 0,8 \cdot (60 - 45)/30 = 0,4. \quad (3.8)$$

Skladno s standardom SIST EN 1991-1-3:2004 moramo upoštevati obe osnovni razporeditvi snega – nenakopičenega in nakopičenega. Na Sliki 20 prikazujemo razporeditev nenakopičenega snega (primer I) oziroma nakopičenega snega (primera II in III).

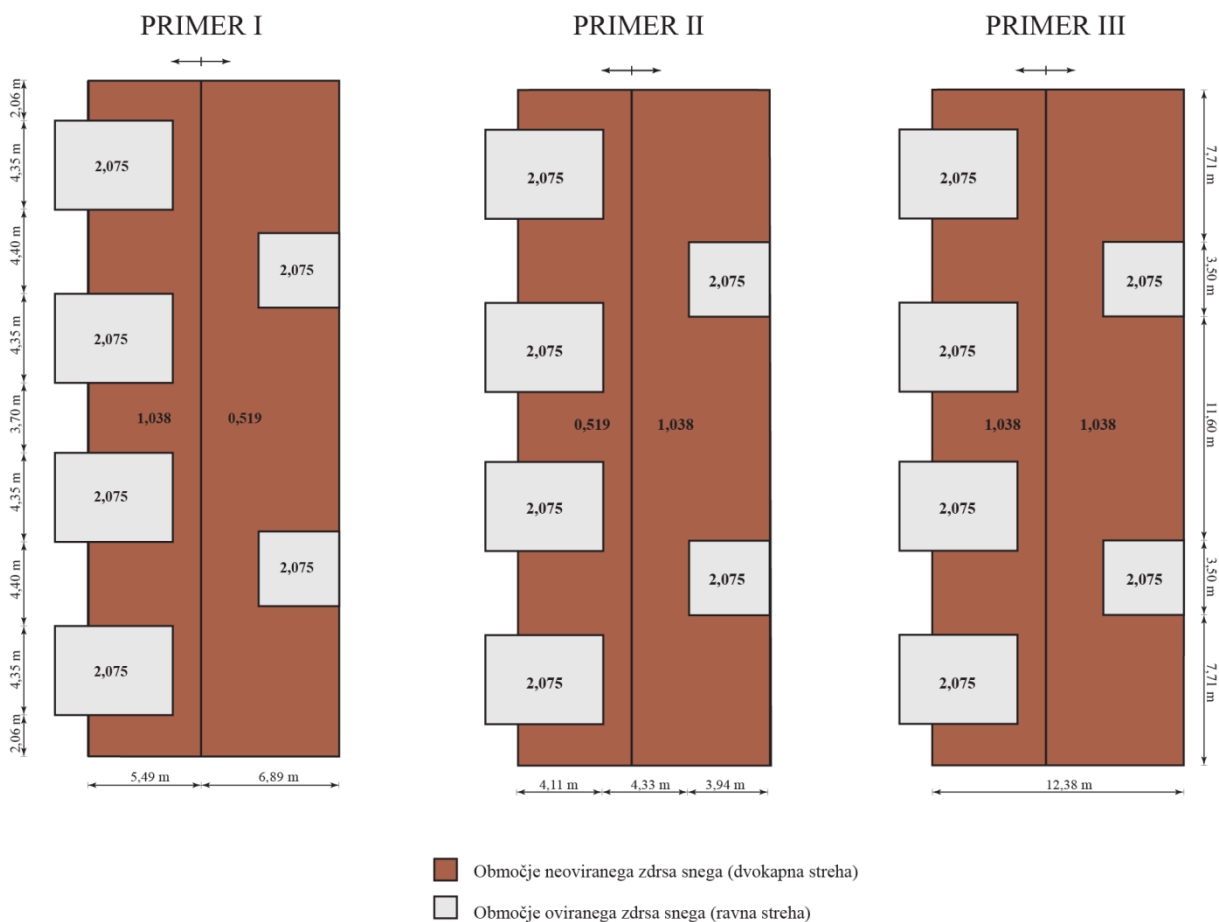


Slika 20: Oblikovni koeficient obtežbe snega pri dvokapnici (SIST EN 1991-1-3:2004, str. 16)

Tako imamo določene vse koeficiente iz enačbe (3.4). Vrednosti obtežbe snega na strehi določimo za vsak del površine strehe tako, kot prikazujemo v Preglednici 12 ter na Sliki 21.

Preglednica 12: Vrednosti obtežbe snega za različne primere nakopičenja snega

		Leva stran strehe		Desna stran strehe	
		μ_1	s [kN/m ²]	μ_1	s [kN/m ²]
Oviran zdrs snega	Primer 1	0,8	2,0752	0,8	2,0752
	Primer 2	0,8	2,0752	0,8	2,0752
	Primer 3	0,8	2,0752	0,8	2,0752
Neoviran zdrs snega	Primer 1	0,4	1,0376	0,2	0,5188
	Primer 2	0,2	0,5188	0,4	1,0376
	Primer 3	0,4	1,0376	0,4	1,0376



Slika 21: Vrednosti obtežbe snega na strehi za tri primere nakopičenja snega

3.4 Vpliv vetra

Veter je naravni pojav, ki nastane zaradi razlik zračnih pritiskov nad različno segretim deli površja in težnje po izenačitvi teh pritiskov. Vpliv vetra na objekt je zato časovno spreminjajoč, turbulenten pojav, ki na konstrukcijo deluje neposredno kot tlak ali srk na zunanji obod stavbe. Če so zunanje površine objekta prepustne, veter deluje posredno tudi na notranje površine. Tlačna vetrna obremenitev deluje na površine kot rezultirajoča sila pravokotno na ploskev. Pri vetru vzporednem zunanjim površinam objekta moramo upoštevati tudi trenjsko silo, ki deluje tangencialno na ploskev.

Vplive vetra poenostavljeno predstavimo s skupino tlakov ali sil, katerih učinki so enakovredni učinkom skrajnega turbulentnega vetra. Po SIST EN 1990:2004 te vplive uvrstimo med spremenljive nepomične vplive. Določimo jih skladno s standardom SIST EN 1991-1-4:2005, kjer so definirane osnovne karakteristične vrednosti vplivov vetra z letno verjetnostjo prekoračitve 0,02. To je enakovredno srednji povratni dobi 50 let. Odziv konstrukcije na vplive vetra je odvisen od velikosti, oblike in dinamičnih lastnosti konstrukcije.

3.4.1 Srednja in osnovna hitrost vetra

Hitrost in tlak vetra sta sestavljena iz dveh komponent: srednje in nestalne.

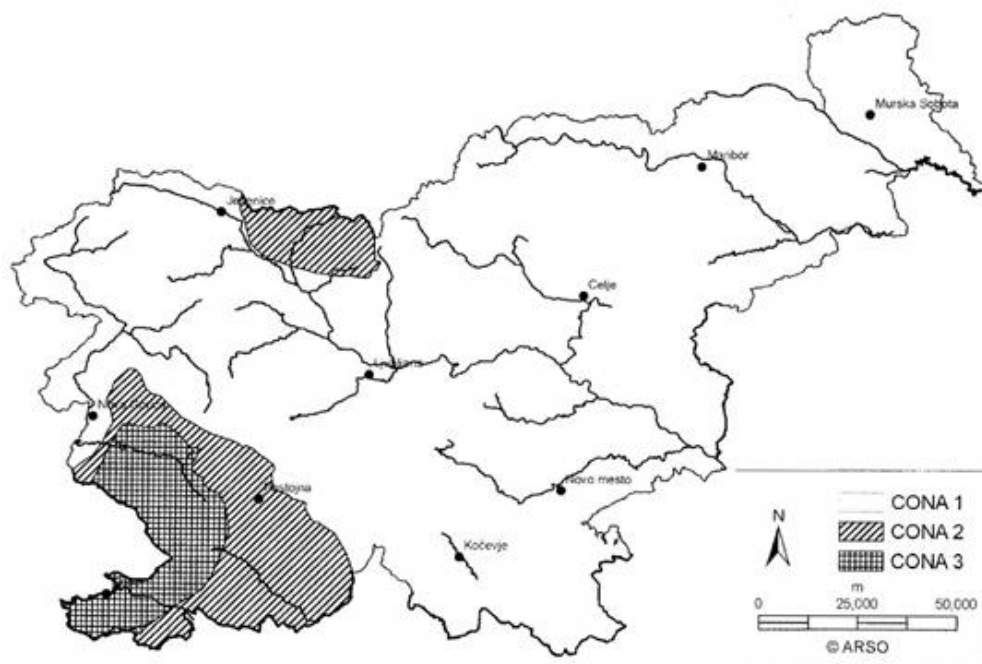
Srednjo hitrost vetra v_m določimo iz osnovne hitrosti vetra v_b , ki je odvisna od vetrne klime in sprememb vetra po višini (vpliv hrapavosti - c_r in hribovitosti terena - c_0). Izračunamo jo z enačbo:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b. \quad (3.9)$$

Osnovna hitrost vetra v_b je določena kot kvocient smernega faktorja c_{dir} , faktorja letnega časa c_{season} in temeljne vrednosti osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}. \quad (3.10)$$

Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ je po definiciji 10-minutna srednja hitrost vetra na višini 10 m nad odprtim terenom z nizkim rastjem in posameznimi ovirami v oddaljenosti najmanj 20-kratne višine ovir. Glede na vrednosti koeficientov osnovnih hitrosti vetra $v_{b,0}$, območje Slovenije razdelimo na tri cone tako, kot prikazujemo na Sliki 22. Temeljne vrednosti osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ predstavimo v Preglednici 13.



Slika 22: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ (SIST EN 1991-1-4:2005/oA101:2007, str. 5)

Preglednica 13: Temeljne vrednosti osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ (Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih, str. 1-69)

Cona	Opis	Nadmorska višina [m]	$v_{b,0}$ [m/s]
1	večina Slovenije	pod 800	20
		800 – 1600	25
		1600 – 2000	30
		nad 2000	40
2	Trnovski gozd, Notranjska, Karavanke	pod 1600	25
		1600 – 2000	30
		nad 2000	40
3	Primorje, Kras in del Vipavske doline	–	30

Kot smo že omenili, se obravnavana stavba nahaja v Logatcu na nadmorski višini 425 m. Omenjeno lokacijo uvrstimo v cono 1, temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ pa je tako:

$$v_{b,0} = 20 \text{ m/s.} \quad (3.11)$$

Nacionalni dodatek predpisuje priporočene vrednosti smernega faktorja c_{dir} in faktorja letnega časa c_{season} . Za oba je to vrednost 1,0.

Osnovna hitrost vetra v_b je po enačbi (3.10):

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20 = 20 \text{ m/s.} \quad (3.12)$$

3.4.2 Tlaki in sile vetra

Sila vetra F_w , ki deluje na konstrukcijo ali konstrukcijski element, določimo z vektorskim seštevanjem (točka 5.3.(3), SIST EN 1991-1-4:2005):

- zunanjih sil $F_{w,e}$,
- notranjih sil $F_{w,i}$ in
- in sile trenja F_{tr} .

Zunanje sile $F_{w,e}$, izračunamo jih z enačbo 3.13, in notranje sile $F_{w,i}$, ki jih določimo po enačbi 3.14, so odvisne od tlaka vetra na zunanje ploskve w_e , tlaka vetra na notranje ploskve w_i in referenčne površine posamezne ploskve A_{ref} .

$$F_{w,e} = c_s \cdot c_d \cdot \sum_{\text{površine}} w_e \cdot A_{ref}, \quad (3.13)$$

$$F_{w,i} = \sum_{\text{površine}} w_i \cdot A_{ref}. \quad (3.14)$$

Faktor velikosti c_s in dinamični faktor c_d določimo skladno s poglavjem 6 v standardu SIST EN 1991-1-4:2005. Nacionalni dodatek SIST EN 1991-1-4:2005/oA101:2007 predpisuje skupni račun faktorjev $c_s \cdot c_d$. Obravnavana stavba je visoka 13,6 m, to pomeni, da lahko po določenih točke 6.2.(1).a prej omenjenega standarda privzamemo vrednost $c_s \cdot c_d = 1,0$.

Silo trenja F_{tr} izračunamo po enačbi:

$$F_{tr} = c_{tr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{tr}, \quad (3.15)$$

kjer c_{tr} predstavlja koeficient trenja, A_{tr} površino zunanje površine objekta vzporedne trenju, $q_p(z_e)$ pa največji tlak pri sunkih vetra na referenčni višini z_e .

3.4.3 Tlaki in sile vetra na zunanje ploskve stavbe

Tlak vetra na zunanje površine objekta w_e izračunamo z enačbo:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}, \quad (3.16)$$

kjer c_{pe} predstavlja koeficient zunanjega tlaka, $q_p(z_e)$ pa največji tlak pri sunkih vetra na referenčni višini z_e . Slednjega izračunamo po enačbi (točka 4.5.(1), SIST EN 1991-1-4:2005):

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot l_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b. \quad (3.17)$$

Pri tem je $c_e(z)$ faktor izpostavljenosti, ki ga določimo po enačbi:

$$c_e(z) = \left[1 + 7 \cdot \frac{k_1 \cdot k_r}{c_0 \cdot c_r} \right] \cdot c_0^2 \cdot c_r^2, \quad (3.18)$$

q_b pa je osnovni tlak vetra:

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2. \quad (3.19)$$

Pomen oznak v enačbah (3.17), (3.18) in (3.19) je sledeč: ρ je gostota zraka, ki je odvisna od nadmorske višine, temperature in zračnega tlaka, pričakovanega med neurjem na obravnavanem območju (priporočena vrednost je $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$), k_1 je turbulenčni faktor (priporočena vrednost je $k_1 = 1,0$), k_r predstavlja faktor terena (enačba (3.24)), c_r faktor hrapavosti (enačba (3.23)) in c_0 faktor hribovitosti terena.

V nadaljevanju najprej določimo faktor hrapavosti terena c_r . Z njim upoštevamo spremenljivost srednje hitrosti vetra na kraju konstrukcije zaradi višine nad tlemi in hrapavosti tal na prijetni strani konstrukcije v smeri vetra. Nacionalni dodatek SIST EN 1991-1-4:2005/oA101:2007 predpisuje določanje faktorja hrapavosti terena po točki 4.3.2.(1) standarda SIST EN 1991-1-4 in sicer

$$z_{\min} \leq z \leq z_{\max} : c_r = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right); \quad (3.20)$$

$$z \leq z_{\min} : c_r = c_r(z_{\min}). \quad (3.21)$$

Faktor terena k_r izračunamo z enačbo:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} . \quad (3.22)$$

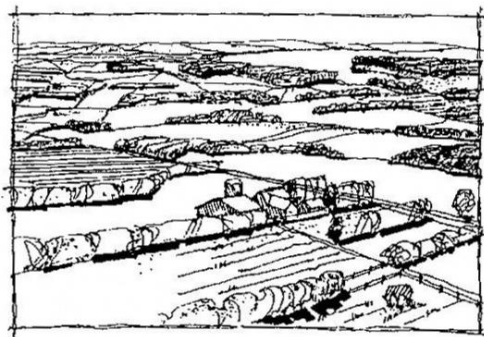
Pred nadaljnjim računom moramo najprej uvrstiti teren v okolici obravnavane stavbe v ustrezno kategorijo. V dodatku A prej omenjenega standarda je podanih pet kategorij terena. S primerjavo Slike 1 in slike kategorije terena III (točka A.1, SIST EN 1991-1-4:2005, str. 79) ugotovimo, da lahko okoliški teren obravnavane stavbe uvrstimo v kategorijo III (vasi, podeželsko okolje) ali v kategorijo II (področja z nizkim rastlinjem). Standard predpisuje prehode med različnimi hrapavostmi in v točki A.2.(1) priporoča sledeči postopek (Opomba: 1. postopek):

Če je konstrukcija od kraja spremembe terena oddaljena:

- manj kot 2 km od kategorije 0,
- manj kot 1 km od gladkejših kategorij I do III,

se v privetni strani uporabi gladkejša kategorija terena.

Pri obravnavani stavbi je izpolnjena druga alineja priporočenega postopka, zato upoštevamo, da spada v kategorijo terena II. Shematičen prikaz kategorije terena II prikazujemo na Sliki 23.



Slika 23: Shematičen prikaz kategorije terena II (SIST EN 1991-1-4, dodatek A, str. 79)

Hrapavostna dolžina z_0 in najmanjša višina z_{\min} sta odvisni od kategorije terena. Njuni vrednosti sta določeni v Preglednici 4.1 standarda SIST EN 1991-1-4:2005 (str. 18) in sta $z_0 = 0,05$ m in $z_{\min} = 2$ m. Vrednost največje višine z_{\max} in hrapavostna dolžina druge kategorije terena $z_{0,II}$ sta podani v točki 4.3.2.(1) prej omenjenega standarda in znašata: $z_{\max} = 200$ m in $z_{0,II} = 0,05$ m.

Višina obravnavane stavbe je $z = 13,60$ m, kar pomeni, da ustrezamo pogoju $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$. Upoštevati moramo enačbo (3.20):

$$c_r = k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) = 0,190 \cdot \ln \left(\frac{13,60}{0,05} \right) = 1,065, \quad (3.23)$$

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,05}{0,05} \right)^{0,07} = 0,190. \quad (3.24)$$

Faktor hribovitosti terena c_0 lahko zanemarimo, če je privetrni teren nagnjen za manj kot 3° . Pri tem moramo teren opazovati na dolžini, ki je enaka desetkratni višini posamezne oblike hribovitosti. Pri obravnavani stavbi je naklon terena na omenjeni dolžini manjši od 3° , zato lahko za faktor hribovitosti terena upoštevamo $c_0 = 1,0$.

Faktor izpostavljenosti terena $c_e(z)$ je tako:

$$c_e(z) = \left[1 + 7 \cdot \frac{k_1 \cdot k_r}{c_0 \cdot c_r} \right] \cdot c_0^2 \cdot c_r^2 = \left[1 + 7 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,19}{1,0 \cdot 1,065} \right] \cdot 1,0^2 \cdot 1,065^2 = 2,551, \quad (3.25)$$

kjer smo za turbulenčni faktor upoštevali priporočeno vrednost $k_1 = 1,0$.

S pomočjo enačb (3.12) in (3.19) lahko izračunamo osnovni tlak vetra q_b :

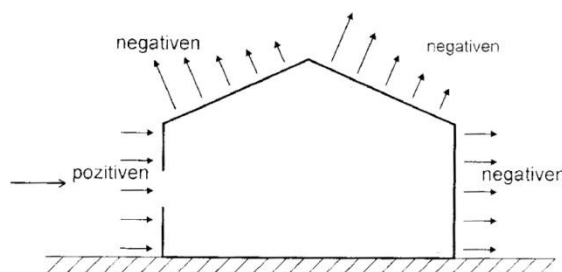
$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \cdot (20)^2 = 250 \text{ N} = 0,25 \text{ kN/m}^2. \quad (3.26)$$

Največji tlak pri sunkih vetra q_p pa izračunamo z enačbama (3.25) in (3.26):

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b = 2,551 \cdot 0,25 = 0,638 \text{ kN/m}^2. \quad (3.27)$$

3.4.3.1 Določitev koeficientov zunanje tlaka c_{pe} na navpične stene stavbe in obtežba vetra:

Koeficienti zunanje tlaka c_{pe} so odvisni od velikosti obtežne ploskve. Za posamezne oblike stavb so podani lokalni koeficienti $c_{pe,1}$, namenjeni projektiranju manjših elementov ($\leq 1 \text{ m}^2$), in globalni koeficienti $c_{pe,10}$, ki jih uporabljamo pri projektiranju celotne konstrukcije. Koeficienti so lahko pozitivni ali negativni. Pozitivna vrednost predstavlja tlak na površino, negativna vrednost pa srk (Slika 24). Vrednosti so podane v odstavku 7 standarda SIST EN 1991-1-4:2005 in so različne za obodne stene in strehe.



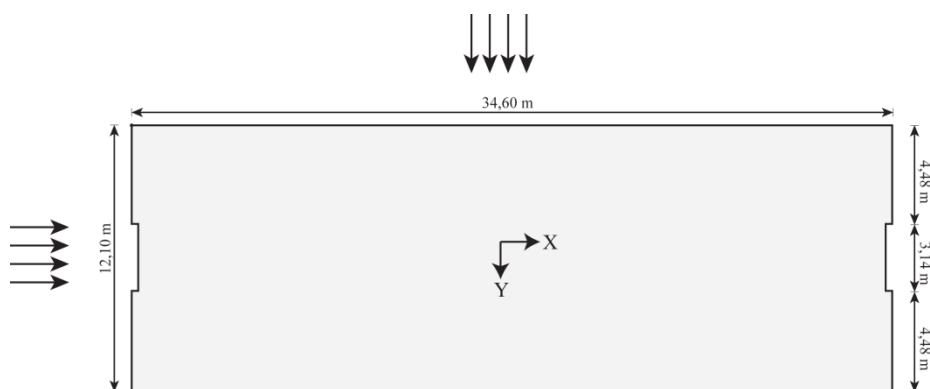
Slika 24: Prikaz pozitivnih in negativnih koeficientov zunanje pritiska (Slika 5.1, SIST EN 1991-1-4:2005, str. 22)

Razporeditev tlakov zaradi vetra se spreminja po višini objekta in je odvisna od razmerja med višino objekta h in širino privetrne strani b . Standard podaja tri primere razporeditve tlakov po zunanjih stenah objekta:

- pri stavbi, kjer je $h < b$, stavbo po višini obravnavamo kot en del;
- pri stavbi, kjer je $b < h < 2b$, stavbo po višini razdelimo na dva dela: spodnjega od tal do višine b ter zgornjega, ki je enak ostanku;
- pri stavbi, kjer je $h > 2b$, stavbo po višini razdelimo na več delov: spodnjega od tal do višine b , zgornjega, ki sega od višine $(h - b)$ do vrha stavbe, in vmesnega, med spodnjim in zgornjim delom.

Navpične stene razdelimo na pet con (A, B, C, D in E) in sicer glede na smer delovanja vetra. Podobno postopamo pri površini strehe.

V nadaljevanju ločeno obravnavamo delovanja vetra v smeri osi X in v smeri osi Y. Smeri prikazujemo na Sliki 25.



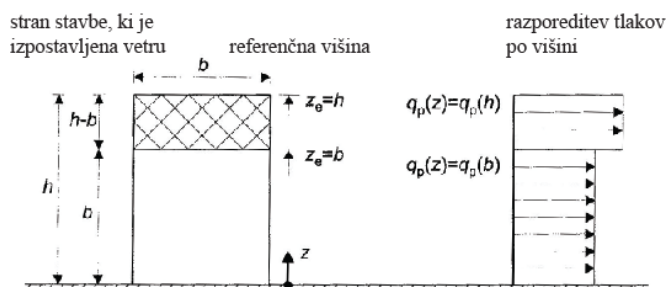
Slika 25: Shematičen prikaz delovanja vetra na obravnavano stavbo (tloris tipičnega nadstropja)

a) Veter v smeri osi X

Višina stranice stavbe, ki je izpostavljen delovanju vetra ja $h = 13,60$ m, širina privetrne strani pa je $b = 12,1$ m. Ker je:

$$b = 12,1 \text{ m} < h = 13,60 \text{ m} < 2 \cdot b = 24,2 \text{ m},$$

privetrno stran po višini razdelimo na dva dela tako, kot prikazujemo na Sliki 26



Slika 26: Referenčne višine z_e v odvisnosti od h , b in profilov tlakov vetra (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 29)

V posameznem območju je tlak vetra konstanten.

Zunanje stene razdelimo na cone tako, kot je predpisano v točki 7.2.2.(2) standarda SIST EN 1991-1-4:2005. Ker se tlak vetra po višini spreminja, izračunamo obtežbo vetra za vsako območje posebej.

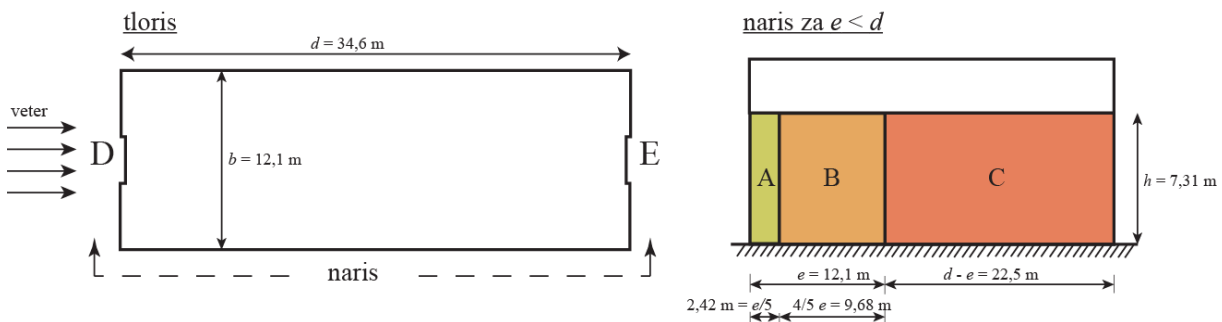
$$z_e = h: \quad e = \min \left\{ \frac{b}{2h} \right\} = \min \left\{ \frac{12,1}{27,2} \right\} = 12,1 \text{ m,}$$

$$e = 12,1 \text{ m} < d = 34,6 \text{ m.}$$

$$z_e = b: \quad e = \min \left\{ \frac{b}{2h} \right\} = \min \left\{ \frac{12,1}{24,2} \right\} = 12,1 \text{ m,}$$

$$e = 12,1 \text{ m} < d = 34,6 \text{ m.}$$

Velikosti con so odvisne od dolžine e in od dolžine stranice objekta vzporedne smeri vetra d . Ker je pri delovanju vetra v smeri osi X $e < d$, navpične stene stavbe razdelimo na pet con tako, kot prikazujemo na Slika 27.



Slika 27: Razdelitev zunanjih sten na cone pri vetru v smeri osi X

Priporočene vrednosti koeficientov zunanje tlaka za navpične stene so podane v Preglednici 7.1 standarda SIST EN 1991-1-4:2005 (str. 31) in so odvisne od razmerja h/d . Za vmesne vrednosti h/d uporabimo linearno interpolacijo. Koeficiente prikazujemo v preglednici 14 in 15.

$$z_e = h: \quad \frac{h}{d} = \frac{13,60}{34,60} = 0,393.$$

Preglednica 14: Koeficienti zunanje tlaka c_{pe} in vetrna obtežba na zunanje stene pri delovanju vetra v smeri osi X za referenčno višino $z_e = h$

Cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²]
A	-1,2	0,638	-0,766
B	-0,8	0,638	-0,510
C	-0,5	0,638	-0,319
D	+0,719	0,638	+0,459
E	-0,338	0,638	-0,216

$$z_e = b: \quad \frac{h}{d} = \frac{12,10}{34,60} = 0,350.$$

Preglednica 15: Koeficienti zunanje tlaka c_{pe} in vetrna obtežba na zunanje stene pri delovanju vetra v smeri osi X za referenčno višino $z_e = b$

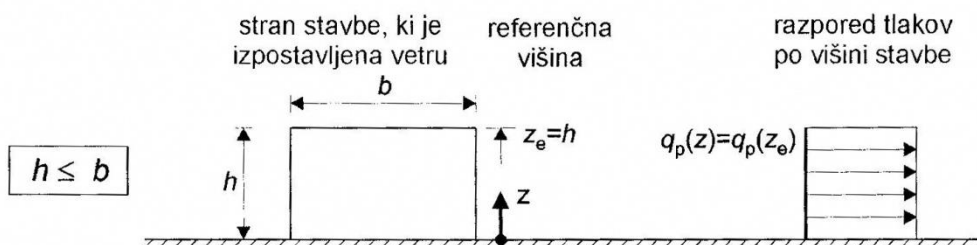
Cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²]
A	-1,2	0,638	-0,766
B	-0,8	0,638	-0,510
C	-0,5	0,638	-0,319
D	+0,713	0,638	+0,455
E	-0,327	0,638	-0,209

b) Veter v smeri osi Y

V tem primeru je stavba po dolžini zgrajena s kombinacijo sten do višine 11,56 m ob stopniščih in sten do višine 7,31 m na preostali dolžini. V izračunu predpostavimo višino višje stene, saj smo tako na varni strani. Širina privetrne stranice je enaka dolžini celotne stavbe in znaša $b = 34,6$ m. Ker je:

$$b = 34,6 \text{ m} > h = 11,56 \text{ m},$$

privetrno stranico razdelimo po višini na en del, na katerem so tlaki vetra konstantni (Slika 28).



Slika 28: Referenčne višine z_e v odvisnosti od h , b in profilov tlakov vetra (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 29)

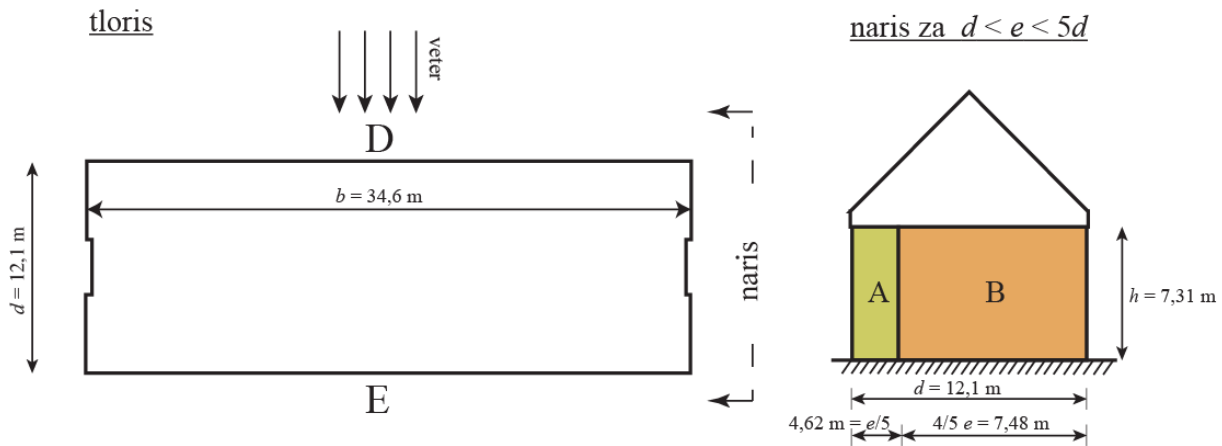
Pri razdelitvi zunanjih sten na cone upoštevamo točko 7.2.2.(2) standarda SIST EN 1991-1-4:2005:

$$e = \min \left\{ \frac{b}{2} \right\} = \min \left\{ \frac{34,6}{2} \right\} = 23,1 \text{ m},$$

Velikosti con so odvisne od dolžine e in dolžine stranice stavbe vzporedne smeri vetra d . Ker velja:

$$d = 12,1 \text{ m} < e = 23,1 \text{ m} < 5d = 60,5 \text{ m},$$

stavbo razdelimo na štiri cone tako, kot je prikazano na Sliki 29:



Slika 29: Razdelitev zunanjih sten na cone pri vetru v smeri osi Y

V primeru vetra v smeri osi Y znaša razmerje h/d :

$$\frac{h}{d} = \frac{7,31}{12,1} = 0,604.$$

Koeficienti zunanjskega tlaka za tako razmerje h/d so podani v Preglednici 16:

Preglednica 16: Koeficienti zunanjskega tlaka c_{pe} in vetrna obtežba na zunanje stene pri delovanju vetra v smeri osi Y

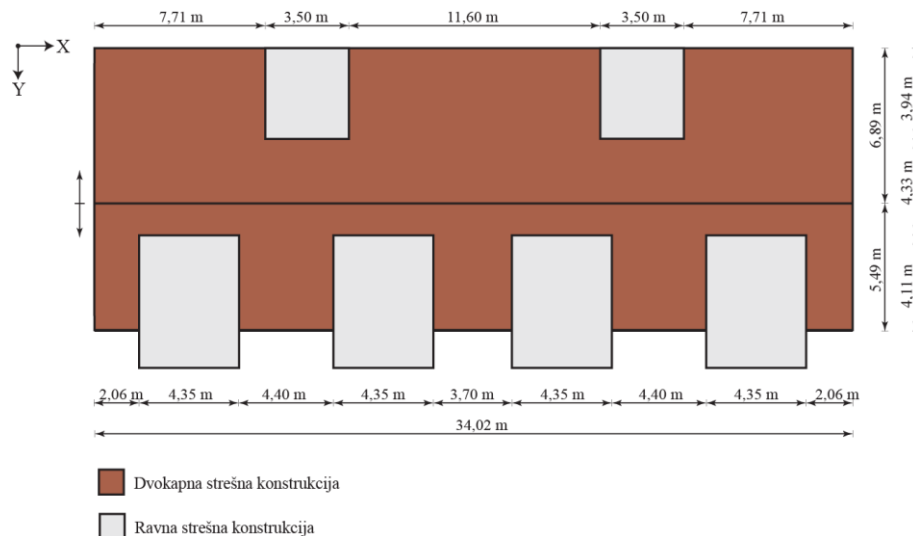
Cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²]
A	-1,2	0,638	-0,766
B	-0,8	0,638	-0,510
D	+0,747	0,638	+0,177
E	-0,394	0,638	-0,251

3.4.3.2 Koeficienti zunanjskega tlaka c_{pe} in sile vetra na streho stavbe

Kot smo že omenili, je streha obravnavane stavbe izvedena kot kombinacija dveh tipov streh:

- ravne strehe nad balkoni in obema stopniščema ter
- dvokapnice z naklonom 45° nad ostalimi površinami.

Shematično to prikazujemo na Sliki 30.



Slika 30: Shematičen prikaz tlorisa strešne konstrukcije obravnavanega stavbe

V nadaljevanju ločeno obravnavamo dvokapno in ravno streho.

3.4.3.2.1 Dvokapna streha

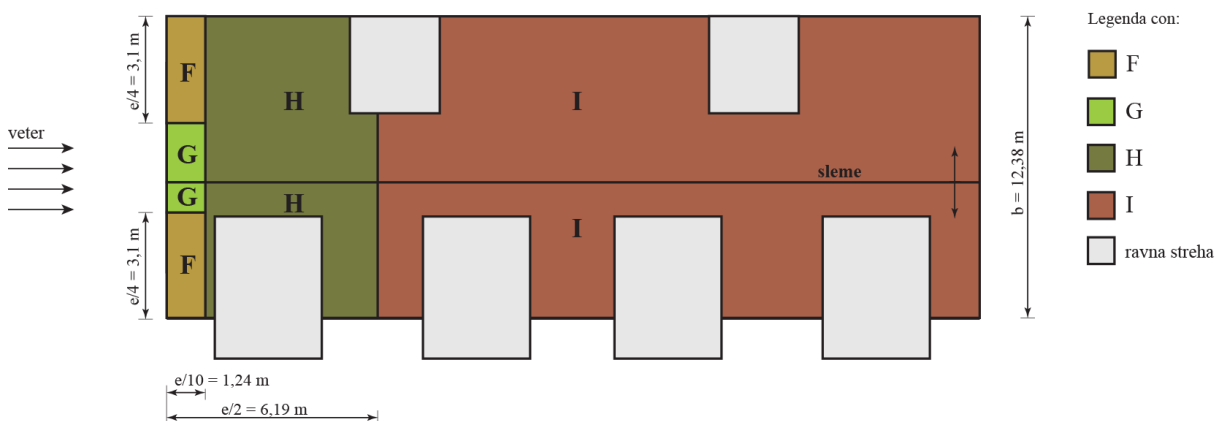
Koeficiente zunanje tlaka za dvokapno streho določimo po navodilih iz točke 7.2.5 prej omenjenega standarda. Obravnavamo delovanja vetra v smeri osi X in v smeri Y.

a) Veter v smeri osi X

Podobno kot pri zunanjih stenah, tudi površino dvokapnice razdelimo na pet con z različnimi koeficienti zunanje tlaka c_{pe} . Prikazujemo jih na Sliki 31.

Veter v smeri osi X je vzporeden slemenu strehe. Višina $h = 13,6$ m predstavlja višino slemena dvokapne strešne konstrukcije.

$$e = \min \left\{ \frac{b}{2} \right\} = \min \left\{ \frac{12,38}{2}, 12,38 \right\} = 6,19 \text{ m.}$$



Slika 31: Razdelitev dvokapne strešne konstrukcije na cone pri vetru v smeri osi X

Koeficiente zunanje tlaka c_{pe} določimo s pomočjo Preglednice 7.4b iz standarda SIST EN 1991-1-4:2005, kjer za naklon dvokapnice upoštevamo kot $+45^\circ$. Vrednosti koeficientov c_{pe} in vetrne obtežbe po posameznih conah podajamo v Preglednici 17.

Preglednica 17: Koeficienti zunanje tlaka c_{pe} in vetrna obtežba na dvokapno streho pri delovanju vetra v smeri osi X

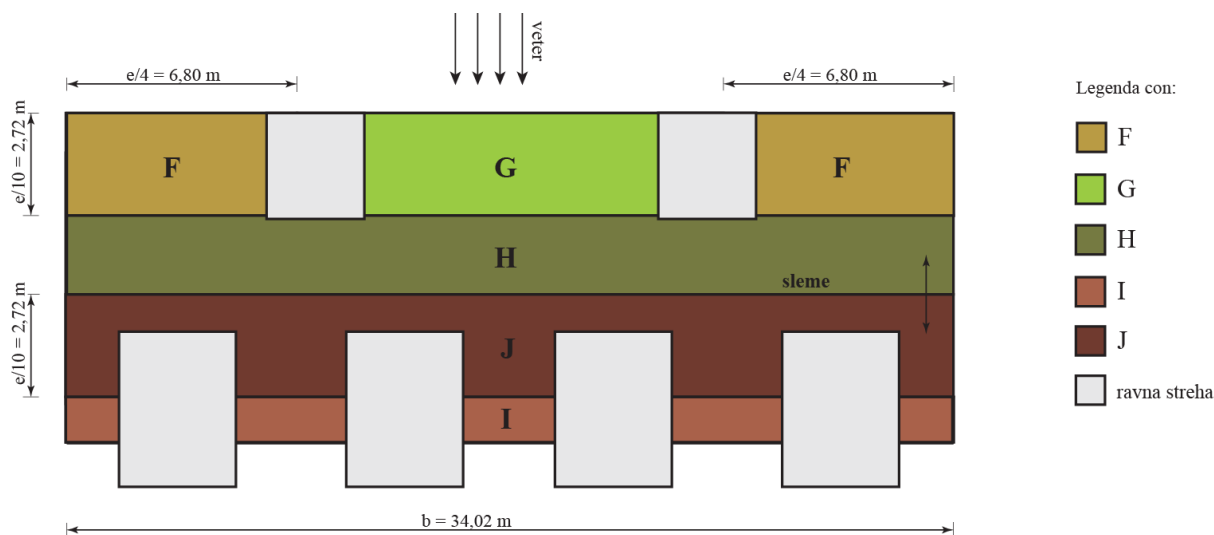
Cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²]
F	-1,1	0,638	-0,702
G	-1,4	0,638	-0,893
H	-0,9	0,638	-0,574
I	-0,5	0,638	-0,319

b) Vetr v smeri osi Y

Vetr v smeri osi Y deluje pravokotno na sleme dvokapnice. Pri razdelitvi strehe na cone upoštevamo točko 7.2.5 standarda SIST EN 1991-1-4:2005:

$$e = \min \left\{ \frac{b}{2h} \right\} = \min \left\{ \frac{34,02}{27,20} \right\} = 27,20 \text{ m.}$$

Razporeditev con prikazujemo na Sliki 32.



Slika 32: Razdelitev dvokapne strešne konstrukcije na cone pri vetru v smeri osi Y

Pri smeri vetra pravokotno na sleme, se tlak na privetni strani lahko spreminja med pozitivno in negativno vrednostjo. V skladu z Opombo 1 iz Preglednice 7.4.a zgoraj omenjenega standarda moramo v tem primeru obravnavati 4 primere, kjer so največje in najmanjše vrednosti za cone F, G in H kombinirane z največjimi in najmanjšimi vrednostmi v conah I in J (zavetrna stran). V splošnem lahko za globalno analizo upoštevamo le en obtežni primer.

Vrednosti koeficientov c_{pe} in vetrne obtežbe po posameznih conah podajamo v Preglednici 18.

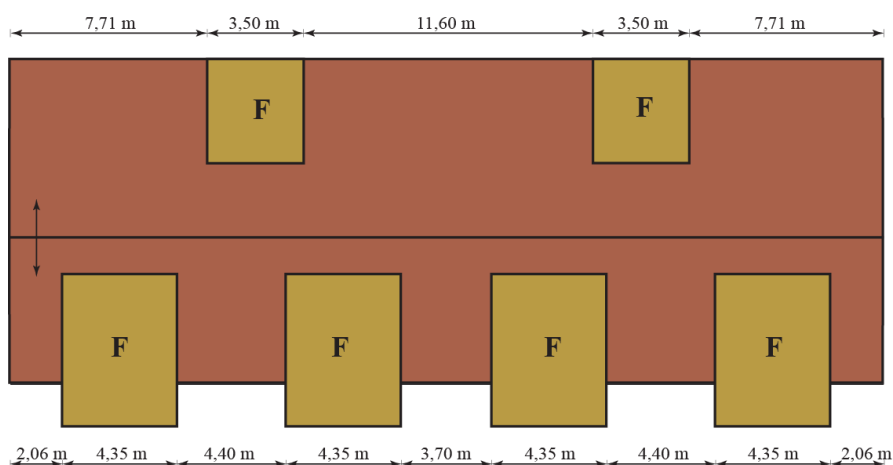
Preglednica 18: Koeficienti zunanje tlaka c_{pe} in vetrna obtežba na dvokapno streho pri delovanju vetra v smeri osi Y

Cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²]
F	+0,7	0,638	+0,447
G	+0,7	0,638	+0,447
H	+0,6	0,638	+0,383
I	-0,2	0,638	-0,128
J	-0,3	0,638	-0,191

3.4.3.2.2 Ravna streha

Kot ravne strehe upoštevamo vse strehe z nagibom α v mejah $-5^\circ < \alpha < 5^\circ$. Glede na različne načine zaključevanja robov ravnih streh, standard predpisuje koeficiente zunanje tlaka c_{pe} za ravne strehe z ostrim kapnim robom, z zaobljenim kapnim robom, z mansardnim kapnim robom in strehe s parapeti. Ravne strehe obravnavane stavbe so zaključene z ostrim kapnim robom na višini $h = 11,62$ m. Shematičen prikaz njihovega položaja in dimenzij prikazujemo na Sliki 33.

Standard SIST EN 1991-1-4:2005 v točki 7.2.3 predpisuje razdelitev ravnih streh na cone z različnimi vrednostmi koeficientov zunanje tlaka c_{pe} glede razmerje med širino b in višino h ravne strehe. Zaradi razmeroma majhnih površin ravnih streh obravnavane stavbe, pri določanju obtežbe vetra uvrstimo površine vseh ravnih streh v cono F z največjim koeficientom zunanje pritiska c_{pe} in sicer ne glede na smer delovanja vetra. Tako smo pri določanju vplivov vetra na varni strani.



Slika 33: Shematičen prikaz položaja in dimenzij ravnih strešnih konstrukcij obravnavane stavbe ter njihove razdelitve na cono F

V Preglednici 19 prikazujemo vrednosti koeficientov c_{pe} in vetrne obtežbe na ravnih strehah obravnavane stavbe.

Preglednica 19: Koeficienti zunanjega tlaka c_{pe} in vetrna obtežba na ravne strehe pri delovanju vetra v smereh osi X in Y

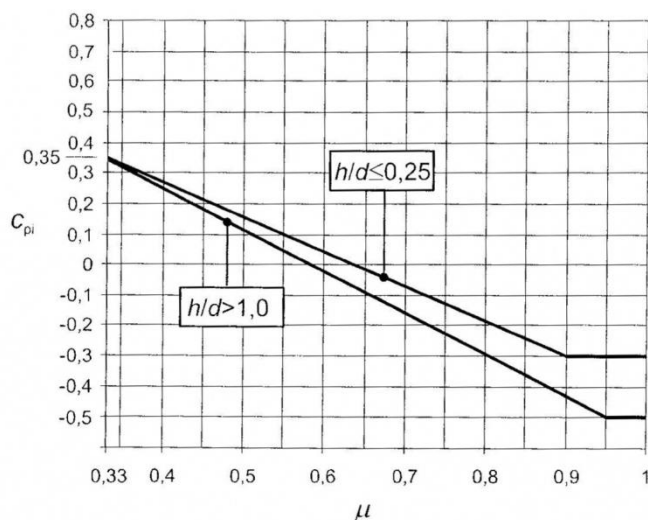
Cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	$w_e = c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²]
F	-1,8	0,638	-1,148

3.4.4 Tlak vetra na notranje površine oboda stavbe

Tlak vetra w_i na notranje ploskve določimo po izrazu (SIST EN 1991-1-4:2005, točka 5.2.(1), str. 21):

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}, \quad (3.28)$$

kjer predstavlja $q_p(z_i)$ največji tlak pri sunkih vetra na referenčni višini z_i za notranji tlak, c_{pi} pa koeficient notranjega tlaka. Slednji je odvisen od velikosti in razporeditve odprtín po ovoju stavbe. Upošteva se, da ima objekt prevladujočo stran takrat, ko je površina odprtín neke strani dvakrat večja od površine odprtín vseh ostalih straneh. Pri obravnavani stavbi nobena od strani ovoja stavbe ni prevladujoča, zato koeficiente notranjega tlaka c_{pi} določimo s pomočjo Slike 34.



Slika 34: Koeficienti notranjega tlaka za enakomerno razporejene odprtine (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 44)

Vrednost koeficientov notranjega tlaka c_{pi} je odvisna od razmerja med višino h in širino objekta vzporedno s smerjo vetra d ter deleža odprtín μ . Slednjega določimo ločeno za delovanje vetra v smeri osi X in Y po enačbi:

$$\mu = \frac{\sum \text{površina odprtín na zavetrni in stranskih straneh, kjer je } c_{pe} \leq 0,0}{\sum \text{površina vseh odprtín}}. \quad (3.29)$$

Pri seštevanju površin odprtín moramo upoštevati majhne odprtine, kot so na primer okna, prezračevalniki, dimniki ipd., in tudi prepustnost reg pri oknih vratih, ob oskrbovalnih jaških ter

prepustnost ovoja. Običajno je prepustnost v mejah od 0,01 do 0,1 % površine ovoja celotnega objekta. V mejnih stanjih nosilnosti (MSN) upoštevamo, da so vrata in okna zaprta, razen, če zaradi obratovanja niso odprta (npr. kot zasilni izhod).

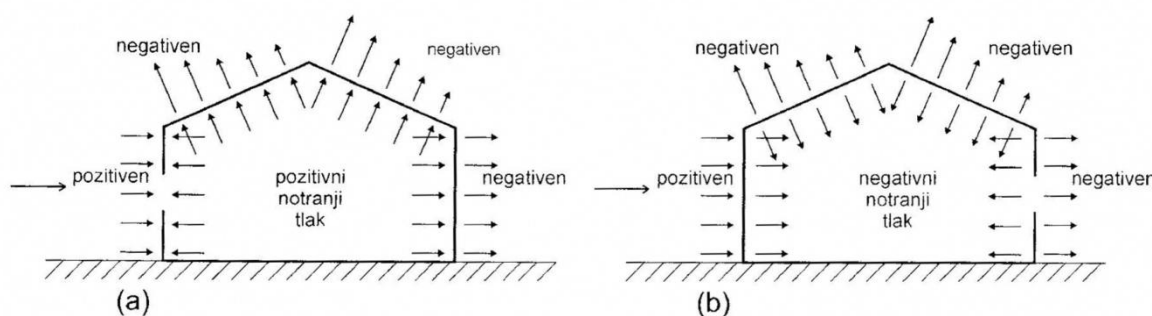
Obravnava objekt je stanovanjska stavba, zato je zaradi človeškega faktorja nemogoče oceniti, kolikšen delež odprtih bo v nekem trenutku odprt in kako bodo te odprtine razporejene po obodu stavbe. V takšnem primeru nam standard dovoljuje, da za koeficiente notranjega tlaka c_{pi} privzamemo najneugodnejšo vrednost med +0,2 in -0,3.

Preglednica 20: Koeficienti notranjega tlaka in obtežba vetra

Smer vetra	c_{pi}	q_p [kN/m ²]	$w_i = c_{pi} \cdot q_p$ [kN/m ²]
obe smeri	+0,2	0,638	+0,128
obe smeri	-0,3	0,638	-0,191

3.4.5 Kombinacija zunanje in notranjega tlaka na zunanje površine stavbe

Ker na površine zunanje ovoja objekta učinkujejo tako zunanji kot notranji tlaki, moramo pri določanju skupnega vpliva vetra na objekt upoštevati neto tlak. To je razlika med tlakoma na nasprotnih ploskvah, upošteva njun predznak (točka 5.2.(3) standarda SIST EN 1991-1-4:2005). Na Sliki 35 prikazujemo dva primera sočasnega delovanja zunanjih in notranjih tlakov na površine oboda stavbe. Pri tem je tlak, ki je usmerjen na ploskev pozitivnega predznaka, srk, ki je usmerjen od ploskve, pa negativnega.



Slika 35: Tlaki na ploskve (Slika 5.1, SIST EN 1991-1-4:2005, str. 22)

Pritiske na zunanji ovoj objekta moramo kombinirati tako, da dobimo najneugodnejše vrednosti. V nadaljevanju ločeno obravnavamo delovanje vetra v smeri osi X in Y.

3.4.5.1 Veter v smeri osi X

Zunanje stene:

Vrednosti neto tlaka w na zunanje stene dobimo z vektorskim seštevkom zunanjih tlakov vetra w_e (Preglednici 14 in 15) in negativnega notranjega tlaka w_i (Preglednica 20), tako kot prikazujemo na Sliki 35 (primer (b)). Rezultate za posamezno območje po višini stavbe podajamo v Preglednicah 21 in 22.

$z_e = h$:

Preglednica 21: Kombinacija zunanjega in notranjega tlaka na zunanje stene do višine $z_e = h$ pri vetru v smeri osi X

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	$w = w_e + w_i$ [kN/m ²]
A	-0,766	-0,191	-0,957
B	-0,510	-0,191	-0,701
C	-0,319	-0,191	-0,510
D	+0,459	-0,191	+0,268
E	-0,216	-0,191	-0,407

$z_e = b$:

Preglednica 22: Kombinacija zunanjega in notranjega tlaka na zunanje stene do višine $z_e = b$ pri vetru v smeri osi X

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	$w = w_e + w_i$ [kN/m ²]
A	-0,766	-0,191	-0,957
B	-0,510	-0,191	-0,701
C	-0,319	-0,191	-0,510
D	+0,455	-0,191	+0,264
E	-0,209	-0,191	-0,400

Dvokapnica:

Vrednosti neto tlaka w na površine dvokapne strehe dobimo z vektorskim seštevkom zunanjih tlakov vetra w_e (Preglednica 17) in negativnega notranjega tlaka w_i (Preglednica 20), tako kot prikazujemo na Sliki 35 (primer (b)). Rezultate računa predstavimo v Preglednici 23.

Preglednica 23: Kombinacija zunanjega in notranjega tlaka na dvokapno streho pri vetru v smeri osi X

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	$w = w_e + w_i$ [kN/m ²]
F	-0,702	-0,191	-0,893
G	-0,893	-0,191	-1,084
H	-0,574	-0,191	-0,765
I	-0,319	-0,191	-0,510

Ravne strehe:

Vrednosti neto tlaka w na površine ravnih streh dobimo z vektorskim seštevkom zunanjih tlakov vetra w_e (Preglednica 19) in negativnega notranjega tlaka w_i (Preglednica 20), tako kot prikazujemo na Sliki 35 (primer (b)). V Preglednici 24 predstavimo rezultate računa.

Preglednica 24: Kombinacija zunanje in notranje tlaka za ravne strehe pri vetru v smeri osi X

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	$w = w_e + w_i$ [kN/m ²]
F	-1,148	-0,191	-1,339

3.4.5.2 Veter v smeri osi Y

Zunanje stene:

Vrednosti neto tlaka w na zunanje stene dobimo z vektorskim seštevkom zunanjih tlakov vetra w_e (Preglednica 16) in pozitivnega notranjega tlaka w_i (Preglednica 20), tako kot prikazujemo na Sliki 35 (primer (a)). Rezultate podajamo v Preglednici 25.

Preglednica 25: Kombinacija zunanje in notranje tlaka za zunanje stene stavbe pri vetru v smeri osi Y

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	$w = w_e + w_i$ [kN/m ²]
A	-0,766	+0,128	-0,638
B	-0,510	+0,128	-0,382
D	+0,177	+0,128	+0,305
E	-0,251	+0,128	-0,123

Dvokapnica:

Vrednosti neto tlaka w na površine dvokapne strehe dobimo z vektorskim seštevkom zunanjih tlakov vetra w_e (Preglednica 18) in pozitivnega notranjega tlaka w_i (Preglednica 20), tako kot prikazujemo na Sliki 35 (primer (a)). Rezultate podajamo v Preglednici 26.

Preglednica 26: Kombinacija zunanje in notranje tlaka na dvokapno streho pri vetru v smeri osi Y

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	$w = w_e + w_i$ [kN/m ²]
F	+0,447	+0,128	+0,575
G	+0,447	+0,128	+0,575
H	+0,383	+0,128	+0,511
I	-0,128	+0,128	0,00
J	-0,191	+0,128	-0,063

Ravne strehe:

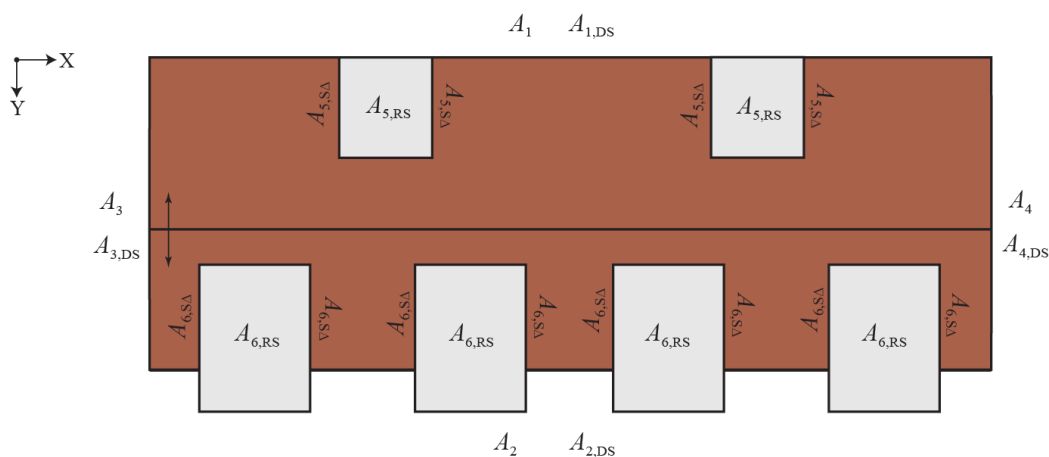
Vrednosti neto tlaka w na površine ravnih streh dobimo z vektorskim seštevkom zunanjih tlakov vetra w_e (Preglednica 19) in pozitivnega notranjega tlaka w_i (Preglednica 20), tako kot prikazujemo na Sliki 35 (primer (a)). Rezultate podajamo v Preglednici 27.

Preglednica 27: Kombinacija zunanjega in notranjega tlaka za ravne strehe pri vetru v smeri osi Y

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	$w = w_e + w_i$ [kN/m ²]
F	-1,148	+0,128	-1,020

3.4.6 Učinek trenja vetra

Skladno s standardom SIST EN 1991-1-4:2005 lahko učinke trenja vetra na objekt zanemarimo, če je celotna površina vseh ploskev vzporednih z vetrom, enaka ali manjša od štirikratne površine zunanjih ploskev pravokotnih na veter. V nadaljevanju preverimo, če obravnavana stavba izpolnjuje ta pogoj. Pri tem ločeno obravnavamo delovanje vetra v smeri osi X in osi Y. Na Sliki 36 prikazujemo oznake površin ploskev po posameznih stranicah stavbe. Dimenzije stavbe shematično prikazujemo na Sliki 33.



Slika 36: Oznake površin ploskev po posameznih straneh stavbe

Površine posameznih ploskev podajamo v Preglednici 28.

Preglednica 28: Razlaga površin označenih na Sliki 36

Površina	Razlaga
$A_1 = A_2 = 283,10 \text{ m}^2$ $A_3 = A_4 = 88,45 \text{ m}^2$	Površine zunanjih sten stavbe
$A_{1,DS} = 258,94 \text{ m}^2$ $A_{2,DS} = 193,92 \text{ m}^2$ $A_{3,DS} = A_{4,DS} = 38,94 \text{ m}^2$	Površine dvokapne strehe
$A_{5,RS} = 13,30 \text{ m}^2$ $A_{6,RS} = 25,84 \text{ m}^2$	Površine ravnih streh
$A_{5,S\Delta} = 9,03 \text{ m}^2$ $A_{6,S\Delta} = 8,86 \text{ m}^2$	Površine trikotnih delov sten v smeri osi Y ob ravnih strehah

Veter v smeri osi X:

$$A_{\text{vzporedno,X}} = A_1 + A_{1,DS} + A_2 + A_{2,DS} + 2 \cdot A_{5,RS} + 4 \cdot A_{6,RS} = 1149,0 \text{ m}^2.$$

$$A_{\text{pravokotno,X}} = A_3 + A_{3,DS} + A_4 + A_{4,DS} + 4 \cdot A_{5,S\Delta} + 8 \cdot A_{6,S\Delta} = 361,8 \text{ m}^2.$$

$$A_{\text{vzporedno,X}} = 1149,0 \text{ m}^2 \leq 4 \cdot A_{\text{pravokotno,X}} = 1447,12 \text{ m}^2 \checkmark.$$

Ker je pogoj izpolnjen, lahko v primeru delovanja vetra v smeri osi X vplive sil trenja na stavbo zanemarimo.

Veter v smeri osi Y:

$$A_{\text{vzporedno,Y}} = A_3 + A_{3,DS} + A_4 + A_{4,DS} + A_{1,DS} + A_{2,DS} + 2 \cdot A_{5,RS} + 4 \cdot A_{6,RS} + 4 \cdot A_{5,S\Delta} + 8 \cdot A_{6,S\Delta} = 944,60 \text{ m}^2.$$

$$A_{\text{pravokotno,Y}} = A_1 + A_2 = 371,55 \text{ m}^2.$$

$$A_{\text{vzporedno,Y}} = 944,60 \text{ m}^2 \leq 4 \cdot A_{\text{pravokotno,Y}} = 1486,20 \text{ m}^2 \checkmark.$$

Tudi v tem primeru je pogoj izpolnjen, zato sile trenja na stavbo pri delovanja vetra v smeri osi Y zanemarimo.

3.5 Potresni vpliv

Na področjih, kjer obstaja utemeljena verjetnost, da se bo med življenjsko dobo objekta zgodil potres, moramo nosilno konstrukcijo objekta projektirati tudi na potresno obtežbo. Projektiranje potresno-odpornih konstrukcij obravnava standard SIST EN 1998-1:2005 (Beg (ur.) idr., 2009) (v nadaljevanju EC8). Namen tega standarda je (1.1.1(1)):

- zaščititi človeška življenja,
- omejiti škodo in
- zagotoviti, da ostanejo konstrukcije, pomembne za civilno zaščito, uporabne.

Namen standarda EC8 torej ni v preprečitvi, ampak v omejitvi škode, ki jo povzroči potres. Izhaja iz kompromisa med ekonomično in varnostno smernico projektiranja objektov. Potres namreč predstavlja najmočnejšo obremenitev za večino konstrukcij, hkrati pa obstaja dokaj majhna verjetnost, da se bo potres projektne jakosti v življenjski dobi objekta dejansko zgodil. Zato bi bilo neekonomično, če bi konstrukcije projektirali tako, da bi ostale pri projektnejm potresu nepoškodovane.

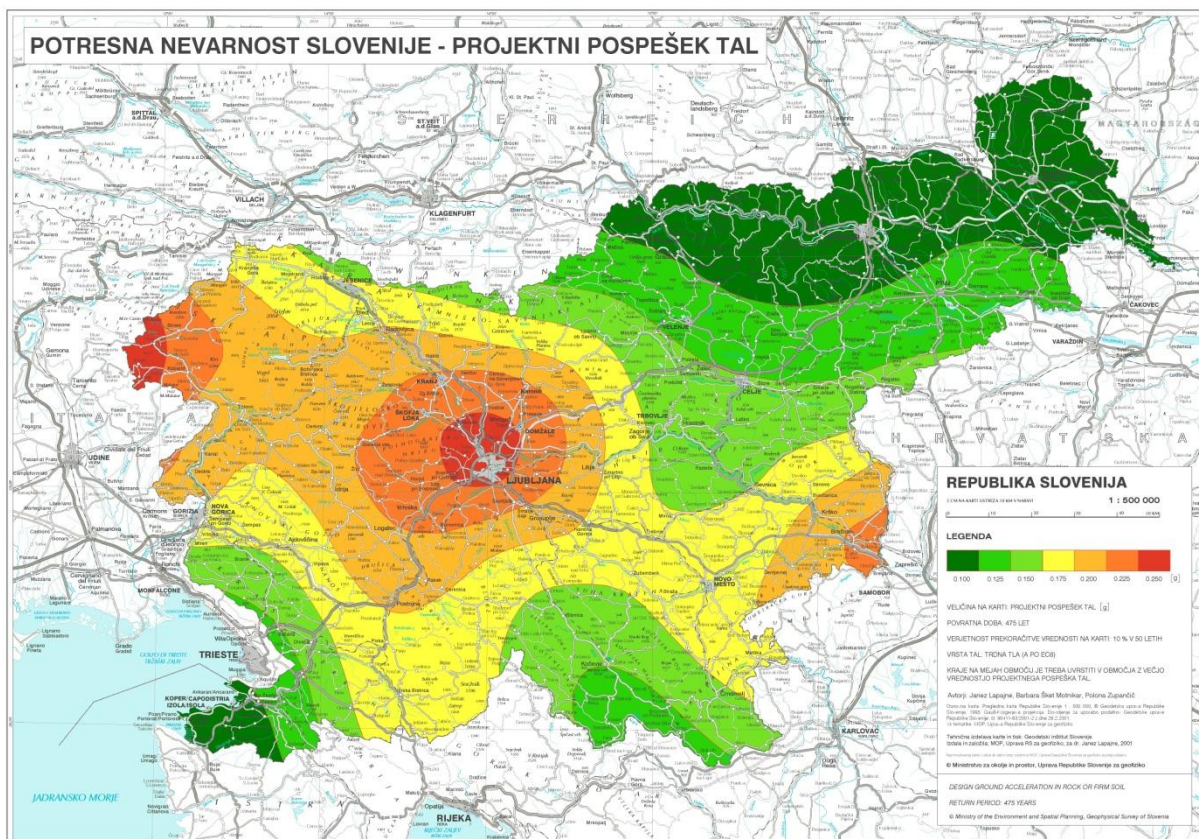
Za doseg tega namena, EC8 zahteva izpolnjevanje dveh kriterijev (2.1):

- zahteva po neporušitvi,
- zahteva po omejitvi poškodb.

Skladno s prvim kriterijem mora konstrukcija med potresom ohraniti dovolj veliko nosilnost za prevzem vertikalnih obremenitev. Po navodilih EC8 in nacionalnega dodatka SIST EN 1998-1:2005/A101:2006 se običajni objekti v Sloveniji projektirajo na potres, za katerega obstaja 10 % verjetnost, da se bo zgodil oz. bil prekoračen v obdobju 50 let. Povratna doba potresa take jakosti je, v skladu z enačbami, ki jih podaja EC8, 475 let.

Drugi kriterij se nanaša na potres, za katerega obstaja velika verjetnost, da se bo zgodil med življenjsko dobo objekta, in zahteva, da ga konstrukcija prenese brez večjih poškodb. V Sloveniji objekte projektiramo na potres za katerega ostaja 10 % verjetnost, da se bo zgodil v naslednjih 10 letih (oz. 41 % v 50 letih). Povratna doba takega potresa je 95 let.

Za določitev potresnega vpliva uporabljamo karto potresne nevarnosti Slovenije (Slika 37). Glede na potresno nevarnost omenjena karta razdeli območje Slovenije na več področij z enakimi vrednostmi referenčnega maksimalnega pospeška na tleh tipa A (trdna tla), a_{gR} .



Slika 37: Karta potresne nevarnosti Slovenije - projektni pospešek tal (ARSO, 2001)

Referenčni maksimalni pospešek v karti potresne nevarnosti ustreza potresu z referenčno povratno dobo 475 let, ki izhaja iz kriterija o neporušitvi običajnih objektov. Tej povratni dobi ustreza faktor pomembnosti $\gamma_1 = 1$. Za druge povratne dobe je projektni pospešek tal a_g enak (SIST EN 1998-1:2005, točka 3.2.1(3)):

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} \quad (3.30)$$

Področje Logatca, v katerem se nahaja obravnavana stavba, spada po tej karti v območje referenčnega maksimalnega pospeška tal $a_{gR} = 0,200$ g. Projektni pospešek tal a_g za obravnavano stavbo je tako:

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} = 1,0 \cdot 0,200 \text{ g} = 0,200 \text{ g} \quad (3.31)$$

Po EC8 potresno gibanje modeliramo s pomočjo elastičnih spektrov pospeškov oziroma elastičnih spektrov odzivov za horizontalni ravnini (pravokotni smeri X in Y). V navpični smeri spektre odziva uporabljamo samo izjemoma, ko je navpični pospešek tal večji od $0,250 \cdot g$. Horizontalni komponenti vznujanja tal sta neodvisni in sta predstavljeni z istim elastičnim spektrom odziva.

Zaradi sposobnosti konstrukcije, da sipa energijo v nelinearnem območju in dodatne nosilnosti, lahko pri projektiranju uporabimo sile, ki so manjše od tistih iz elastičnega spektra odzivov. Potresni vpliv modeliramo s projektnimi spektri odziva, ki ji dobimo tako, da elastične spektre odzivov zmanjšamo z

uporabo faktorja obnašanja q . Pri tem upoštevamo, da je faktor obnašanja lahko različen v obeh smereh horizontalne ravnine.

Analizo konstrukcije na potresne vplive opravimo z modalno analizo na linearno elastičnem prostorskem modelu nosilne konstrukcije stavbe, ki ga izdelamo v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2007). Pri tem upoštevamo projektni spekter odzivov, predstavljen v poglavju 5.3.6. Računski model nosilne konstrukcije predstavljamo v podpoglavju 5.3.

4 PROJEKTIRANJE ZNAČILNE MEDETAŽNE PLOŠČE

4.1 Splošno

Plošča je element, pri katerem najmanjša razpetina ni manjša od petkratne celotne debeline (SIST EN 1992-1-1:2005). Obremenjena je z obtežbo, ki je pravokotna na njeno glavno ravnino, obremenitve pa prenaša z upogibno in strižno togostjo. V diplomski nalogi analiziramo in dimenzioniramo polno AB ploščo nad pritličjem, debeline $h = 18$ cm.

4.2 Projektiranje po metodi mejnih stanj

Razlikujemo mejna stanja nosilnosti (MSN) in mejna stanja uporabnosti (MSU). Mejna stanja so vezana na projektna stanja, ki so lahko trajna, začasna, nezgodna ali potresna. Mejna stanja nosilnosti (MSN) se nanašajo na varnost ljudi in/ali varnost konstrukcije in so povezana s poružitvijo ali podobnimi oblikami odpovedi konstrukcije. Za mejna stanja uporabnosti (MSU) pa so značilni prekomerni premiki, nihanja ali razpoke, ki vplivajo na udobje ljudi in videz objekta ter se lahko pojavijo že ob normalni uporabi konstrukcije. Glavni razliki med obema mejnima stanjema sta:

- Prekoračitev mejnih stanj nosilnosti skoraj vedno pomeni odpoved konstrukcije in kasnejšo odstranitev ali rekonstrukcijo, medtem ko prekoračitev mejnih stanj uporabnosti nima tako resnih posledic. Konstrukcija je navadno tudi po odstranitvi vplivov, ki so povzročila prekoračitev mejnih stanj uporabnosti, normalno uporabna.
- Kriteriji za mejna stanja nosilnosti vključujejo samo parametre konstrukcije in vplivov, kriteriji mejnih stanj uporabnosti pa so odvisni tudi od zahtev naročnika in uporabnikov, od lastnosti opreme in nekonstrukcijskih elementov.

Mejna stanja razvrščamo med:

- Trajna projektna stanja, pri katerih upoštevamo normalne pogoje uporabe. Običajno trajajo celo življenjsko dobo konstrukcije in lahko vključujejo tudi ekstremne vplive vetra, snega in koristne obtežbe.
- Začasna projektna stanja, pri katerih se upoštevajo začasni pogoji, ki se pojavijo med gradnjo ali rekonstrukcijo objekta. Čas trajanja je kratek v primerjavi z življenjsko dobo konstrukcije.
- Nezgodna projektna stanja upoštevajo izjemne pogoje pri požaru, eksplozijah ali trčenju oziroma zaradi lokalne poružitve.
- Potresna projektna stanja, pri katerih upoštevamo pogoje med potresom.

4.2.1 Mejno stanje nosilnosti

Ko obravnavamo mejno stanje nosilnosti, preverjamo varnost konstrukcije proti poružitvi, prevelikimi deformacijami prereza, elementa ali povezave. Veljati mora:

$$E_d \leq R_d. \quad (4.1)$$

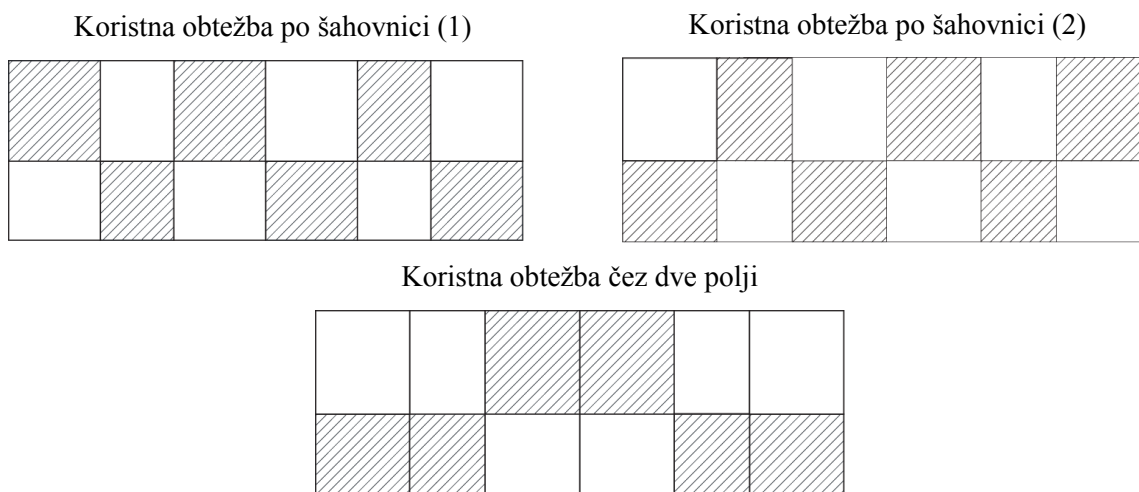
Pri tem je E_d projektna vrednost učinkov vplivov (npr. notranje sile, momenti), ki jo določimo z ustrežno kombinacijo vplivov, R_d pa projektna vrednost pripadajoče odpornosti.

4.2.1.1 Kombinacije vplivov

Projektne vrednosti učinkov vplivov E_d določimo z ustreznim kombiniranjem karakterističnih vrednosti vplivov, ki učinkujejo na konstrukcijo oziroma njen del. V nadaljevanju predstavimo kombinacijo vplivov za obravnavano stropno ploščo. Zaradi velike osne togosti, je vpliv horizontalnih obremenitev na ploščo minimalen. Zato pri kombinaciji vplivov upoštevamo le obremenitve, ki delujejo pravokotno na lastno ravnino plošče. Vplive, ki jih upoštevamo pri projektiranju medetažne plošče, predstavimo v Preglednici 29. Pri tem skladno s standardom SIST EN 1991-1-1:2004 upoštevamo koristno obtežbo kot pomični vpliv, ki jo razporedimo na najneugodnejše dele površine plošče glede na obravnavan učinek vpliva. Upoštevane načine razporeditve koristne obtežbe prikazujemo na Sliki 38.

Preglednica 29: Upoštevani vplivi pri analizi medetažne plošče

Oznaka vpliva	Opis
1	lastna teža + stalna obtežba
2	koristna obtežba po celotni površini
3	koristna obtežba po šahovnici (1)
4	koristna obtežba po šahovnici (2)
5	koristna obtežba čez dve polji
6	obtežba snega



Slika 38: Shematičen prikaz razporeditve koristne obtežbe po površini obravnavane plošče

4.2.1.1.1 Stalna in začasna projektna stanja

Splošna oblika kombinacije učinkov vplivov je (SIST EN 1990: 2004, točka 6.4.3.2(3)):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (4.2)$$

kjer "+" pomeni »kombiniramo z«, Σ pomeni »kombiniran učinek«, $\gamma_{G,j}$ je delni faktor za stalni vpliv »j«, $G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalnega vpliva »j«, $\gamma_{Q,1}$ delni faktor za prevladujoči spremenljivi vpliv »1«, $Q_{k,1}$ karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva »1«, $\gamma_{Q,i}$ delni faktor za spremenljivi vpliv »i«, $\psi_{0,i}$ faktor za kombinacijsko vrednost spremenljivega vpliva »i«, $Q_{k,i}$ pa karakteristična vrednost spremljajočega spremenljivega vpliva »i«.

V Preglednicah 30 in 31 prikazujemo vrednosti delnih faktorjev γ za različno delovanje vplivov in kombinacijskih faktorjev ψ_0 za posamezne kategorije obtežbe za obravnavano ploščo:

Preglednica 30: Vrednosti delnih faktorjev za stalni in spremenljivi vpliv pri različnem načinu delovanja vpliva

	Ugoden vpliv	Neugoden vpliv
Delni faktor za stalni vpliv γ_G	1,0	1,35
Delni faktor za spremenljivi vpliv γ_Q	0,0	1,5

Preglednica 31: Vrednosti kombinacijskih faktorjev ψ_0 in ψ_2 pri upoštevanih spremenljivih vplivih

Vpliv		ψ_0	ψ_2
Koristna obtežba	Kategorija A: stanovanja	0,3	0,7
	Kategorija H: strehe	0,0	0,0
Obtežba snega	kraji z nadmorsko višino pod 1000 m	0,0	0,5
Obtežba vetra		0,6	0,0

Z upoštevanjem izraza (4.2) tvorimo obtežne kombinacije za mejna stanja nosilnosti medetažne plošče. Pri tem podamo tudi kombinaciji K9 in K10, ki ju uporabimo pri analizi strešne konstrukcije, saj vključujeta tudi obtežbo snega. Obtežne kombinacije predstavljamo v Preglednici 32.

Preglednica 32: Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja v mejnem stanju nosilnosti

Obtežna komb.	Obtežni primer					
	Lastna + stalna obt.	Koristna obtežba				Obtežba snega
		Povsod	Šahovnica (1)	Šahovnica (2)	Dve polji	
K1	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$				
K2	$1,00 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$				
K3	$1,35 \cdot G$		$1,5 \cdot Q$			
K4	$1,00 \cdot G$		$1,5 \cdot Q$			
K5	$1,35 \cdot G$			$1,5 \cdot Q$		
K6	$1,00 \cdot G$			$1,5 \cdot Q$		
K7	$1,35 \cdot G$				$1,5 \cdot Q$	
K8	$1,00 \cdot G$				$1,5 \cdot Q$	
K9	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$				$0,75 \cdot S$
K10	$1,35 \cdot G$	$1,05 \cdot Q$				$1,5 \cdot S$

4.2.2 Mejno stanje uporabnosti (MSU)

V mejnem stanju uporabnosti moramo zadostiti pogoju:

$$E_d \leq C_d, \quad (4.3)$$

kjer je E_d projektna vrednost učinkov vplivov, ki ga določimo na podlagi ustrezne kombinacije, C_d pa je mejna projektna vrednost ustreznega kriterija uporabnosti.

4.2.2.1 Kombinacije vplivov

Kombinacije vplivov za mejna stanja uporabnosti so določena z naslednjimi izrazi (točka 6.5.3(2), SIST EN 1990:2004):

- karakteristična kombinacija (navadno jo uporabljamo za nepovratna mejna stanja):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (4.4)$$

- pogosta kombinacija (navadno je uporabljena za povratna mejna stanja):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,i} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (4.5)$$

- navidezno stalna kombinacija (navadno je uporabljena za dolgotrajne učinke in videz konstrukcije):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}. \quad (4.6)$$

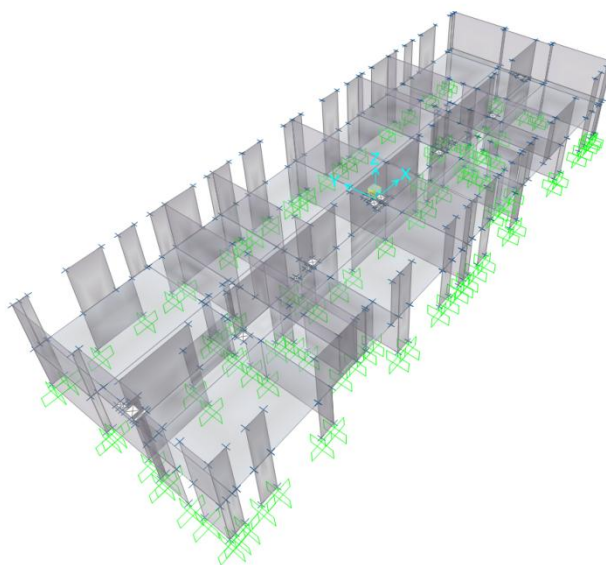
Pri računu povosov medetažne plošče nad pritličjem upoštevamo navidezno stalno obtežno kombinacijo. Različne kombinacije vplivov, ki učinkujejo na ploščo (glej Preglednico 29), prikazujemo v Preglednici 33. Pri tem upoštevamo vrednosti kombinacijskih faktorjev ψ_2 iz Preglednice 31.

Preglednica 33: Kombinacije vplivov za navidezno stalna projektna stanja

Obtežna komb.	Obtežni primer				
	Lastna + stalna obt.	Koristna			
		Povsod	Šahovnica (1)	Šahovnica (2)	Dve polji
Ku1	$1,00 \cdot G$	$0,3 \cdot Q$			
Ku2	$1,00 \cdot G$		$0,3 \cdot Q$		
Ku3	$1,00 \cdot G$			$0,3 \cdot Q$	
Ku4	$1,00 \cdot G$				$0,3 \cdot Q$

4.3 Računski model

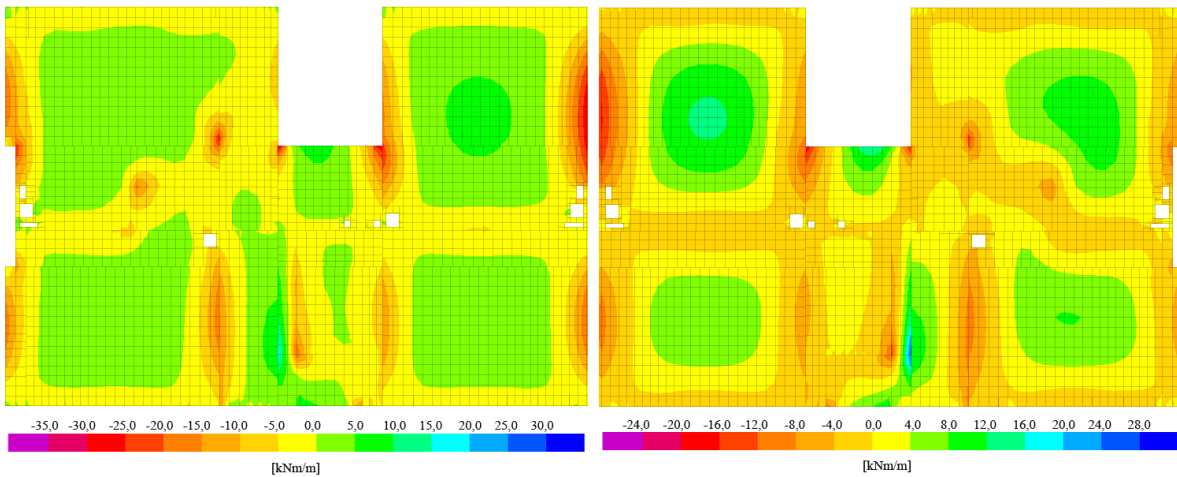
Medetažno ploščo modeliramo s pomočjo programa SAFE (Computers and Structures Inc., 2009). Program SAFE je orodje, specializirano za analizo in dimenzioniranje plošč, ki temelji na metodi končnih elementov. Ploščo nad pritličjem podpremo s stenami ter modeliramo s štiri-vozliščnimi končnimi elementi tipa »Slab«. Obtežimo jo z vplivi, navedenimi v Preglednici 29, ter tvorimo kombinacije vplivov skladno s Preglednico 32 in 33. Na Sliki 39 prikazujemo računski model medetažne konstrukcije.



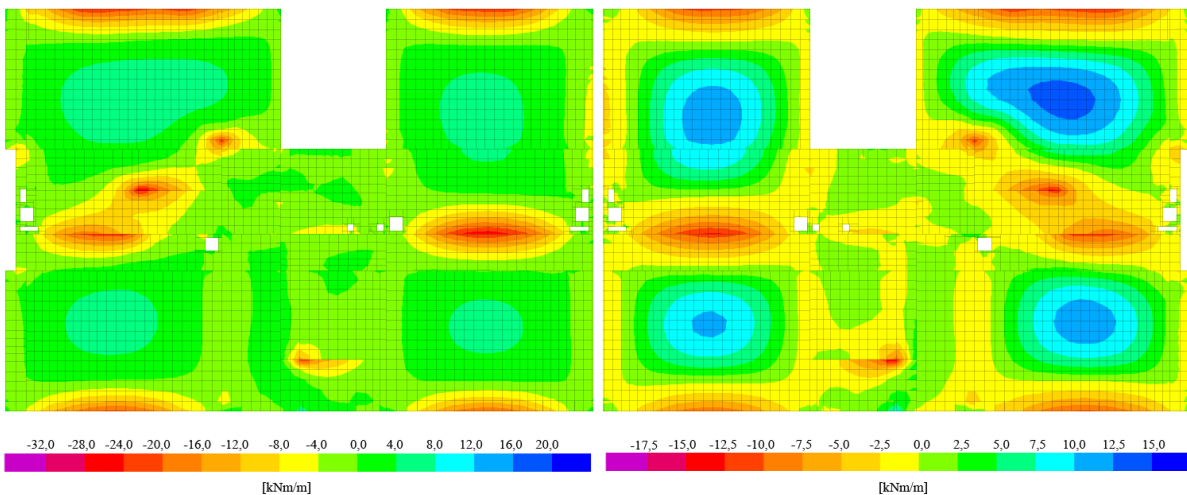
Slika 39: Ravninski model za analizo plošče nad pritličjem

4.3.1 Projektne obremenitve v plošči

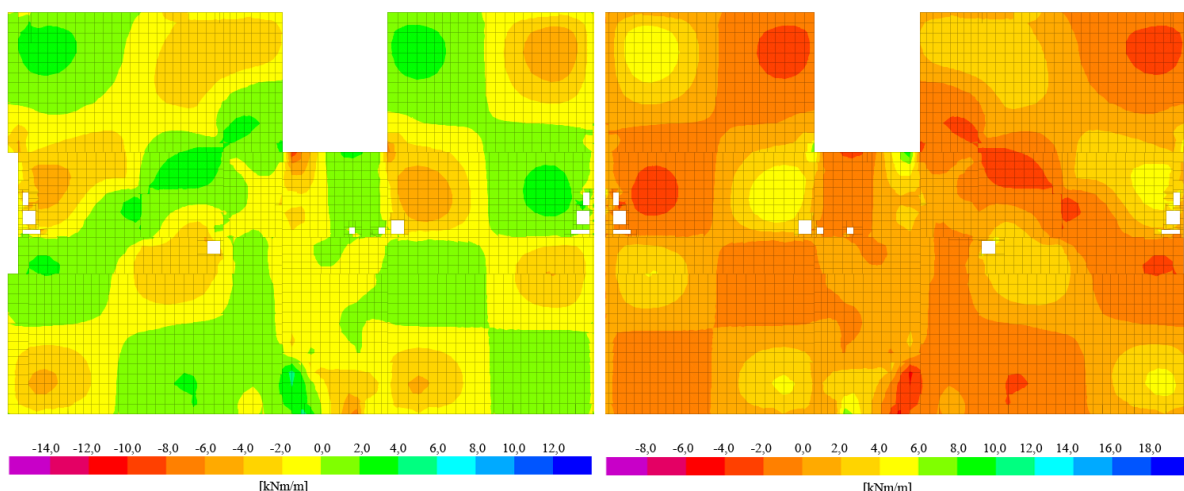
Ovojnice projektnih vrednosti upogibnih (M_{11} , M_{22}) in torzijskih (M_{12}) momentov za stalna projektna stanja (mejno stanje nosilnosti) prikazujemo na Slikah od 40 do 42. Pri tem momenti M_{11} vrtijo okrog osi Y in povzročajo napetosti v smeri osi X, momenti M_{22} pa vrtijo okrog osi X in povzročajo napetosti v smeri osi Y.



Slika 40: : Ovojnica minimalnih (levo) in maksimalnih (desno) upogibnih momentov M_{11} na polovici plošče (upoštevamo simetrijo plošče)



Slika 41: Ovojnica minimalnih (levo) in maksimalnih (desno) upogibnih momentov M_{22} na polovici plošče (upoštevamo simetrijo plošče)



Slika 42: Ovojnica minimalnih (levo) in maksimalnih (desno) torzijskih momentov M_{12} na polovici plošče (upoštevamo simetrijo plošče)

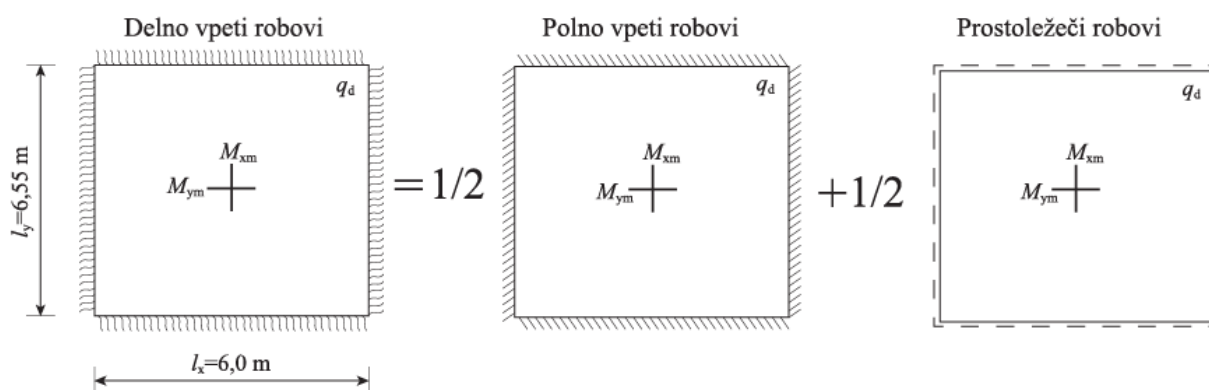
Maksimalne in minimalne vrednosti projektnih vrednosti upogibnih in torzijskih momentov prikazujemo v Preglednici 34.

Preglednica 34: Maksimalne in minimalne projektne vrednosti momentov v plošči (mejna stanja nosilnosti)

	max [kNm/m]	min [kNm/m]
M_{11}	13,94	-31,29
M_{22}	14,81	-31,03
M_{12}	14,15	-14,05

4.3.1.1 Kontrola projektnih upogibnih momentov

Kontrolo projektnih vrednosti upogibnih momentov v obravnavani plošči opravimo s pomočjo Hahnovih tabel (1970). Preverimo vrednost maksimalnega upogibnega momenta v smeri osi X. Pri tem predpostavimo na robovih plošče delno (50 %) vpetost.



Slika 43: Računski model dela plošče za račun upogibnih obremenitev v polju z uporabo Hahnovih tabel (1970)

Vrednost upogibnega momenta M_{xm} ob upoštevanju delnega vpetja robov je enaka:

$$M_{xm} = \frac{1}{2} \cdot M_{xm}^{\text{polno vpet.}} + \frac{1}{2} \cdot M_{xm}^{\text{prostol.}}, \quad (4.7)$$

pri čemer $M_{xm}^{\text{polno vpet.}}$ in $M_{xm}^{\text{prostol.}}$ določimo s pomočjo enačb:

$$M_{xm}^i = \frac{K}{m_x^i}. \quad (4.8)$$

Pri tem je $i = \text{polno vpet.}, \text{prostol.}$, m_x^i je koeficient po Czerny-u, odčitano iz Hahnovih tabel (1970), parameter K pa je:

$$K = q_d \cdot l_x \cdot l_y, \quad (4.9)$$

kjer je q_d projektna obremenitev plošče. Kot je razvidno iz Slike 43, sta dimenziji stranic obravnavanega dela plošče enaki $l_x = 6,0$ m in $l_y = 6,55$ m. Razmerje stranic je:

$$\varepsilon = \frac{l_y}{l_x} = \frac{6,55}{6} = 1,09 \approx 1,10. \quad (4.10)$$

Pri določanju projektne obremenitve q_d obravnavanega dela plošče upoštevamo kombinacijo K1 za stalna in začasna projektna stanja (Preglednica 32), določeno po enačbi (4.2). Pri tem upoštevamo vrednost stalne obtežbe $g_{biv} = 6,26$ kN/m² ter koristno obtežbo $q_k = 2,8$ kN/m²:

$$q_d = 1,35 \cdot g_{biv} + 1,50 \cdot q_k = 1,35 \cdot 6,26 + 1,50 \cdot 2,8 = 12,65 \text{ kN/m}^2. \quad (4.11)$$

Vrednost koeficienta K je torej enaka:

$$K = 12,65 \cdot 6,0 \cdot 6,55 = 497,15 \text{ kN}. \quad (4.12)$$

V nadaljevanju izračunamo upogibna momenta na sredini plošče v primeru polno vpete oziroma vrtljivo podprte plošče.

- Plošča s polno vpetimi robovi:

Ob upoštevanju razmerja stranic (4.10) je:

$$m_x^{\text{polno vpet.}} = 50,7.$$

Z upoštevanjem izraza (4.8) je vrednost upogibnega momenta v polju obravnavanega dela plošče enaka:

$$M_{xm}^{\text{polno vpet.}} = \frac{K}{m_x^{\text{polno vpet.}}} = \frac{497,15}{50,7} = 9,81 \text{ kNm/m}.$$

- Vrtljivo podprta plošča:

Koeficient je:

$$m_x^{\text{prostol.}} = 24,6.$$

Upogibni moment v polju vrtljivo podprte plošče pa je:

$$M_{xm}^{\text{prostol.}} = \frac{K}{m_x^{\text{prostol.}}} = \frac{497,15}{24,6} = 20,2 \text{ kNm/m.}$$

Vrednost projektnega upogibnega momenta M_{xm} na sredini obravnavanega dela delno (50 %) vpete plošče dobimo z upoštevanjem enačbe (4.7):

$$M_{xm} = \frac{1}{2} \cdot 9,81 + \frac{1}{2} \cdot 20,2 = 15,0 \text{ kNm/m.} \quad (4.13)$$

Vrednost projektnega upogibnega momenta v polju plošče v primeru računa z modelom v programu SAFE (Preglednica 34) je enaka $M_{11} = 13,94 \text{ kNm/m}$. Razlika med obremenitvami iz programa SAFE in obremenitvami, določenimi s pomočjo Hahnovih tabel (1970) je torej minimalna in je posledica različne stopnje vpetja robov plošče v obeh računskih primerih. Ker sta vrednosti obremenitev primerljivi, predpostavimo, da so projektne vrednosti obremenitev, dobljene s pomočjo programa SAFE, točne, zato jih uporabimo pri dimenzioniranju armature v plošči.

4.4 Dimenzioniranje vzdolžne armature plošče

Najmanjšo dovoljeno količino vzdolžne armature v pretežno upogibno obremenjenih prečnih prerezih določa izraz (točka 9.2.1.1(1) standarda SIST EN 1992-1-1:2005, str. 154):

$$A_{s,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d \end{array} \right. , \quad (4.14)$$

kjer je b_t srednja širina natezne cone prereza, f_{ctm} je srednja vrednost osne natezne trdnosti betona, f_{yk} je karakteristična meja elastičnosti jekla za armiranje, d pa je statična višina prereza. Prereze, ki vsebujejo manj armature kot $A_{s,\min}$ obravnavamo kot nearmirane.

$$A_{s,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{0,26}{50} \cdot 100 \cdot 15,2 = 2,055 \\ 0,0013 \cdot 100 \cdot 15,2 = 1,976 \end{array} \right\} \rightarrow A_{s,\min} = 2,055 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Prečni prerez vzdolžne armature izven območja stikovanja s prekrivanjem pa ne sme biti večji od:

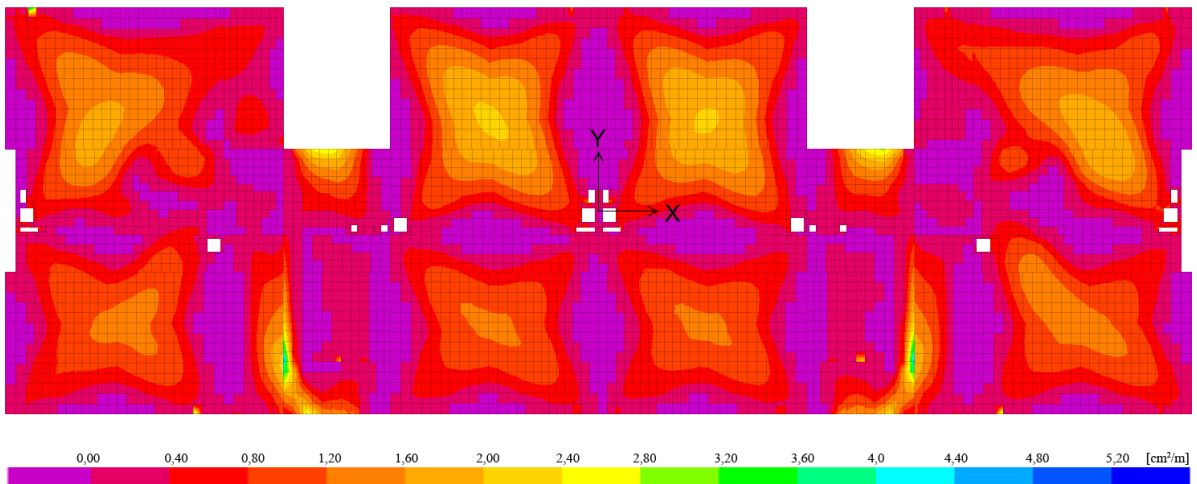
$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c, \quad (4.15)$$

kjer je A_c površina prečnega prereza elementa. Maksimalna količina armature, ki jo smemo še vgraditi v obravnavano stropno ploščo, je tako enaka:

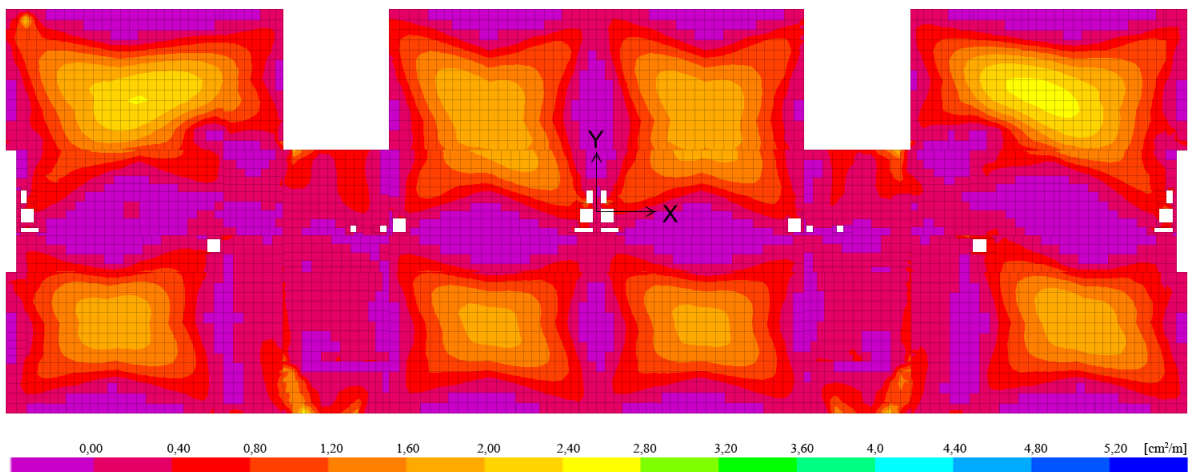
$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot 100 \cdot 18 = 72 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

4.4.1 Rezultati računskega modela

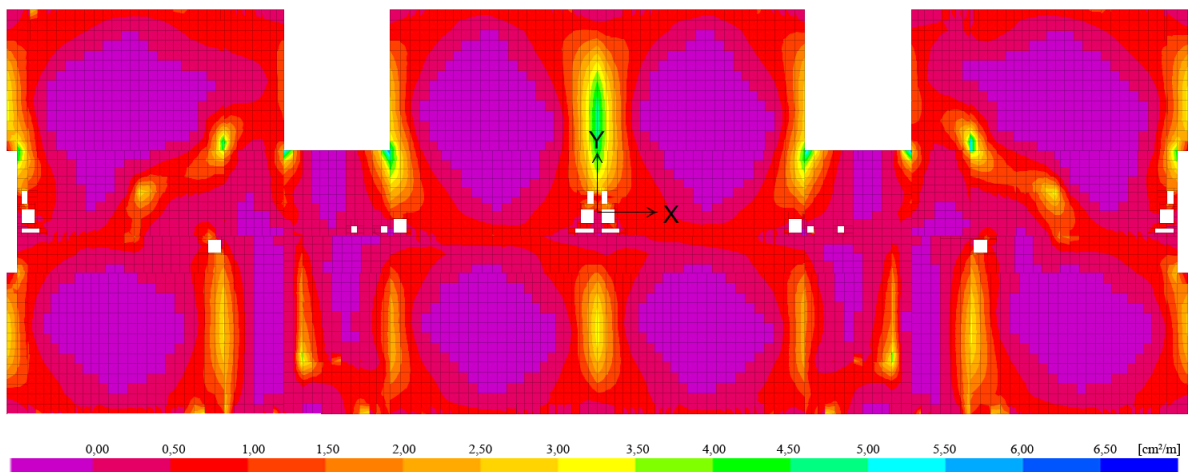
Potrebno količino spodnje oziroma zgornje armature v vzdolžni in prečni smeri obravnavane plošče izračunamo s pomočjo programa SAFE. Rezultate prikazujemo na Slikah od 44 do 47.



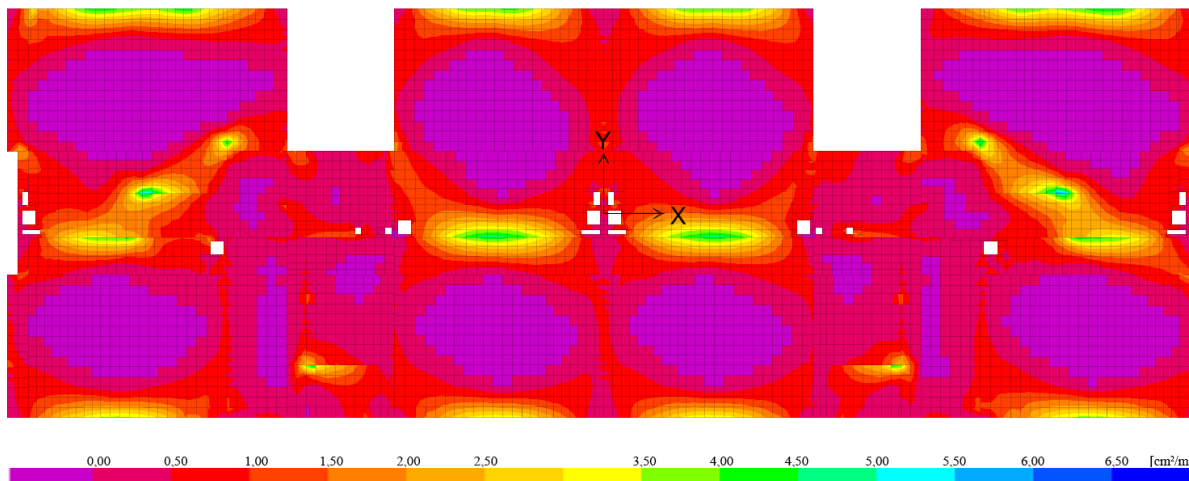
Slika 44: Potrebna spodnja armatura v smeri osi X



Slika 45: Potrebna spodnja armatura v smeri osi Y



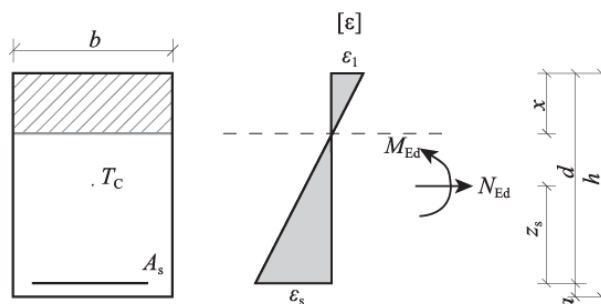
Slika 46: Potrebna zgornja armatura v smeri osi X



Slika 47: Potrebna zgornja armatura v smeri osi Y

4.4.2 Kontrola količine potrebne armature

V nadaljevanju izvedemo kontrolni račun potrebne količine spodnje armature v delu plošče, obravnavane v podpoglavju 4.3.1.1. Za račun uporabimo tabele za enojno armirane prečne prereze pri veliki ekscentričnosti iz Priročnika za dimenzioniranje AB konstrukcij po metodi mejnih stanj (Rogač idr., 2009).



Slika 48: Prečni prerez plošče ter potek deformacij po višini pri osno upogibni obremenitvi

Količino potrebne armature izračunamo z enačbo:

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Eds}}{d \cdot \sigma_s} + \frac{N_{Ed}}{\sigma_s}, \quad (4.16)$$

kjer je k_s koeficient natezne armature, ki ga določimo iz tabel, d je statična višina prereza, σ_s je napetost v natezni armaturi, M_{Eds} pa je upogibni moment v težišču natezne armature.

Oсна sila v obravnavanem prečnem prerezu plošče je $N_{Ed} = 0$ kN, zato je $M_{Eds} = M_{Ed} = 13,94$ kNm/m. Vrednost koeficienta k_d je:

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{13,94 \cdot 100}{1,67 \cdot 100 \cdot 15,2^2} = 0,036.$$

Pripadajoča mejna deformacijska ravnina je $\varepsilon_s/\varepsilon_1 = 10/-1,0$ ‰, pri kateri je $k_s = 1,033$. Tako je:

$$A_s = 1,033 \cdot \frac{13,94 \cdot 100}{15,2 \cdot 43,5} = 2,18 \text{ cm}^2/\text{m}. \quad (4.17)$$

Količina potrebne armature je primerljiva z rezultati analize iz programa SAFE ($A_s^{\text{SAFE}} = 2,54 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Izbrano spodnjo in zgornjo armaturo obravnavane medetažne plošče prikazujemo na armaturnih načrtih, ki so v dodatku k diplomski nalogi.

4.5 Kontrola povosov

4.5.1 Ocena razpokanosti prečnega prereza

Če natezna napetost zaradi upogibne obremenitve ne prekorači srednje vrednosti osne natezne trdnosti betona f_{ctm} , lahko pri računu povosov predpostavimo, da so prečni prerezi nerazpokani. Zato pred izvajanjem kontrole povosov najprej preverimo, če je kritični moment M_{cr} , pri katerem se v prerezu pojavi prva razpoka, prekoračen. Izračunamo ga z enačbo:

$$M_{\text{cr}} = f_{\text{ctm}} \cdot \frac{I_{\text{plosce}}}{z_{\text{T,sp}}}. \quad (4.18)$$

Pri tem je f_{ctm} srednja vrednost osne natezne trdnosti betona, podana v poglavju 2.3.1, $z_{\text{T,sp}}$ je oddaljenost spodnjega roba plošče do težišča prečnega prereza, I_{plosce} pa je vztrajnostni moment prečnega prereza plošče, določen po enačbi:

$$I_{\text{plosce}} = I_b + \left(\frac{E_s}{E_{\text{cm}}} - 1 \right) \cdot A_s \cdot \left(z_{\text{T,sp}} - a \right)^2,$$

kjer je I_b vztrajnostni moment betonskega prereza, E_s je modul elastičnosti armature, E_{cm} je modul elastičnosti betona, A_s prerez natezne armature v obravnavanem delu plošče, $a = c_{\text{nom}}$ pa debelina krovne sloja betona. Dobimo:

$$I_{\text{plosce}} = 48600 + \left(\frac{20000}{3100} - 1 \right) \cdot 2,83 \cdot (9 - 2,8)^2 = 48659 \text{ cm}^4.$$

Tako je:

$$M_{\text{cr}} = 0,26 \cdot \frac{48659}{9} = 1405,7 \text{ kNcm/m} = 14,06 \text{ kNm/m}.$$

Maksimalne momente, ki se v plošči pojavijo pri navidezno stalni obtežni kombinaciji, in kontrole razpokanosti prereza, prikazujemo v Preglednici 35.

Preglednica 35: Maksimalni upogibni momenti M_{11} in M_{22} v plošči pri navidezno stalni obtežni kombinaciji in kontrola razpokanosti prereza

	max [kNm/m]		M_{cr} [kNm/m]	
M_{11}	7,81	<	14,06	✓
M_{22}	8,43	<	14,06	✓

Iz rezultatov v Preglednici 35 ugotovimo, da maksimalni momenti v plošči ne prekoračijo kritičnega momenta M_{cr} . Na podlagi tega sklepamo, da je prečni prerez plošče v mejnem stanju uporabnosti nerazpokan.

4.5.2 Metode računa

Deformacije nosilnih elementov konstrukcije moramo omejiti tako, da ne vplivajo na njeno uporabo ali videz. Vrednosti deformacije zato ne smejo biti večje od tistih, ki jih lahko prenesejo ostali povezani elementi, kot so predelne stene, zasteklitve, obloge, inštalacije in zaključni sloji. Velja, da se videz in splošna uporabnost konstrukcije lahko poslabšata, če je računski povos plošče, grede ali konzole pri navidezno stalni kombinaciji vplivov večji od 1/250 razpetine.

Mejno stanje deformacij lahko dokažemo:

- z omejitvijo razmerja med razpetino in statično višino prereza ali
- s primerjavo izračunanega povosa z mejno vrednostjo.

Pri obravnavani plošči uporabimo za dokaz mejnega stanja deformacij prvo metodo. Izkaže se, da razmerje med razpetino in statično višino prereza plošče ne preseže mejnega razmerja, zato račun povosov za obravnavano ploščo ni potreben.

4.5.2.1 Kontrola razmerja med razpetino in statično višino

Mejno razmerje med razpetino in statično višino plošče določimo s pomočjo enačb (točka 7.4.2(2), SIST EN 1992-1-1:2005, str. 130):

$$\rho \leq \rho_0: \quad \frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right]; \quad (4.19)$$

$$\rho > \rho_0: \quad \frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right]. \quad (4.20)$$

Pri tem je K faktor, s katerim upoštevamo vpliv statičnega sistema konstrukcije, ρ_0 je referenčno razmerje armiranja ($\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$), ρ je zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo v sredini razpetine, ki je potrebna za prevzem projektne upogibne obremenitve ($\rho = \frac{A_{s,potr}}{b \cdot h}$), ρ' je zahtevana

stopnja armiranja s tlačno armaturo v sredini razpetine, f_{ck} pa je karakteristična tlačna trdnost betona v MPa.

Za notranje polje v dveh smereh nosilne plošče s pomočjo Preglednice 7.4N standarda SIST EN 1992-1-1:2005 (str. 131) določimo vrednost faktorja $K = 1,5$. Karakteristična tlačna trdnost betona trdnostnega razreda C25/30 je $f_{ck} = 25$ MPa, referenčno razmerje armiranja pa $\rho_0 = 0,005$. Zahtevana stopnja armiranja na sredini najbolj obremenjenega dela plošče je $\rho = \frac{2,84 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \cdot 18 \text{ cm}} = 0,00158 = 0,158 \%$, manjša razpetina obravnavanega polja plošče pa je $l = \min(6,55 \text{ m}, 8,00 \text{ m}) = 6,55 \text{ m}$. Ker velja $\rho < \rho_0$, mejno razmerje med razpetino in statično višino določimo s pomočjo enačbe (6.8):

$$\frac{l}{d} = 1,5 \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{0,005}{0,00158} + 3,2 \cdot \sqrt{25} \cdot \left(\frac{0,005}{0,00158} - 1 \right)^{3/2} \right] = 128,53.$$

Mejno razmerje med razpetino in statično višino ni prekoračeno, saj velja:

$$\frac{l_{dej}}{d_{dej}} = \frac{6,55 \text{ m}}{0,152 \text{ m}} = 43,09 \leq 128,53 \checkmark.$$

To pomeni, da kontrola povosov plošče ni potrebna.

5 PROJEKTIRANJE VERTIKALNIH NOSILNIH ELEMENTOV

5.1 Splošno

Pri projektiranju vertikalnih nosilnih elementov, pri obravnavani stavbi so to stene z in brez odprtin, moramo upoštevati določila standardov SIST EN 1992-1-1:2005 in SIST EN 1998-1:2005. Stena je v obeh standardih definirana kot konstrukcijski element, ki podpira ostale elemente, ima podolgovat prerez ter razmerje med dolžino l_w in debelino b_w večje ali enako 4.

Zaradi velike togosti in nosilnosti stene razmeroma dobro prenašajo horizontalne obremenitve, problematično pa je zagotavljanje duktilnosti. Relativno kratka tlačna cona pri upogibu lahko v steni povzroči nevarnost zdrobitve tlačne cone, lokalnega uklona vogalne armature ali bočni uklon. Problematična je lahko tudi strižna nosilnost, saj pogosto pride do močnega odpiranja upogibnih razpok v natezni coni plastičnega členka. Pri projektiranju sten moramo zato posebno pozornost posvetiti zasnovi konstrukcijskih detajlov, s katerimi preprečimo krhke porušitve in zagotovimo dobro obnašanje stene med potresom. Vsi konstrukcijski ukrepi za zagotavljanje ustrezne duktilnosti sten so navedeni v standardu SIST EN 1998-1-1:2005. Standard loči velike, šibko armirane stene, ki so primerne za območja z nizko seizmičnostjo in duktilne stene, ki energijo sipajo v območju upogibnega členka, kjer tik nad vpetjem ni odprtin ali večjih prebojev. Stene obravnavane stavbe projektiramo kot duktilne stene.

5.2 Projektiranje na mejna stanja nosilnosti (MSN)

5.2.1 Kombinacije vplivov

5.2.1.1 Stalna in začasna projektna stanja

Projektne vrednosti učinkov vplivov E_d določimo z ustreznim kombiniranjem karakterističnih vrednosti vplivov, ki učinkujejo na konstrukcijo. Vplive, ki jih upoštevamo pri analizi vertikalnih nosilnih elementov, predstavljamo v Preglednici 36. Upoštevane obtežne kombinacije prikazujemo v Preglednici 37. Pri tem uporabljene vrednosti delnih faktorjev navajamo v Preglednici 30, vrednosti kombinacijskih faktorjev pa v Preglednici 31.

Preglednica 36: Upoštevani vplivi pri analizi vertikalnih nosilnih elementov

Oznaka vpliva	Opis
1	lastna teža + stalna obtežba
2	koristna obtežba po celotni površini
3	obtežba snega
4	veter v smeri X
5	veter v smeri Y
6	potres v smeri X
7	potres v smeri Y

Preglednica 37: Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja v mejnem stanju nosilnosti

Obtežna komb.	Obtežni primer				
	Lastna + stalna obt.	Koristna obtežba-povsod	Obtežba snega	Veter v smeri X	Veter v smeri Y
K1	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$			
K2	$1,00 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$			
K3	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$	$0,75 \cdot S$		
K4	$1,35 \cdot G$	$1,05 \cdot Q$	$1,5 \cdot S$		
K5	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$		$0,9 \cdot W_X$	
K6	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$		$-0,9 \cdot W_X$	
K7	$1,35 \cdot G$	$1,05 \cdot Q$		$1,5 \cdot W_X$	
K8	$1,35 \cdot G$	$1,05 \cdot Q$		$-1,5 \cdot W_X$	
K9	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$			$0,9 \cdot W_Y$
K10	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$			$-0,9 \cdot W_Y$
K11	$1,35 \cdot G$	$1,05 \cdot Q$			$1,5 \cdot W_Y$
K12	$1,35 \cdot G$	$1,05 \cdot Q$			$-1,5 \cdot W_Y$

5.2.1.2 Potresna projektna stanja

Kombinacijo vplivov v potresnih projektih stanjih izrazimo kot (točka 6.4.3.4(2), SIST EN 1990: 2004, str. 35):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5.1)$$

kjer je A_{Ed} projektna vrednost potresnega vpliva, $\psi_{2,i}$ je faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva »i«, "+" pomeni »kombinirano z«, Σ pomeni »kombiniran učinek«, $G_{k,j}$ je

karakteristična vrednost »j«-tega stalnega vpliva, $Q_{k,i}$ pa je karakteristična vrednost »i«-tega spremljajočega spremenljivega vpliva.

Ker je gibanje tal med potresom sestavljeno iz nihanja v vseh vodoravnih smereh, standard SIST EN 1998-1: 2005 zahteva, da upoštevamo istočasno delovanje potresnih obremenitev v obeh glavnih vodoravnih smereh X in Y. Projektno vrednost vpliva potresa A_{Ed} dobimo tako, da upoštevamo potresna obtežna primera sestavljena iz 100 % vpliva v eni smeri in 30 % vpliva v drugi smeri in sicer:

$$E_{Edx} + "0,3 \cdot E_{E dy} \text{ in } E_{E dy} + "0,3 \cdot E_{Edx}, \quad (5.2)$$

kjer je E_{Edx} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresa v X smeri konstrukcije, $E_{E dy}$ pa učinek potresnega vpliva zaradi delovanja istega potresa v Y smeri konstrukcije.

Vrednosti faktorja za navidezno stalno vrednost spremenljivih vplivov smo pokazali v Preglednici 31. Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja pa navajamo v Preglednici 38.

Preglednica 38: Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja

Obtežna komb.	Obtežni primer			
	Lastna + stalna teža	Koristna - povsod	Potres v smeri X	Potres v smeri Y
K13	G	$0,3 \cdot Q$	$1,0 \cdot E_{Edx}$	$0,3 \cdot E_{E dy}$
K14	G	$0,3 \cdot Q$	$-1,0 \cdot E_{Edx}$	$-0,3 \cdot E_{E dy}$
K15	G	$0,3 \cdot Q$	$0,3 \cdot E_{Edx}$	$1,0 \cdot E_{E dy}$
K16	G	$0,3 \cdot Q$	$-0,3 \cdot E_{Edx}$	$-1,0 \cdot E_{E dy}$

5.3 Računski model

Računsko analizo vertikalnih nosilnih elementov stavbe izvedemo s pomočjo prostorskega računskega modela, ki ga izdelamo v programu ETABS (Computers and Structures Inc., 2007). Program ETABS je računsko orodje za analizo in dimenzioniranje nosilne konstrukcije večetažnih objektov, predvsem je primeren za analizo konstrukcije pri potresnem vplivu. Modeliranje nosilne konstrukcije izvedemo s pomočjo grafičnega uporabniškega vmesnika, ki temelji na risanju linijskih in ploskovnih končnih elementov.

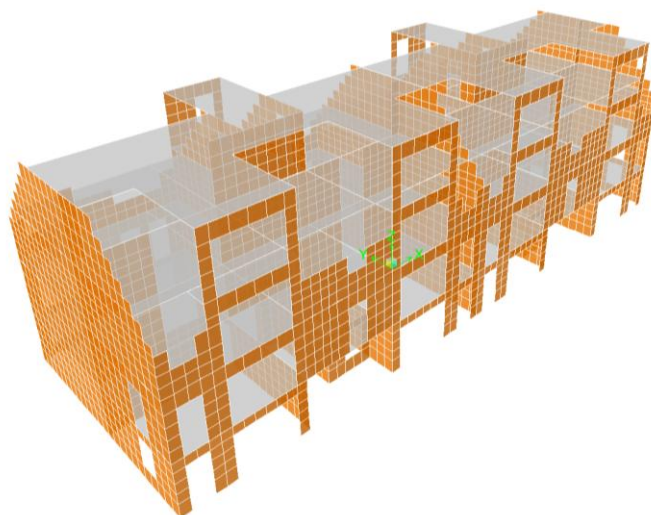
5.3.1 Modeliranje stavbe

Vertikalne nosilne elemente obravnavanega stavbe modeliramo s štiri-vozljučnimi ploskovnimi končnimi elementi. Geometrijo stavbe med modeliranjem nekoliko poenostavimo in sicer tako, da so

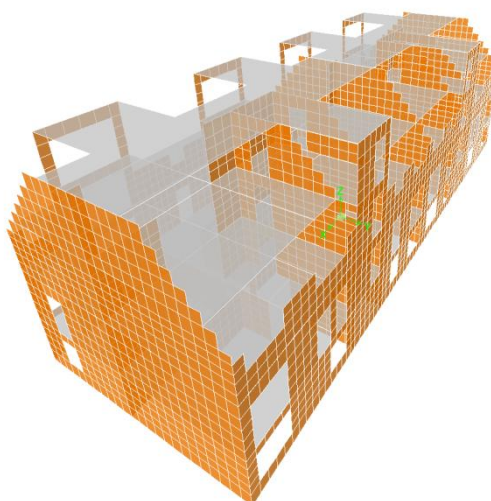
končni elementi približno pravokotnih dimenzij. Ta poenostavitev je smiselna, saj nam ustrezna mreža končnih elementov izboljša numerično reševanje enačb ter poveča natančnost analize. Pri tem moramo poudariti, da se geometrija stavbe kljub poenostavitvam ni bistveno spremenila, o čemer priča tudi kontrola mas po posameznih etažah, ki jo predstavljamo v Preglednici 41. S štiri-vozliščnimi končnimi elementi smo modelirali tudi prečne stene, ki se zaradi dvokapnice zaključijo v trikotnik.

Vertikalno nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe sestavljajo stene brez in z odprtini. Slednje modeliramo tako, da končne elemente preklad združimo s uporabo funkcije »*Spandrel*«, elemente sten med njimi pa s funkcijo »*Pier*«. Tako program samodejno integrira napetosti po prečnem prerezu preklade oziroma stene in poda rezultirajoče notranje sile v težiščni osi le teh.

Standard EC8 predpisuje, da moramo pri določanju togosti vertikalnih nosilnih elementov upoštevati vpliv razpokanosti prerezov. V programu ETABS vpliv razpokanosti med potresom upoštevamo na poenostavljen način z zmanjšanjem elastične upogibne, strižne in osne togosti na polovico osnovne vrednosti. Pri tem moramo paziti, saj je model razpokane konstrukcije, ki ga uporabimo za analizo na potresne vplive, različen od modela za analizo ostalih vplivov, kjer vertikalni nosilni elementi ostanejo nerazpokani. Ta problem rešimo tako, da uporabimo dva računska modela: enega za potresno analizo, drugega pa za analizo ostalih vplivov. Računski model nosilne konstrukcije stavbe prikazujemo na Slikah 49 in 50. V obeh modelih upoštevamo linearno obnašanje materiala. V nadaljevanju podrobneje predstavimo oba modela.



Slika 49: Prostorski računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov v programu ETABS, pogled iz spodnje strani



Slika 50: Prostorski računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov v programu ETABS, pogled iz zgornje strani

- Računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov na potresne vplive:

Ker je togost plošče v vodoravni smeri, v kateri deluje tudi potresni vpliv, veliko večja od vodoravne togosti vertikalnih nosilnih elementov, lahko pri modeliranju predpostavimo, da plošča v svoji ravnini deluje kot toga diafragma. Ta ima neskončno togost v svoji ravnini in zanemarljivo togost pravokotno nanjo. Tako plošče modeliramo s končnimi elementi tipa »*Membrane*«, saj nam služijo samo za zbiranje in prenos vztrajnostnih sil na vertikalne elemente.

Pri analizi stavbe na potresne vplive upoštevamo vse mase, povezane s težnostnimi vplivi, vključenimi v kombinaciji vplivov (5.1). V programu ETABS to upoštevamo z uporabo funkcije »*Define Mass Source*«.

V programu ETABS potresne vplive upoštevamo tako, da najprej definiramo spektra pospeškov za obe glavni vodoravni smeri X in Y (spektra podrobneje predstavimo v poglavju 5.3.6). To izvedemo s pomočjo ukaza »*Define Response Spectrum Functions*«. Nato s funkcijo »*Define Response Spectrum Cases*« definiramo potresni vpliv za obe vodoravni smeri. Pri tem upoštevamo 5 % dušenje (»*Damping*«). Program ETABS omogoča tudi enostavno upoštevanje slučajne ekscentričnosti mase, ki jo predpisuje standard EC8. Ta zahteva, da morebitna odstopanja od projektne razporeditve mas in togosti upoštevamo tako, da v vsaki etaži premaknemo maso iz masnega središča za $\pm 5\%$ tlorisne dimenzije v obeh glavnih vodoravnih smereh. V programu ekscentričnost upoštevamo tako, da pri definiranju potresnega vpliva v okence »*Ecc. Ratio (All Diaph.)*« vpišemo ekscentričnost 5 %.

- Računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov na stalne in spremenljive vplive:

Kot smo že omenili, moramo pri analizi stavbe na nepotresne vplive upoštevati nerazpokane prečne prereze. Poleg tega plošče v tem primeru prenašajo na vertikalne nosilne elemente tudi stalno in koristno obtežbo, dodatno pa analiziramo tudi njihov odziv na te vplive. Plošče modeliramo s končnimi elementi tipa »Plate«.

5.3.2 Masa konstrukcije in središča togosti posamezne etaže

Točka 3.2.4.(1)P standarda SIST EN 1998-1:2005 predpisuje, da moramo pri določanju potresnega vpliva upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (5.3)$$

kjer je $\psi_{E,i}$ koeficient za kombinacijo i -tega spremenljivega vpliva. Slednji upošteva verjetnost, da obtežba $Q_{k,i}$ v času potresa ni prisotna po celotni konstrukciji (točka 3.2.4(3) po EC8). Določimo ga po točki 4.2.4(2)P (SIST EN 1998-1:2005) po izrazu:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}, \quad (5.4)$$

kjer je $\psi_{2,i}$ koeficient za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva. Priporočene vrednosti podajamo v Preglednici 39. Koeficient φ je odvisen od vrste spremenljivega vpliva in zasedenosti posamezne etaže. Vrednosti podajamo v Preglednici 40:

Preglednica 39: Priporočene vrednosti faktorjev ψ_2 za stavbe (SIST EN 1991-1-2004)

Kategorija	ψ_2
A, B, G	0,3
C, D, F	0,6
E	0,8
H	0

Preglednica 40: Vrednosti φ za račun $\psi_{E,i}$ (Preglednica 4.2, str. 45, SIST EN 1998-1:2005)

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	φ
kategorije A - C	vrhnja etaža (streha)	1,0
	zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8
	etaže so neodvisno zasedene	0,5
kategorije D – F in arhivi		1,0

Površine bivalnih prostorov obravnavane stavbe uvrstimo v skladu s preglednico 6.1 standarda SIST EN 1991-1-1:2004 v kategorijo A, zato je $\psi_2 = 0,3$, površino strehe pa v kategorijo H ($\psi_2 = 0$). Kot prikazujemo v Preglednici 40 je za vrhno etažo in streho $\varphi = 1,0$, za ostale, neodvisno zasedene etaže pa $\varphi = 0,5$.

V nadaljevanju po »peš« postopku izračunamo mase posameznih etaž obravnavane stavbe. Rezultate uporabimo za kontrolo geometrije in mase računskega modela stavbe v programu ETABS.

Podrobneje prikazujemo le »peš« izračun mase na koti +2,64 m (v računskem modelu je etaža označena kot nadstropje):

- Stalna obtežba:

- Stropna plošča ($g_{\text{biv}} = 6,26 \text{ kN/m}^2$, $g_{\text{hod}} = 6,59 \text{ kN/m}^2$, $g_{\text{st}} = 6,81 \text{ kN/m}^2$):

$$G_1 = (A_1 \cdot g_{\text{biv}} + A_2 \cdot g_{\text{hod}}) = (365,32 \cdot 6,26 + 17,66 \cdot 6,59 + 23,42 \cdot 6,81) = 2562,8 \text{ kN.}$$

- Stene v pritličju ($h_{\text{et}}^I = 2,64 \text{ m}$, $b_I = 0,20 \text{ m}$, $b_{II} = 0,15 \text{ m}$):

$$G_2 = (L_{\text{sten,I}} \cdot b_I + L_{\text{sten,II}} \cdot b_{II}) \cdot \gamma_c \cdot \frac{h_{\text{et}}^I}{2} = (107,62 \cdot 0,20 + 39,64 \cdot 0,15) \cdot 25 \cdot \frac{2,64}{2} = 906,51 \text{ kN.}$$

- Stene v nadstropju ($h_{\text{et}}^{II} = 2,85 \text{ m}$, $b_I = 0,20 \text{ m}$, $b_{II} = 0,15 \text{ m}$):

$$G_3 = (L_{\text{sten,I}} \cdot b_I + L_{\text{sten,II}} \cdot b_{II}) \cdot \gamma_c \cdot \frac{h_{\text{et}}^{II}}{2} = (104,9 \cdot 0,20 + 21,4 \cdot 0,15) \cdot 25 \cdot \frac{2,85}{2} = 861,77 \text{ kN.}$$

- Parapeti v pritličju in preklade v nadstropju ($b_I = 0,20 \text{ m}$, $b_{II} = 0,15 \text{ m}$):

$$G_4 = (L_{\text{preklada,I}} \cdot h_{\text{preklada,I}} \cdot b_I + L_{\text{preklada,II}} \cdot h_{\text{preklada,II}} \cdot b_{II} + L_{\text{parapet,I}} \cdot h_{\text{parapet,I}} \cdot b_I) \cdot \gamma_c = \\ = (33,08 \cdot 0,44 \cdot 0,20 + 5,52 \cdot 0,44 \cdot 0,15 + 23,92 \cdot 0,20 \cdot 0,20) \cdot 25 = 105,8 \text{ kN.}$$

Skupna stalna obtežba: $G_I = \sum_{i=1}^4 G_i = 4436,9 \text{ kN.}$

- Spremenljiva obtežba:

- Stropna plošča ($q = 2,80 \text{ kN/m}^2$):

$$Q_I = (A \cdot q) = (406,4 \cdot 2,80) = 1137,9 \text{ kN.}$$

Določitev skupne mase na višini nadstropja:

$$W_1 = G_I + 0,5 \cdot 0,3 \cdot Q_I = (4436,9 + 0,15 \cdot 1137,9) = 4608 \text{ kN,}$$

$$m_1 = \frac{4608}{9,81} = 469,68 \text{ t.}$$

Mase ostalih etaž izračunamo po enakem postopku. Rezultate zberemo v Preglednici 41. Mase primerjamo z masami, ki jih izračuna program ETABS. Podajamo tudi lego masnega središča v posamezni etaži kot ga določi program.

Preglednica 41: Masno središče in primerjava mas v posamezni etaži

Oznaka etaže	X_M [m]	Y_M [m]	Z_M [m]	Masa [t] (ETABS)	Masa [t] (»PEŠ«)	Razlika [%]
1	0	0,087	2,64	466,17	469,68	0,75
2	0	0,108	5,49	481,46	482,21	0,16
3	0	0,007	8,34	425,56	428,67	0,73
4	0	-0,404	11,23	216,53	212,24	-2,02

Iz Preglednice 41 ugotovimo, da so razlike med masami izračunanimi s »peš« postopkom in masami, ki jih izračuna program minimalne. Sklepamo, da je računski model dovolj natančen za nadaljnjo analizo.

5.3.3 Pravilnost konstrukcije

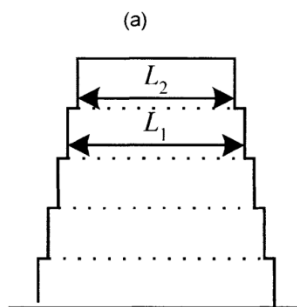
Konstrukcije pri projektiranju na potresne vplive delimo glede na njihovo geometrijo na pravilne in nepravilne. Pri tem posebej preverjamo pravilnost po višini in tlorisno pravilnost konstrukcije. To vpliva na model konstrukcije, metodo analize in na vrednost faktorja obnašanja. V nadaljevanju prikazujemo obe kontroli. Izkaže se, da je obravnavana stavba pravilna po tlorisu in nepravilna po višini.

5.3.3.1 Pravilnost po višini

Objekt je pravilen po višini, če izpolnjuje vse naslednje pogoje:

- vsi konstrukcijski elementi, ki prenašajo vodoravno obtežbo, potekajo od temeljev do vrha stavbe,
- togost in masa sta konstantni po vseh etažah oz. se po višini spreminjata brez nenadne spremembe,
- za okvirne stavbe se razmerje dejanske nosilnosti etaže proti računski nosilnosti ne sme spreminjati v različnem razmerju po posameznih etažah,
- dovoljena zožitev tlorisa po različnih etažah ne sme biti prekoračena.

V našem primeru stene potekajo od temeljev do vrha stavbe, preveriti pa je potrebno, če zožitev tlorisa v mansardah in podstrešju ustreza kriteriju pravilnosti objekta po višini. Pri tem upoštevamo točko 4.2.3.3 iz standarda EC8.



$$\text{Merilo za (a): } \frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$$

Slika 51: Kriterij za ugotavljanje pravilnosti po višini (str. 44 standarda EC8, Slika 4.1)

Preglednica 42: Ugotavljanje pravilnosti po višini obravnavane stavbe

	Etaža	L_i [m]	$\frac{L_i - L_{i+1}}{L_i}$
Pritličje	1	12,1	0
Nadstropje	2	12,1	0
1. mansarda	3	12,1	0,12
2. mansarda	4	10,7	0,59
Podstrešje	5	4,4	/

Iz Preglednice 42 je razvidno, da obravnavana stavba ni pravilna po višini, saj je prekoračena dovoljena zožitev tlorisa $\frac{L_i - L_{i+1}}{L_i} < 0,2$ med 2. mansardo in podstrešjem. EC8 v tem primeru predpisuje, da moramo referenčni faktor obnašanja q_0 zmanjšati za 20 %.

5.3.3.2 Tlorisna pravilnost

Zahteve, s katerimi ugotovimo tlorisno pravilnost konstrukcije, so podane v točki 4.2.3.2 standarda EC8. Konstrukcija je definirana kot pravilna po tlorisu, če v nobeni etaži in nobeni izmed glavnih smeri analize X in Y ekscentričnost e_0 ne prekorači 30 % torzijskega polmera ter če je torzijski polmer r manjši od vztrajnostnega polmera l_s . Pri tem moramo izpolniti tudi pogoj, da je vitkost tlorisa λ , definirana kot razmerje med daljšo in krajšo tlorisno stranico objekta, manjša od 4. Če konstrukcija izpolnjuje vse zahteve ima minimalno torzijsko togost. Vsi kriteriji so za obravnavano konstrukcijo izpolnjeni, zato jo uvrstimo med tlorisno pravilne. Računske kontrole prikazujemo v nadaljevanju.

- Kontrola vitkosti tlorisa λ obravnavane stavbe:

$$\lambda = L_{\max} / L_{\min} \leq 4. \quad (5.5)$$

Pri tem je L_{\max} daljša, L_{\min} pa krajša tlorisna stranica obravnavane stavbe. Pogoj je izpolnjen, saj je :

$$\lambda = 34,3 \text{ m} / 11,9 \text{ m} = 2,88 \leq 4.$$

- Kontrola ekscentričnosti e_0 konstrukcije:

$$e_{0,x(y)} \leq 0,30 \cdot r_{X(Y)}. \quad (5.6)$$

Pri tem je $e_{0,x(y)}$ razdalja med središčem togosti in masnim središčem, merjena v smeri pravokotno na smer analize, $r_{X(Y)}$ pa torzijski polmer v smeri osi X (Y). Rezultate prikazujemo v Preglednici 46.

- Določitev ekscentričnosti posameznih etaž:

Za določitev ekscentričnosti posamezne etaže uporabimo rezultate analize prostorskega računskega modela stavbe iz programu ETABS (Computers and Structures Inc. 2007). Rezultate prikazujemo v Preglednici 43.

Preglednica 43: Masno in togostno središče ter ekscentričnost mase i -te etaže

Nadstropje	Masno središče i -te etaže		Togostno središče i -te etaže		Razdalja med masnim in togostnim središčem i -te etaže	
	$X_{CM,i}$ [m]	$Y_{CM,i}$ [m]	$X_{CR,i}$ [m]	$Y_{CR,i}$ [m]	$ e_{0,x} $ [m]	$ e_{0,y} $ [m]
1	0	0,087	0	1,967	0	1,88
2	0	0,108	0	1,019	0	0,911
3	0	-0,009	0	0,077	0	0,086
4	0	-0,388	0	-0,435	0	0,047

- Določitev torzijskih polmerov $r_{X(Y)}$ po posameznih etažah:

Torzijski polmer $r_{X(Y)}$ je definiran kot kvadratni koren razmerja med torzijsko in translacijsko togostjo v smeri Y (X):

$$r_X = \sqrt{\frac{K_M}{K_{FY}}} \quad \text{in} \quad r_Y = \sqrt{\frac{K_M}{K_{FX}}} \quad (5.7)$$

Za določitev torzijske in translacijske togosti moramo v prostorskem računskem modelu stavbe iz programa ETABS (Computers and Structures Inc. 2007) v vsaki etaži definirati tri dodatne obtežne primere:

- Sila $F_{X,i}$, ki deluje v togostnem središču i -te etaže v smeri osi X,
- Sila $F_{Y,i}$, ki deluje v togostnem središču i -te etaže v smeri osi Y,
- Torzijski moment $M_{Z,i}$, ki deluje v togostnem središču i -te etaže in vrtilni okrog osi Z.

Iz rezultatov analize odčitamo vrednosti pomikov in zasukov posameznih etaž v smereh delovanja obtežbe. Rezultate zberemo v Preglednici 44.

Preglednica 44: Pomiki in zasuki etaž zaradi delovanja sile oz. momenta v togostnem središču posamezne etaže

Oznaka etaže	Pomik $U_{x,i}$ zaradi sile $F_{x,i}$ [m]	Pomik $U_{y,i}$ zaradi sile $F_{y,i}$ [m]	Rotacija $R_{z,i}$ zaradi momenta $M_{z,i}$ [m/kNm]
1	0,0523	0,0307	0,00023
2	0,1661	0,0979	0,00065
3	0,3964	0,1911	0,00122
4	1,1036	0,369	0,00238

Za vsako etažo določimo torzijsko togost K_M ter translacijski togosti K_{FX} in K_{FY} , ki so definirane kot razmerje med momentom (silo) in pripadajočim zasukom (pomikom), torzijske polmere pa določimo po zvezi (5.7). Rezultate prikazujemo v Preglednici 45.

Preglednica 45: Translacijski ($K_{FX,i}$ in $K_{FY,i}$) in torzijska togost ($K_{M,i}$) ter torzijski polmeri (r_X in r_Y) posamezne etaže

Oznaka etaže	$K_{FX,i}$ [kNm/m]	$K_{FY,i}$ [kNm/m]	$K_{M,i}$ [kNm/m]	r_X [m]	r_Y [m]
1	19120459	32573290	4347826087	11,55	15,08
2	6020470	10214505	1538461538	12,27	15,99
3	2522704	5232862	819672131	12,52	18,03
4	906125	2710027	420168067	12,45	21,53

Kontrolo ekscentričnosti posamezne etaže določa pogoj (5.6). Iz rezultatov v Preglednici 46 ugotovimo, da je pogoj izpolnjen v vseh etažah za obe smeri.

Preglednica 46: Kontrola ekscentričnosti konstrukcije po posamezni etaži

Oznaka etaže	smer X				smer Y			
	$ e_{0,x} $ [m]		$0,3 \cdot r_X$ [m]		$ e_{0,y} $ [m]		$0,3 \cdot r_Y$ [m]	
1	0	≤	3,47	✓	1,88	≤	4,52	✓
2	0	≤	3,68	✓	0,91	≤	4,80	✓
3	0	≤	3,75	✓	0,09	≤	5,41	✓
4	0	≤	3,74	✓	0,05	≤	6,47	✓

- Kontrola torzijskega r in vztrajnostnega polmera l_s :

Pogoj tlorisne pravilnosti zahteva, da je torzijski polmer $r_{X(Y)}$ manjši od vztrajnostnega polmera l_s . Pogoj je pomemben, ker zagotavlja, da konstrukcija ni torzijsko podajna. Sicer bi morali v potresni analizi upoštevati manjši faktor obnašanja in s tem večje potresne sile na konstrukcijo. Vztrajnostni

polmer večetažnih objektov izračunamo kot kvadratni koren razmerja med polarnim momentom mase etaže v vodoravni ravnini glede na masno središče etaže (MMI) in maso etaže (M):

$$l_s = \sqrt{\frac{\text{MMI}}{M}}. \quad (5.8)$$

Preglednica 47: Masa, masni vztrajnostni polmer [MMI] in vztrajnostni polmer l_s posamezne etaže

Oznaka etaže	Masa [t]	Masni vztrajnostni polmer MMI [tm ²]	Vztrajnostni polmer etaže l_s
1	466,2	56105,6	10,97
2	481,5	59013,0	11,07
3	425,9	49713,4	10,80
4	216,5	22455,6	10,18

Preglednica 48: Kontrola pogoja minimalne torzijske togosti

Oznaka etaže	Smer X				Smer Y			
	r_Y [m]		l_s [m]		r_X [m]		l_s [m]	
1	15,08	≥	10,97	✓	11,55	≥	10,97	✓
2	15,99	≥	11,07	✓	12,27	≥	11,07	✓
3	18,03	≥	10,80	✓	12,52	≥	10,80	✓
4	21,53	≥	10,18	✓	12,45	≥	10,18	✓

Iz Preglednice 48 ugotovimo, da je minimalna torzijska togost konstrukcije zagotovljena v vsaki etaži. To pomeni, da nosilna konstrukcija obravnavane stavbe ni torzijsko podajna. Uvrstimo jo med sisteme povezanih sten. Pogoj lahko enostavneje potrdimo tudi tako, da preverimo, če katerakoli od prvih dveh nihajnih oblik ni torzijska.

5.3.4 Faktor obnašanja q

S faktorjem obnašanja upoštevamo ekonomično smernico projektiranja potresno odpornih objektov. Z njim namreč v linearno elastični analizi zmanjšamo elastični spekter odziva v projektni spekter in s tem zmanjšamo potresne vplive na objekt. Uporaba faktorja obnašanja v modalni analizi je pogojena z dejstvom, da je konstrukcijski sistem sposoben prenašati obremenitve tudi v nelinearnem področju. V praksi to pomeni, da potresno-odporne objekte projektiramo tako, da med potresom dovoljujemo poškodbe, ki ne vplivajo na globalno stabilnost objekta.

Faktor obnašanja izberemo na podlagi stopnje duktilnosti konstrukcije. EC8 podaja tri tipe konstrukcij: konstrukcije z nizko stopnjo duktilnosti (DCL), konstrukcije s srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) in konstrukcije z visoko stopnjo duktilnosti (DCH). Pri slednjih so potresne sile najbolj reducirane, zato pa je potrebno pri projektiranju upoštevati vrsto konstrukcijskih zahtev, ki zagotavljajo dovolj veliko duktilnost in dodatno nosilnost. Projektiranje na DCL se v Sloveniji ne uporablja, saj je primerno le za področja s šibkimi potresi. Obravnavano stavbo uvrstimo v srednji razred duktilnosti (DCM).

Zgornjo vrednost faktorja obnašanja q določimo s pomočjo točke 5.2.2.2(1)P standarda EC8. Določimo ga za smer X in smer Y s pomočjo enačbe:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5, \quad (5.9)$$

kjer je k_w faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami, q_0 pa je osnovna vrednost faktorja obnašanja, odvisna od vrste konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini.

Referenčne vrednosti faktorjev obnašanja q_0 za sisteme, ki so pravilni po višini, podajamo v Preglednici 49.

Preglednica 49: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja q_0 za sisteme, ki so pravilni po višini

Vrsta konstrukcije	DCM	DCH
Okvirni sistem, mešani sistem, sistem povezanih sten (sten z odprtinami)	$3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4,5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Sistem nepovezanih (konzolnih) sten	3,0	$4,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Torzijsko podajen sistem	2,0	3,0
Sistem obrnjenega nihala	1,5	2,0

V Preglednici 49 je α_u faktor, s katerim moramo pomnožiti vodoravni potresni projektni vpliv, da v statično nedoločeni konstrukciji nastane dovolj plastičnih členkov za nastop globalne nestabilnosti, α_1 pa faktor, s katerim moramo pomnožiti potresni projektni vpliv, da v prvem elementu konstrukcije dosežemo plastični členek. Torej je α_u/α_1 faktor dodatne nosilnosti konstrukcije od nastanka prvega plastičnega členka do globalnega porušnega mehanizma. Standard EC8 predpisuje vrednosti količnika α_u/α_1 za različne tipe konstrukcijskih sistemov. Nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe smo uvrstili med sisteme povezanih sten s pravilnimi tlorisi, zato je $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$. Ker je stavba nepravilna po višini, moramo referenčni faktor obnašanja q_0 zmanjšati za 20 %. Torej je (5.9):

$$q = 0,8 \cdot 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \cdot k_w = 0,8 \cdot 3,0 \cdot 1,2 \cdot k_w = 2,88 \cdot k_w \geq 1,5. \quad (5.10)$$

Faktor k_w za stenaste konstrukcijske sisteme določimo po enačbi:

$$0,5 \leq k_w = (1 + \alpha_0)/3 \leq 1, \quad (5.11)$$

kjer je α_0 prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten v konstrukcijskem sistemu, ki ga določimo s pomočjo izraza:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi}. \quad (5.12)$$

Pri tem je h_{wi} višina i -te stene, l_{wi} pa dolžina njenega prereza. Ker so stene različno razporejene v smeri osi X in Y, faktor obnašanja q določimo za vsako od glavnih smeri posebej. Ob upoštevanju zvez (5.10), (5.11) in (5.12) dobimo:

Smer X:

$$\begin{aligned} \alpha_{0,x} &= 192,24 \text{ m} / 90,2 \text{ m} = 2,13, \\ 0,5 \leq k_{w,x} &= (1 + 2,13)/3 = 1,044 \not\leq 1; \text{ zato je } k_{w,x} = 1,0, \\ q_x &= 2,88 \cdot 1,0 = 2,88. \end{aligned}$$

Smer Y:

$$\begin{aligned} \alpha_{0,y} &= 80,73 \text{ m} / 90,46 \text{ m} = 0,89, \\ 0,5 \leq k_{w,y} &= (1 + 0,89)/3 = 0,631 \leq 1, \\ q_y &= 2,88 \cdot 0,631 = 1,817. \end{aligned}$$

5.3.5 Identifikacija tipa tal

Standard EC8 predpisuje, da vplive značilnosti lokalnih tal na potresne vplive upoštevamo z izbiro ustreznega tipa tal. EC8 loči tla tipa A, B, C, D in E. Vsi tipi so opisani s stratigrafskimi profili in parametri. Iz geotehničnega poročila obravnavane stavbe ugotovimo, da je zgrajena na tleh tipa D. Med te spadajo sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin.

5.3.6 Projektni spekter odziva

Kot smo že omenili, ekonomična smernica projektiranja objektov in sposobnost konstrukcijskega sistema, da prenaša obremenitve tudi v nelinearnem območju, dovoljujeta, da objekte projektiramo na sile, manjše od tistih, ki ustrezajo linearno elastičnemu odzivu. Sposobnost konstrukcije, da sipa energijo na predvidenih mestih z duktilnim obnašanjem nam omogoča, da lahko namesto nelinearne izvedemo linearno elastično analizo z zmanjšanimi, t.i. projektnimi spektri odzivov. Zmanjšanje izvedemo s faktorjema obnašanja q_x in q_y , ki smo ju določili v podpoglavju 5.3.4.

Standard EC8 podaja za vodoravni komponenti potresnega vpliva naslednje izraze za določitev projektnega spektra $S_d(T)$:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \quad (5.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}, \quad (5.14)$$

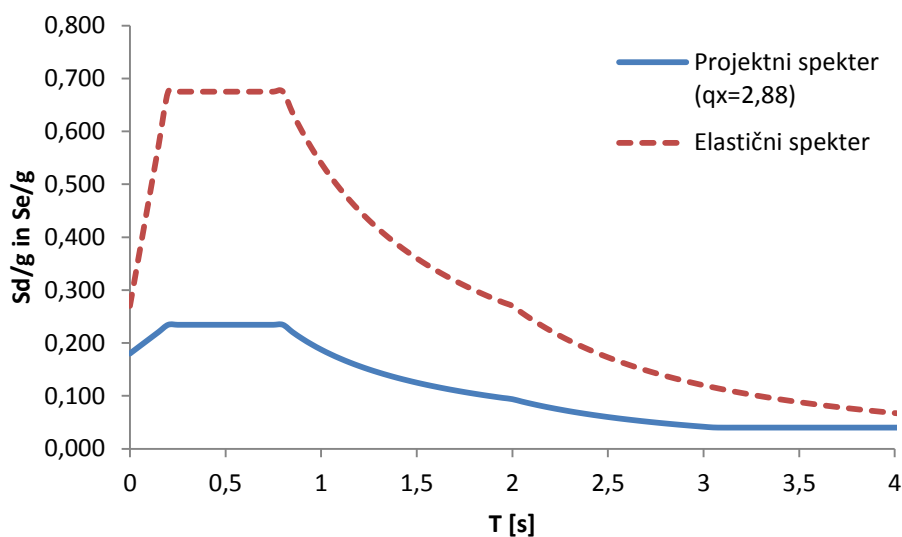
$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}, \quad (5.15)$$

$$T_D \leq T: \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}. \quad (5.16)$$

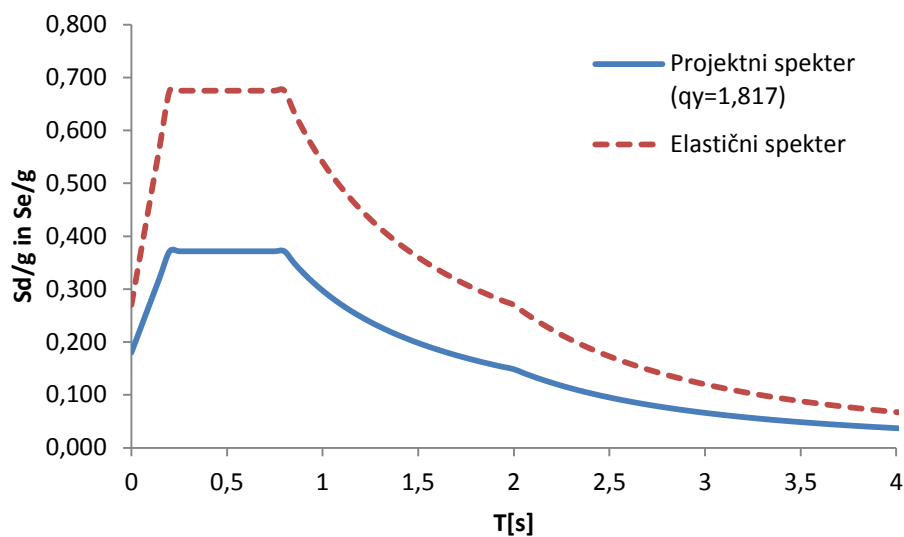
Pri tem je a_g projektni pospešek za tla tipa A, q je faktor obnašanja, T je nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo, T_B in T_C sta spodnja in zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost, T_D je vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika, S je faktor tal, β pa je faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem spektru (nacionalni dodatek predpisuje vrednost $\beta = 0,2$).

Za tla tipa D iz standarda EC8 odčitamo naslednje parametre: $S = 1,35$, $T_B = 0,20$ s, $T_C = 0,8$ s, $T_D = 2,0$ s.

Elastična in projektna spektra pospeškov za smeri X in Y sta prikazana na Slikah 52 in 53:



Slika 52: Elastični in projektni spekter odziva za smer X



Slika 53: Elastični in projektni spekter za smer Y

5.3.7 Nihajni časi konstrukcije in sodelujoče mase ter kombinacija vplivov

Pri modalni analizi s spektri odziva moramo upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno vplivajo k globalnemu odzivu konstrukcije. Ta zahteva je izpolnjena, če je izpolnjen eden od pogojev:

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

Iz rezultatov računskega modela je razvidno, da je v modalni analizi potrebno upoštevati trinajst nihajnih oblik. Rezultate predstavimo v Preglednici 50.

Preglednica 50: Nihajni časi konstrukcije in sodelujoči deleži mas

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	Masa X [%]	Masa Y [%]	Skupno X [%]	Skupno Y [%]	Masa R_z [%]	Skupno R_z [%]
1	0,1301	68,98	0,00	68,98	0,00	0,08	0,08
2	0,0858	0,00	77,33	68,98	77,33	0,00	0,08
3	0,0747	0,02	0,00	69,00	77,33	79,11	79,19
4	0,0526	17,80	0,00	86,80	77,33	0,12	79,31
5	0,0440	0,00	0,00	86,80	77,33	0,00	79,31
6	0,0437	0,11	0,00	86,90	77,33	0,11	79,41
7	0,0432	0,00	0,00	86,90	77,33	0,00	79,41
8	0,0422	0,97	0,00	87,87	77,33	0,00	79,42
9	0,0313	0,00	13,55	87,87	90,88	0,00	79,42
10	0,0288	8,85	0,00	96,72	90,88	0,01	79,42
11	0,0274	0,04	0,00	96,76	90,88	13,41	92,83
12	0,0200	0,00	6,26	96,76	97,14	0,00	92,83
13	0,0189	2,93	0,00	99,69	97,14	0,07	92,90

Standard EC8 zahteva, da sočasno upoštevamo potresni vpliv v obeh vodoravnih smereh X in Y. Vplive v obeh smereh lahko kombiniramo po pravilih SRSS (kvadratni koren vsote kvadratov) ali CQC (kompletna kvadratna kombinacija). Metodo SRSS lahko uporabimo le, če so odzivi vseh relevantnih nihajnih oblik neodvisni. Odziva dveh nihajnih oblik »i« in »j« sta neodvisna, če njuna nihajna časa T_i in T_j ($T_j < T_i$) ustrezata pogoju:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i. \quad (5.17)$$

Iz rezultatov, zbranih v Preglednici 50 ugotovimo, da nihajna časa T_5 in T_6 ne ustrezata zgornjemu pogoju, saj je:

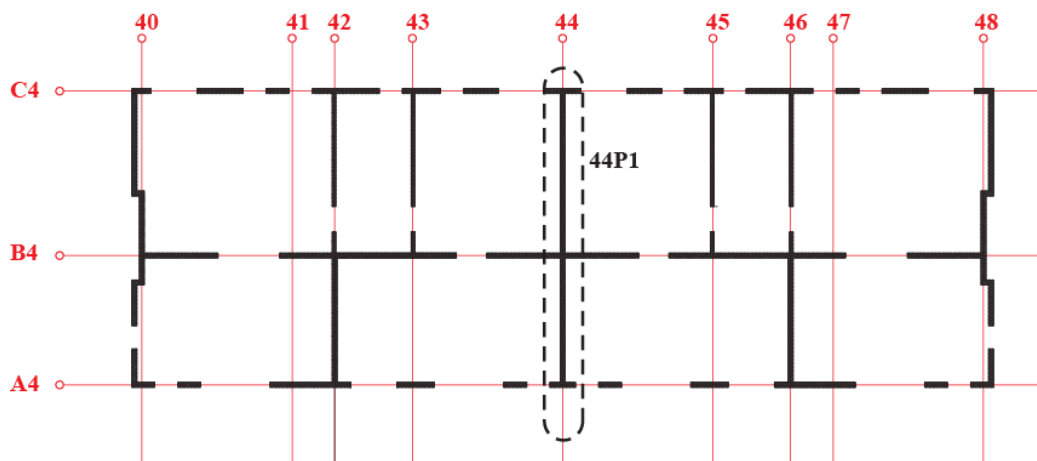
$$T_6 = 0,0437 \text{ s} \leq 0,9 \cdot T_5 = 0,9 \cdot 0,0440 \text{ s} = 0,396 \text{ s} \times$$

Ker pogoj ni izpolnjen, moramo v analizi uporabiti metodo CQC.

5.4 Projektiranje duktilne stene brez odprtín

5.4.1 Predstavitev obravnavane stene

Projektiramo AB steno, ki leži v osi 44 in poteka v prečni smeri obravnavanega objekta. Poimenujemo jo 44P1. Položaj obravnavane stene prikazujemo na Sliki 54.



Slika 54: Položaj obravnavane stene v tlorisu konstrukcije

Obravnavana stena je izvedena kot samostojna stena debeline $b_c = b_w = 0,20$ m, dolžine $l_w = 11,9$ m in višine $h_w = 11,225$ m.

5.4.2 Vpliv prirobnic na dimenzioniranje stene

5.4.2.1 Upoštevanje prirobnic pri računu upogibne nosilnosti

Iz Slike 54 je razvidno, da je obravnavana stena na obeh koncih vpeta v vzdolžni steni z odprtini, na sredini pa v vzdolžno samostoječo steno. Pri računu upogibne nosilnosti stene moramo upoštevati tudi vpliv prirobnic na obeh koncih stene, medtem ko prirobnico na sredini v analizi zanemarimo. Efektivna širina prirobnice od lica stojine $l_{eff,i}$ je enaka najmanjši od vrednosti (točka 5.4.3.4.1(4), SIST EN 1998-1:2005, str. 82):

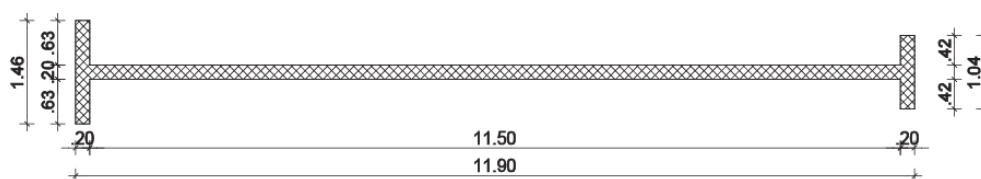
$$l_{eff,i} = \min \begin{cases} \text{dejanska širina pasnice} \\ \text{polovična razdalja med sosednjima stojinama stene} \\ 25 \% \text{ celotne višine stene nad obravnavanim nivojem} \end{cases} \quad (5.18)$$

Glede na geometrijske karakteristike stene so širine njenih prirobnic enake:

$$(1) \text{ Zgornja prirobnica: } l_{eff,1} = \min \begin{cases} 0,63 \text{ m} \\ 6,00 \text{ m} \\ 2,81 \text{ m} \end{cases} = 0,63 \text{ m.} \quad (5.19)$$

$$(2) \text{ Spodnja prirobnica: } l_{eff,2} = \min \begin{cases} 0,42 \text{ m} \\ 6,00 \text{ m} \\ 2,81 \text{ m} \end{cases} = 0,42 \text{ m.} \quad (5.20)$$

Prečni prerez obravnavane stene z upoštevanimi prirobnicami prikazujemo na Sliki 55.



Slika 55: Prečni prerez obravnavane stene skupaj s prirobnicami

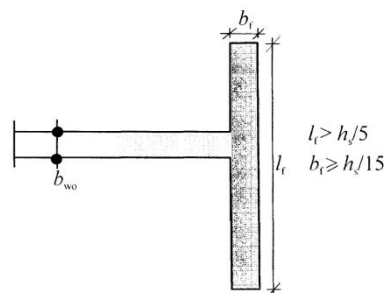
5.4.2.2 Opustitev objetega robnega elementa na koncih stene s prirobnicami

Objet robni element ni potreben vzdolž prirobnic stene, ki izpolnjujejo pogoja (točka 5.4.3.4.2(7), SIST EN 1998-1:2005, str. 84/85):

$$b_f \geq \frac{h_s}{15}, \quad (5.21)$$

$$l_f \geq \frac{h_s}{5}, \quad (5.22)$$

kjer h_s označuje svetlo etažno višino, b_f debelino prirobnice in l_f dolžino prirobnice.



Slika 56: Objeti robni element ni potreben na koncu stene z veliko prirobnico (SIST EN 1998-1:2005, str. 85)

Za prirobnici (1) in (2) velja:

Zgornja prirobnica (1): $b_{f,1} = 20,00 \text{ cm} \geq \frac{264}{15} \text{ cm} = 17,60 \text{ cm} \checkmark,$ (5.23)

$$l_{f,1} = 146,00 \text{ cm} \geq \frac{264}{5} \text{ cm} = 52,80 \text{ cm} \checkmark. \quad (5.24)$$

Spodnja prirobnica (2): $b_{f,2} = 20,00 \text{ cm} \geq \frac{264}{15} \text{ cm} = 17,60 \text{ cm} \checkmark,$ (5.25)

$$l_{f,2} = 104,00 \text{ cm} \geq \frac{264}{5} \text{ cm} = 52,80 \text{ cm} \checkmark. \quad (5.26)$$

Objet robni element na koncih stene torej ni potreben, saj sta prirobnici dovolj veliki, da omogočita formiranje ustrezne tlačne cone na koncih obravnavane stene.

5.4.3 Omejitve pri uporabi materialov

Standard SIST EN 1998-1:2005 v točki 5.4.1.1 podaja naslednje zahteve za uporabljene materiale pri projektiranju na srednjo stopnjo duktilnosti (DCM):

- 1) Razred tlačne trdnosti betona v primarnih potresnih elementih ne sme biti manjši od C16/20.
- 2) Z izjemo zaprtih stremen in prečnih armaturnih vezi moramo v kritičnih območjih primarnih potresnih elementov uporabljati le rebrasto armaturo.
- 3) V kritičnih območjih primarnih potresnih elementov moramo uporabljati armaturno jeklo razredov B in C po določilih EN 1992-1-1:2004, preglednici C.1.
- 4) Varjene mreže lahko uporabljamo le, če ustrezajo pogojem iz zgoraj navedenih odstavkov 2) in 3).

Ugotovimo, da izbran beton in jeklo za armiranje, ki smo ju podrobneje predstavili v poglavju 2.3, ustrezata vsem navedenim zahtevam.

5.4.4 Geometrijske omejitve za duktilne stene

5.4.4.1 Širina duktilne stene b_{w0}

Minimalna širina stojine duktilne stene b_{w0} mora zadostiti izrazu (točka 5.4.1.2.3, SIST EN 1998-1:2005, str. 72):

$$b_{w0} \geq \max\{0,15; h_s/20\}, \quad (5.27)$$

kjer je h_s svetla višina etaže v metrih. Vrednost b_{w0} za obravnavano steno je:

$$b_{w0} \geq \max\{0,15; 2,64/20\} = \min\{0,15; 0,13\} = 0,15 \text{ m.}$$

Ker je debelina obravnavane stene 0,20 m, smo pogoju (5.27) zadostili.

5.4.4.2 Višina kritičnega območja stene

Višino kritičnega območja h_{cr} izračunamo s pomočjo pogoja (točka 5.4.3.4.2(1), EC8, str. 83).

$$h_{cr} = \max[l_w; h_w/6] \leq \min \begin{cases} h_s & \text{za } n \leq 6 \text{ etaž,} \\ 2 \cdot h_s & \text{za } n \geq 7 \text{ etaž} \end{cases} \quad (5.28)$$

kjer je l_w dolžina stene, h_w je višina stene, h_s pa je svetla višina etaže. Upoštevamo minimalno vrednost. Za obravnavano steno je višina kritičnega območja enaka:

$$h_{cr} = \max[11,9; 11,225/6] = 11,9 \text{ m} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot 12,1 = 24,2 \\ 2,64 \end{array} \right. = 2,64 \text{ m} \star, \quad (5.29)$$

$$h_{cr} = 2,64 \text{ m.}$$

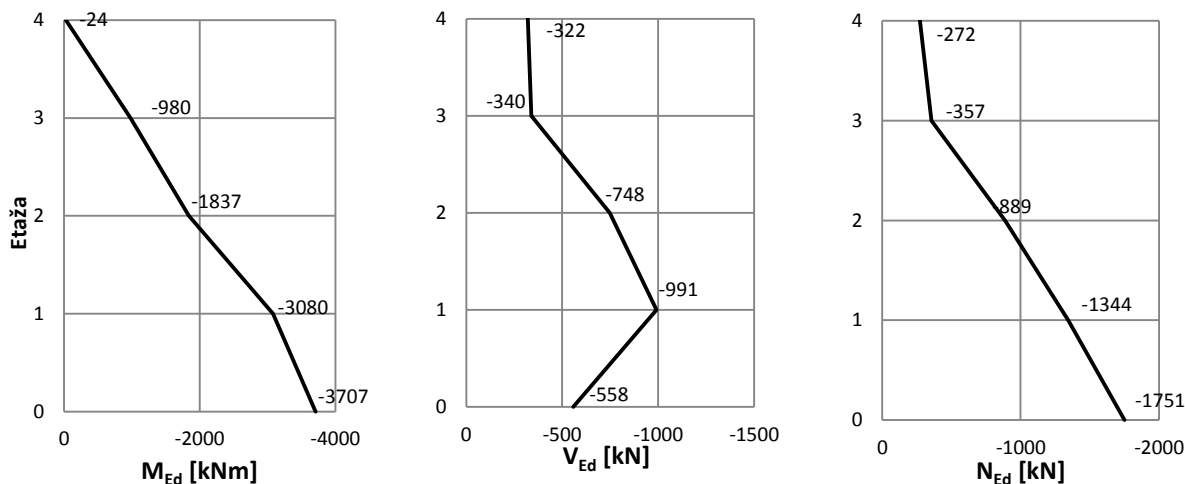
5.4.5 Projektne obremenitve v steni

Največje projektne obremenitve se pričakovano pojavijo na mestu vpetja stene v temelj. Obremenitve za potresna projektna stanja ter stalna in začasna projektna stanja na mestu vpetja prikazujemo v Preglednici 51.

Preglednica 51: Obremenitve obravnavane stene na mestu vpetja v temelj za potresna ter stalna in začasna projektna stanja

		N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]
Ovojnica za potresna projektna stanja	min	-1750,9	-558,0	-3706,9
	max	-1685,9	543,1	2234,7
Ovojnica za stalna in začasna projektna stanja	min	-2702,1	-90,4	-949,0
	max	-1860,5	5,9	-164,7
	min	-2702,1	-558,0	-3706,9

Iz rezultatov zbranih v Preglednici 51 ugotovimo, da so največje osne obremenitve v steni posledica stalnih in začasnih projektne stanj, največje strižne in upogibne obremenitve pa so posledica potresnih projektne stanj. Na Sliki 57 prikazujemo razporeditev projektne obremenitve v osi stene po etažah.



Slika 57: Projektne upogibni moment M_{Ed} , prečna sila V_{Ed} in osna sila N_{Ed} v steni pri potresni obtežni kombinaciji

5.4.5.1 Normirana osna sila v_d v steni

Pri projektiranju na srednji razred duktilnosti (DCM), normirana osna sila v_d v primarnih potresnih stenah ne sme preseči vrednosti 0,4.

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{l_w \cdot b_w \cdot f_{cd}} < 0,4. \quad (5.30)$$

V enačbi (5.30) je N_{Ed} projektne osne sile v steni, f_{cd} pa je projektne vrednosti tlačne trdnosti betona (za beton razreda C 25/30 je $f_{cd} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$). Ob upoštevanju projektne osne sile N_{Ed} iz Preglednice 51 ugotovimo, da je pogoj (5.30) izpolnjen:

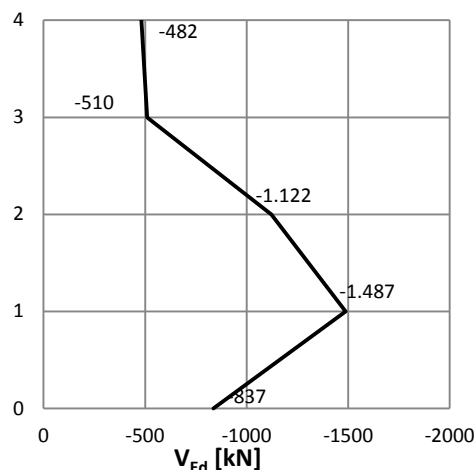
$$v_d = \frac{2702,1 \text{ kN}}{1190 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2} = 0,0680 < 0,4 \quad \checkmark. \quad (5.31)$$

Dodatno pa lahko določimo strižno armaturo v robnih elementih stene kar v skladu z določili iz standarda SIST EN 1992-1-1:2004, ker je normirana osna sila v_d manjša od vrednosti 0,15 (točka 5.4.3.4.2(12), EC8). Torej:

$$v_d = 0,0680 < 0,15 \quad \checkmark. \quad (5.32)$$

5.4.5.2 Projektne vrednosti prečnih sil

Upoštevati moramo možnost povečanja prečnih sil zaradi plastifikacije ob vpetju potresnih sten. V skladu s točko 5.4.2.4(7) standarda EC8 to storimo tako, da računske prečne sile iz analize povečamo za 50 %. Modificiran potek prečne sile po višini stene prikazujemo na Sliki 58.



Slika 58: Modificiran potek projektne prečne sile po višini obravnavane stene

5.4.5.3 Projektne vrednosti upogibnih momentov

Če je stena vitka, moramo upoštevati nezanesljivosti pri razporeditvi momenta po višine stene. Za vitke stene velja (točka 5.4.2.4.4(P), SIST EN 1998-1:2005, str. 75):

$$\frac{h_w}{l_w} > 2,0. \quad (5.33)$$

Razmerje za obravnavano steno je:

$$\frac{11,225 \text{ m}}{11,9 \text{ m}} = 0,94 > 2,0 \quad \times, \quad (5.34)$$

kar pomeni, da obravnavana stena ni vitka. Torej vpliva nezanesljivosti na razporeditev upogibnih momentov v steni ni potrebno upoštevati (točka 5.5.2.4.2(1)P, SIST EN 1998-1:2005, str. 89).

5.4.6 Dimenzioniranje armature

5.4.6.1 Vertikalna armatura stene

Upogibno nosilnost stene določimo na podlagi določil iz standarda SIST EN 1992-1-1:2004, pri čemer upoštevamo vrednost osne sile iz analize za potresna projektna stanja. Pri računu upogibne nosilnosti moramo upoštevati tudi vertikalno armaturo v stojini stene, saj ta poveča nosilnost.

V podpoglavju 5.4.2.2 smo dokazali, da na obeh koncih stene ne potrebujemo objetega robnega elementa, zato minimalno in maksimalno dovoljeno količino vertikalne armature v steni določimo skladno s pravili iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005 in sicer:

- Minimalna količina vertikalne armature (točka (87)P, nacionalni dodatek SIST EN 1992-1-1:2005/A101:2006, str. 10):

$$A_{sv,min} = 0,003 \cdot A_c.$$

- Maksimalna količina vertikalne armature (točka 9.6.2(1), opomba 2, SIST EN 1992-1-1:2005, str. 165):

$$A_{sv,max} = 0,04 \cdot A_c \quad (5.35)$$

Količina vertikalne armature v obravnavani steni A_{sv} mora biti vsaj:

$$A_{sv,min} = 0,003 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 1210 \text{ cm} = 72,6 \text{ cm}^2 \quad (5.36)$$

V steni v kritičnem območjem (do prve etaže) moramo upoštevati tudi določila iz standarda EC8 (5.4.3.4.2(11)). V območjih stene, kjer tlačna deformacija betona ε_c presega vrednost 0,002, moramo zagotoviti vzdolžno armaturo, katere delež je vsaj 0,005. V analizi smo ugotovili, da v obravnavani steni mejna vrednost tlačne deformacije ni prekoračena. Zato minimalnega deleža vzdolžne armature 0,005 ni potrebno zagotoviti.

Kljub temu, da objetih robnih elementov ne potrebujemo, na stikih med obravnavano steno in stenami v pravokotni smeri, zagotovimo 4 palice $\phi 12$ mm, ki potekajo do vrha stene. V stojini stene v prvih dveh etažah na vsako stran stene vgradimo armaturno mrežo Q283, v višjih etažah pa uporabimo armaturno mrežo Q257. Izbrano armaturo v posamezni etaži stene prikazujemo v Preglednici 52.

Preglednica 52: Izbrana vertikalna armatura po višini stene

Višina [m]	M_{Ed} [kNm]	$N_{Ed,prp}$ [kN]	Izbrana armatura v stojini stene	Izbrana armatura v prirobnicah	$A_{sv,dej}$ [cm ²]	Delež vertikalne armature v steni [%]
0	-3706,9	-1750,9	2*Q283	12 Φ 12	78,7	0,33
2,64	-3080,3	-1343,5	2*Q283	12 Φ 12	78,7	0,33
5,49	-1837,1	-889,0	2*Q257	12 Φ 12	72,7	0,30
8,34	-980,0	-357,1	2*Q257	12 Φ 12	72,7	0,30
11,23	-24,2	-272,0	2*Q257	12 Φ 12	72,7	0,30

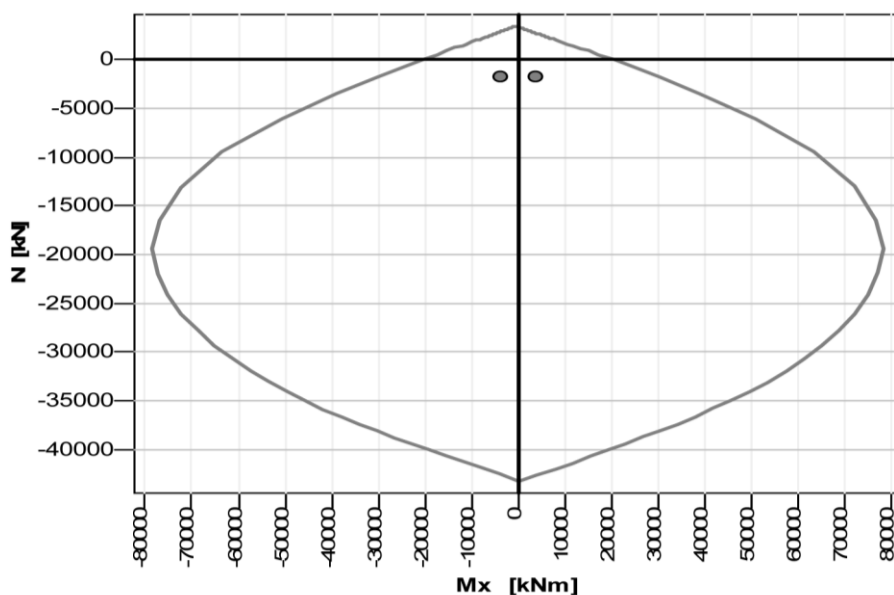
Kot je razvidno iz Preglednice 52, izbrana vertikalna armatura stene po celotni višini ustreza minimalnim zahtevam armiranja po določilih iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005.

Pri tem moramo upoštevati tudi določilo o maksimalni razdalji med vertikalnimi armaturnimi palicami (točka 9.6.2(3), SIST EN 1992-1-1:2005, str. 165):

$$s_{v,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \cdot b_w \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 60 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right. = 40 \text{ cm.} \quad (5.37)$$

Razmiki med armaturnimi palicami v armaturni mreži Q283 so $s_v^{Q283} = 10$ cm, v mreži Q257 pa $s_v^{Q257} = 15$ cm. Na stičiščih s prirobnicami položimo po dve palici $\phi 12$ mm na vsako stran stene na oddaljenosti $s_v^{\phi 12} = 14,4$ cm. Tako zadostimo tudi pogoju (5.37).

V nadaljevanju preverimo, če z izbrano vertikalno armaturo v steni zagotovimo zadostno upogibno nosilnost. Kot smo že omenili, je pri upogibni obremenitvi stene merodajna potresna obtežna kombinacija (glej Preglednico 52). Projektnemu upogibnemu momentu M_{Ed} prištejemo še dodatni upogibni moment, ki se pojavi v obeh prirobnicah. S pomočjo interakcijskega diagrama mejne nosilnosti prereza, ki ga izračunamo s pomočjo programa GaLa Reinforcement 4.1(AEC Ltd.), preverimo, če izbrana vertikalna armatura stene ustreza. Pri tem kontrolo opravimo za najbolj obremenjen prečni prerez stene. Ker točka projektne obremenitve stene leži znotraj interakcijskega diagrama, je izbrana vertikalna armatura v steni ustrezna. Rezultate prikazujemo na Sliki 59.



Slika 59: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza stene 44P1 na mestu vpetja, izdelan s pomočjo programa GaLa Reinforcement 4.1(AEC Ltd.)

5.4.6.2 Strižna armatura

Minimalno količino strižne armature izračunamo z enačbo (točka (88)P, SIST EN 1992-1-1:2005/A101:2006, str. 10):

$$A_{sh,min} = 0,002 \cdot A_c. \quad (5.38)$$

Najmanjša količina strižne armature je vgrajena izven kritičnega območja stene in sicer dve armaturni mreži Q257. Ker velja:

$$A_{sh} = 5,14 \text{ cm}^2 > A_{sh,min} = 0,002 \cdot 100 \cdot 20 = 4,0 \text{ cm}^2, \quad (5.39)$$

je izbrana strižna armatura večja od minimalne zahtevane. V nadaljevanju preverimo še, če izbrana armatura zagotavlja tudi ustrezno strižno nosilnost stene.

Strižno nosilnost stene za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) ocenimo s pomočjo izrazov iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005. Projektno strižno nosilnost AB prečnega prereza stene brez strižne armature izračunamo z enačbo (točka 6.2.2(1), SIST EN 1992-1-1:2005, str. 87):

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \\ (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{array} \right\}. \quad (5.40)$$

Vrednost količin v enačbi (5.40) določimo na podlagi člena 11.6.1(1) standarda SIST EN 1992-1-1:2005 in sicer:

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,50 = 0,12,$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d [\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{11700}} = 1,131 \leq 2,0 \checkmark,$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{4,52 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm} \cdot 1170 \text{ cm}} = 0,000193 \leq 0,02 \checkmark,$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{1751 \text{ kN}}{1190 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}} = 0,0735 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 1,67 = 3,33 \text{ MPa} \checkmark,$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,131^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,211 \text{ MPa},$$

$$k_1 = 0,15.$$

Izračunane vrednosti vstavimo v enačbo (5.40) in dobimo:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} [0,12 \cdot 1,131 \cdot (100 \cdot 0,000193 \cdot 25)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,0735] \cdot 200 \cdot 11700 = 274,9 \text{ kN} \\ (0,211 + 0,15 \cdot 0,0735) \cdot 200 \cdot 11700 = 519,5 \text{ kN} \end{array} \right\}$$

$$V_{Rd,c} = 519,5 \text{ kN}.$$

Ugotovimo, da je strižna nosilnost prečnega prereza stene $V_{Rd,c}$ manjša od modificirane projektne prečne sile V_{Ed} (Slika 58):

$$V_{Ed} = 837,0 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 519,5 \text{ kN},$$

zato moramo celotno projektno prečno silo V_{Ed} prevzeti z ustrežno količino strižne armature, ki jo izračunamo z enačbo (točka 6.2.3 iz SIST EN 1992-1-1:2005):

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{0,8 \cdot l_w \cdot f_{yd}} \quad (5.41)$$

Pri tem je A_{sw} ploščina prečnega prereza strižne armature, s je medsebojna razdalja med stremeni, f_{yd} pa je projektna meja elastičnosti strižne armature. V stojini stene smo že zagotovili armaturni mreži Q283 in Q257. Ugotovimo, da omenjena količina armature zadošča v vseh etažah. Računski dokaz podajamo v Preglednici 53.

Preglednica 53: Izbrana strižna armatura po višini stene

Višina [m]	V_{Ed} [kN]	$A_{sw} \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right]$	Izbrana armatura	$A_{sw,dej} \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right]$	V_{Rd} [kN]	ρ_w
0	837,0	1,99	2*Q283	5,66	2382,1	0,0283
2,64	1487,0	3,53	2*Q283	5,66	2382,1	0,0283
5,49	1121,7	2,67	2*Q257	5,14	2163,3	0,0171
8,34	510,2	1,21	2*Q257	5,14	2163,3	0,0171
11,23	482,3	1,15	2*Q257	5,14	2163,3	0,0171

Dodatno preverimo še, če izbrana količina strižne armature zadošča zahtevam za minimalno strižno armaturo iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005 (točka 9.2.2(5)):

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \geq \rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (5.42)$$

Pri tem je α kot med smerjo strižne armature in vzdolžno osjo elementa (vzamemo $\alpha = 90^\circ$). Kot je razvidno iz Preglednice 53 je ρ_w v vsaki etaži večji od:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{25}}{400} = 0,001. \quad (5.43)$$

Torej smo zadostili tudi pogoju (5.43).

5.4.6.3 Stremenska armatura v stikih stene s prirobnicami

Ker je delež normirane projektne osne sile ν_d v obravnavani steni manjši od 0,15 (podpoglavje 5.4.5.1), stremensko armaturo na delih stene, kjer je količina celotne vertikalne armature večja od $0,02 \cdot A_c$, določimo le v skladu z določili iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005. Največjo količino vertikalne armature v obravnavani stene smo predvideli na stičiščih s prirobnicami, kjer smo izbrali 4 palice $\Phi 12$, površina stičnega območja pa je $A_c = 400 \text{ cm}^2$. Ker je:

$$A_{sv}^{rob} = 4,52 \text{ cm}^2 < 0,02 \cdot 400 = 8 \text{ cm}^2 \checkmark, \quad (5.44)$$

stremenska armatura v stikih med stenami računsko ni potrebna. Kljub temu izberemo U-streme z enakim premerom in na medsebojni oddaljenosti, kot ga imajo armaturne palice pri Q mreži v stojini

stene. V etažah 0 in 1 tako izberemo streme $\Phi 6/10$ cm, v višjih etažah pa streme $\Phi 6/13$ cm. V nadaljevanju preverimo še, če izbrana stremenska armatura ustreza določilom omenjenega standarda glede minimalnega premera in največje dovoljene oddaljenosti med palicami.

Minimalen premer stremenske armature:

$$\Phi_{sw} = 6 \text{ mm} \geq \max \left\{ \frac{6 \text{ mm}}{\Phi_{sv,max}/4} \right\} = \max \left\{ \frac{6 \text{ mm}}{12 \text{ mm}/4 = 3 \text{ mm}} \right\} = 6 \text{ mm} \checkmark. \quad (5.45)$$

Največja medsebojna razdalja med stremeni $s_{cl,t}$ ne sme biti večja od $s_{cl,tmax}$ (opomba k 9.5.3(3), SIST EN 1992-1-1:2005/A101:2006, str. 164):

$$s_{cl,t} < s_{cl,tmax} = \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot \Phi_{sv} \\ \min(b_w, l_w), \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad (5.46)$$

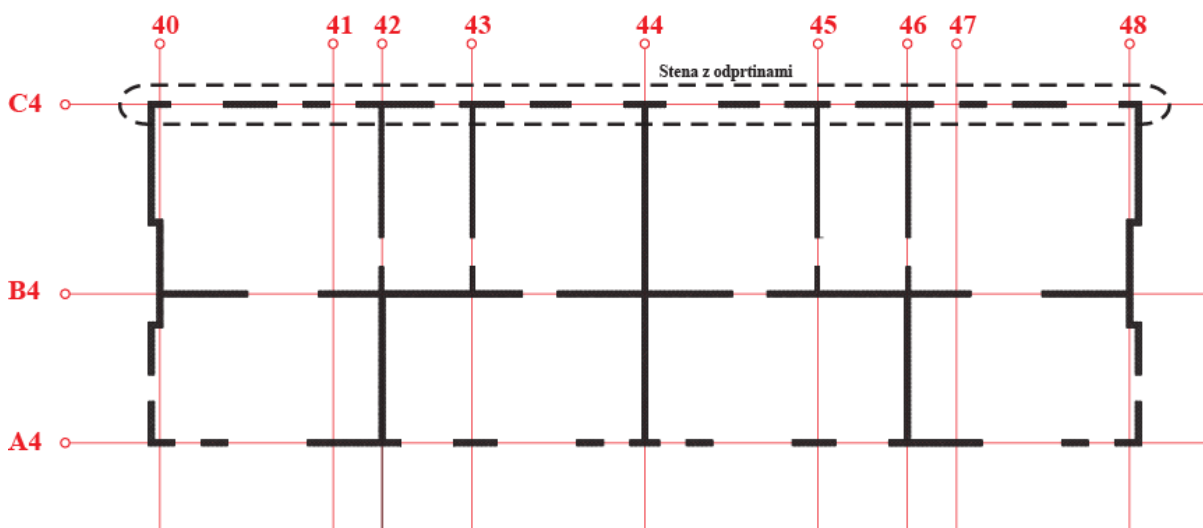
kjer je Φ_{sv} najmanjši premer vzdolžnih palic. Ugotovimo, da je izbrana stremenska armatura ustrezna, saj je razdalja med stremeni manjša od največje dovoljene vrednosti:

$$s_{cl,t} = 10 \text{ cm} < s_{cl,tmax} = \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot 1,2 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right\} = 14,4 \text{ cm} \checkmark. \quad (5.47)$$

5.5. Projektiranje stene z odprtinami

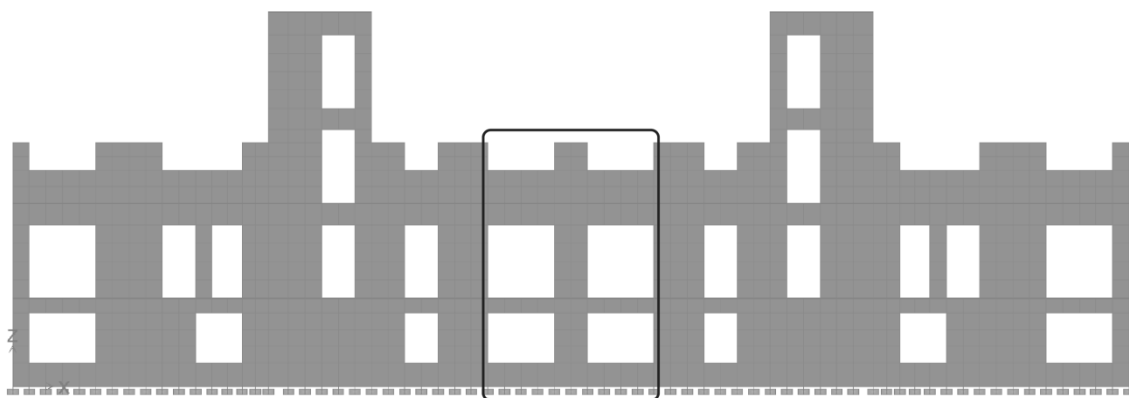
5.5.1 Predstavitev obravnavane stene z odprtinami

Obravnavamo steno z odprtinami v osi C4. Lego stene prikazujemo na Sliki 60.



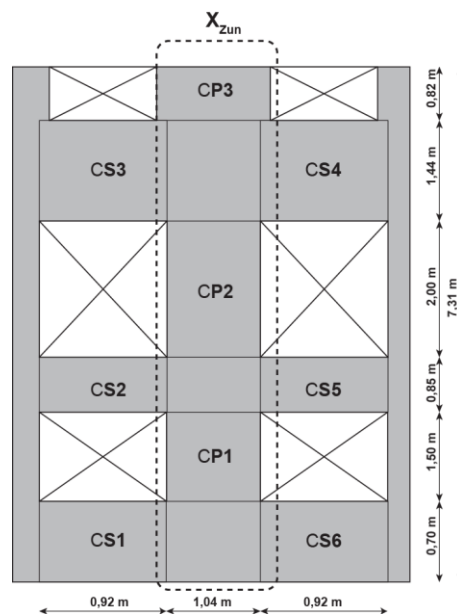
Slika 60: Položaj stene z odprtinami v tlorisu konstrukcije

Pri projektiranju se osredotočimo na del stene na stiku med osema 44 in C4. Ta del stene prikazujemo na Sliki 61.



Slika 61: Stena z odprtini v osi C4

V računskem modelu nosilne konstrukcije obravnavane stavbe smo končne elemente sten združili z uporabo funkcije »Pier«, elemente prečk pa s funkcijo »Spandrel«. Funkcija omogoča integracijo napetosti po prečnih prerezi vzdolž združenega elementa (pri stenah je to v navpični smeri, pri prečkah pa v horizontalni smeri). Na Sliki 62 prikazujemo razporeditev elementov v steni, združenih s funkcijama »Pier« in »Spandrel«.



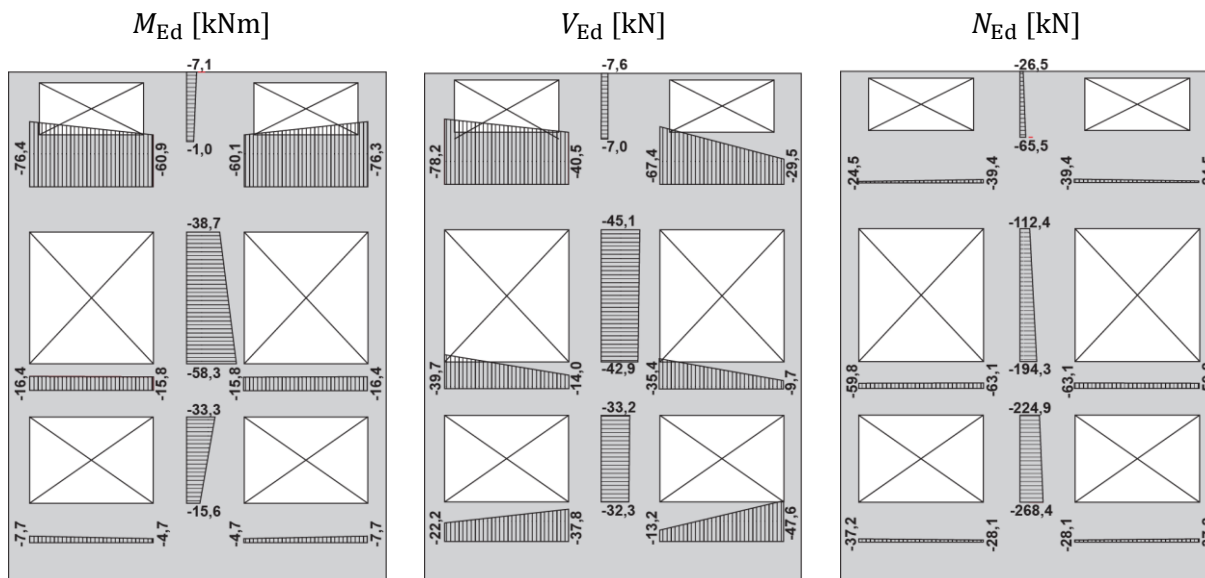
Slika 62: Razporeditev elementov v steni, združenih s funkcijama "Pier" in "Spandrel"

Pri projektiranju se osredotočimo na del stene X_{Zun} , ki poteka od temeljev do vrha stene. V ta del stene spadajo združeni elementi CP1, CP2 in CP3. Projektiramo tudi najbolj obremenjeno prečko, tj. združen element z oznako CS3.

Dolžina stene X_{Zun} je $l_w = 1,04$ m, višina $h_w = 7,31$ m, debelina pa $b_w = 0,20$ m, medtem ko je dolžina obravnavane prečke CS3 $l_s = 0,92$ m, višina pa $h_s = 1,44$ m.

5.5.2 Projektne obremenitve v steni z odprtinami zaradi stalnega in potresnega vpliva

Na Sliki 63 prikazujemo maksimalne projektne obremenitve v steni in prečkah pri potresni obtežni kombinaciji (min).



Slika 63: Projektne obremenitve v steni in prečkah obravnave stene z odprtinami

Kot je razvidno iz Slike 63, se največji upogibni momenti M_{Ed} in prečne sile V_{Ed} pojavijo v prečki z oznako CS3, v steni X_{Zun} pa največje obremenitve nastopijo v osrednjem delu stene z oznako CP2. V nadaljevanju v Preglednici 54 prikazujemo projektne vrednosti obremenitev v delu stene CP2, v Preglednici 55 pa projektne vrednosti obremenitev v prečki CS3.

Preglednica 54: Projektne vrednosti obremenitev v delu stene CP2 v potresnih oziroma stalnih in začetnih projektne stanjih

		Lokacija	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]
CP2	Ovojnica za potresna projektna stanja (MIN)	Zgoraj	-112,4	-45,1	-58,3
		Spodaj	-194,3	-42,9	-38,7
	Ovojnica za potresna projektna stanja (MAX)	Zgoraj	-24,8	45,0	58,4
		Spodaj	31,1	42,8	38,6
	Ovojnica za stalna in začasna projektna stanja (MIN)	Zgoraj	-107,8	-3,2	-3,0
		Spodaj	-127,8	-1,8	-3,0

Preglednica 55: Projektne vrednosti obremenitev v prečki CS3 v potresnih oziroma stalnih in začasnih projektih stanjih

		Lokacija	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]
CS3	Ovojnica za potresna projektna stanja (MIN)	Levo	-24,5	-78,3	-76,4
		Desno	-39,4	-40,5	-60,9
	Ovojnica za potresna projektna stanja (MAX)	Levo	17,9	29,5	56,2
		Desno	22,4	67,3	52,3
Ovojnica za stalna in začasna projektna stanja (MIN)	Levo	-6,8	-38,5	-18,2	
	Desno	-14,3	7,2	-13,7	

5.5.3 Projektiranje stene X_{Zun}

5.5.3.1 Geometrijske omejitve za steno X_{Zun}

Za steno X_{Zun} veljajo enake geometrijske zahteve, kot smo jih upoštevali pri projektiranju stene 44P1 v podpoglavju 5.4.4. V nadaljevanju predstavimo kontrole dimenzij.

- Minimalna širina stojine duktilne stene b_{w0} je ustrezna, saj je:

$$b_{w0} = 0,20 \text{ m} \geq \min\{0,15; 2,64/20\} = \min\{0,15; 0,13\} = 0,15 \text{ m} \checkmark.$$

- Dimenzije robnega elementa stene:

Obravnavana stena ima po vsej dolžini enako debelino, zato upoštevamo določila točke 5.4.3.4.2(10) standarda EC8. Tako je debelina objetega dela prereza stene (robnega elementa) b_w odvisna od dolžine objetega dela stene l_c . Glede na dolžino l_c debelino robnega elementa stene določimo na podlagi naslednjih kriterijev:

$$\text{Če je } l_c < \max\left\{0,2 \cdot l_w, 2 \cdot b_w\right\}, \quad \text{potem je } b_w = \max\left\{20 \text{ cm}, h_s/15\right\}. \quad (5.48)$$

$$\text{Sicer pa je } b_w = \max\left\{20 \text{ cm}, h_s/10\right\}. \quad (5.49)$$

Ker dolžine robnega elementa l_c ne poznamo, predpostavimo minimalno dimenzijo, ki je (točka 5.4.3.4.2(6) standarda EC8):

$$l_c \geq \max\{0,15 \cdot l_w; 1,50 \cdot b_w\}, \quad (5.50)$$

Upoštevamo geometrijske podatke obravnavane stene in dobimo:

$$l_c \geq \max\{0,15 \cdot 1,04 \text{ m}; 1,50 \cdot 0,20 \text{ m}\} = \max\{0,156 \text{ m}; 0,30 \text{ m}\} = 0,30 \text{ m}.$$

Ker velja:

$$l_c = 0,30 \text{ m} < \max \left\{ \frac{0,2 \cdot 1,04}{2 \cdot 0,20} = \frac{0,208}{0,400} = 0,40 \text{ m} \checkmark, \right. \quad (5.51)$$

za določitev debeline robnega elementa b_w upoštevamo enačbo (5.49):

$$b_w = \max \left\{ \frac{20}{264/15} = \frac{20,0}{17,6} = 20,0 \text{ cm}. \right. \quad (5.52)$$

Debelina stene $b_c = b_w = 20,0 \text{ cm}$ je torej ustrezna.

- Višina kritičnega območja

Višina kritičnega območja h_{cr} je določena z izrazom (točka 5.4.3.4.2(1), standard EC8, str. 83). Za obravnavano steno je višina kritičnega območja enaka:

$$h_{cr} = \max[1,04; 7,31/6] = 1,22 \text{ m} \leq \min \left\{ \frac{2 \cdot 1,04}{2,64} = \frac{2,08}{2,64} = 2,08 \text{ m} \checkmark. \right.$$

Zaradi lažje izvedbe armiranja upoštevamo za višino kritičnega območja kar celotno višino prve etaže:

$$h_{cr} = 2,64 \text{ m}. \quad (5.53)$$

5.5.3.2 Vertikalna armatura

Delež vertikalne armature v kritičnem območju mora znašati vsaj (točka 5.4.3.4.2(8), EC8, str. 85):

$$A_{sv}^{\text{robni el.}} = 0,005 \cdot l_c \cdot b_w = 0,005 \cdot 30 \cdot 20 = 3,0 \text{ cm}^2. \quad (5.54)$$

Na vsako stran robnega elementa vgradimo 3 palice $\Phi 12$ na medsebojni oddaljenosti $s_v = 8,1 \text{ cm}$. Tako smo zadostili tudi pogoju o maksimalni oddaljenosti med vertikalnimi palicami (5.37).

Količina vertikalne armature mora biti vsaj (točka (87)P, SIST EN 1992-1-1:2005/A101:2006, str. 10):

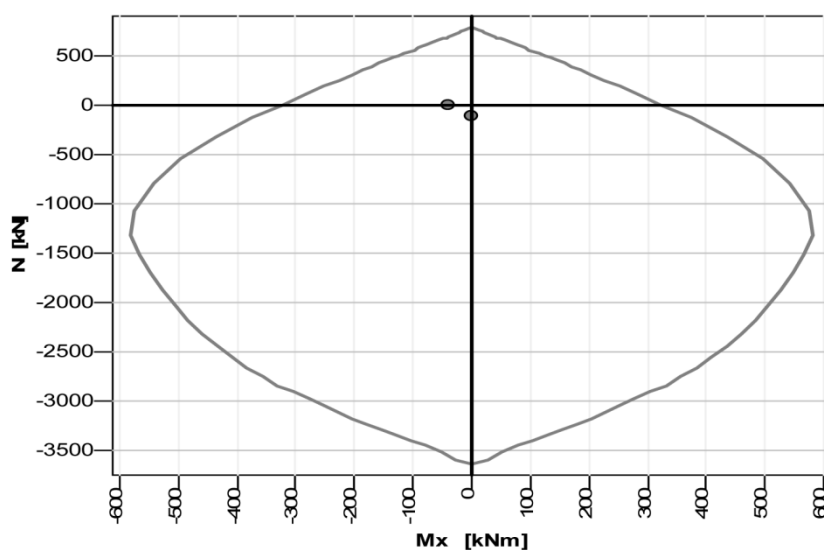
$$A_{sv,\min} = 0,003 \cdot A_c = 0,003 \cdot 104 \cdot 20 = 6,24 \text{ cm}^2. \quad (5.55)$$

Izbrano armaturo v steni po posameznih etažah prikazujemo v Preglednici 56.

Preglednica 56: Izbrana vertikalna armatura po višini stene

Višina [m]	Robna elementa	Stik s prečno steno	Skupna armatura [cm ²]	Delež vertikalne armature v steni [%]
0	6Φ12	4Φ12	18,1	0,87
2,64	4Φ12	4Φ12	13,6	0,65
5,49	4Φ12	4Φ12	13,6	0,65
8,34	4Φ12	4Φ12	13,6	0,65
11,23	4Φ12	4Φ12	13,6	0,65

S pomočjo interakcijskega diagrama mejne osno-upogibne nosilnosti prereza, ki ga izračunamo v programu GaLa Reinforcement 4.1(AEC Ltd.), preverimo, če izbrana vertikalna armatura stene ustreza. S pomočjo Slike 64 ugotovimo, da sta točki, ki pripadata največjim obremenitvam (zgornji in spodnji rob elementa CP3) znotraj diagrama. Tako smo dokazali ustreznost vertikalne armature v obravnavani steni.



Slika 64: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza stene X_{Zun}, izdelan v programu GaLa Reinforcement 4.1(AEC Ltd.)

V obravnavani steni moramo zadostiti tudi pogoju o minimalni horizontalni armaturi $A_{sh,min}$ (točka (88)P, SIST EN 1992-1-1:2005/A101:2006):

$$A_{sh,min} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 104 \cdot 20 = 4,16 \text{ cm}^2/\text{m}. \quad (5.56)$$

Pogoju bi lahko zadostili z uporabo primerne armature mreže, vendar je zaradi postavitve vertikalnih armaturnih palic na relativno majhni medsebojni oddaljenosti bolj smiselna uporaba armaturnih palic

$\Phi 6/12$ cm, ki jih postavimo na obeh straneh stene in sidramo v robna elementa. Dejanska količina uporabljene horizontalne armature je tako:

$$A_{sh} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 0,6^2}{4} \cdot \frac{100}{12} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{m}. \quad (5.57)$$

5.5.3.3 Strižna armatura

Pri določanju strižne armature v obravnavani steni postopamo enako kot pri računu strižne armature v steni 44P1 (glej podpoglavje 5.4.6.2). Projektno strižno nosilnost AB prečnega prereza stene brez strižne armature izračunamo z enačbo (točka 6.2.2(1), SIST EN 1992-1-1:2005, str. 87):

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \\ (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{array} \right\}. \quad (5.58)$$

Vrednost količin v enačbi (5.40) določimo na podlagi člena 11.6.1(1) standarda SIST EN 1992-1-1:2005 in sicer:

$$\begin{aligned} C_{Rd,c} &= 0,18/\gamma_c = 0,18/1,50 = 0,12, \\ k &= 1 + \sqrt{\frac{200}{d \text{ [mm]}}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1012}} = 1,445 \leq 2,0 \checkmark, \\ \rho_1 &= \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{6,79 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm} \cdot 101,2 \text{ cm}} = 0,00335 \leq 0,02 \checkmark, \\ f_{ck} &= 25 \text{ MPa}, \\ \sigma_{cp} &= \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{268,4 \text{ kN}}{104 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}} = 0,129 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 1,67 = 3,33 \text{ MPa} \checkmark, \\ v_{\min} &= 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,445^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,304 \text{ MPa}, \\ k_1 &= 0,15. \end{aligned}$$

Z upoštevanjem izračunanih količin dobimo:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} [0,12 \cdot 1,445 \cdot (100 \cdot 0,00335 \cdot 25)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,129] \cdot 200 \cdot 1012 = 75,2 \text{ kN} \\ (0,304 + 0,15 \cdot 0,129) \cdot 200 \cdot 1012 = 65,4 \text{ kN} \end{array} \right\},$$

$$V_{Rd,c} = 75,2 \text{ kN}.$$

Projektne vrednosti prečne sile V_{Ed} v elementu stene CP3 moramo v skladu s standardom SIST EN 1998-1:2005 povečati za 50 %. Ugotovimo, da je modificirana prečna sila V_{Ed} manjša od strižne nosilnosti prereza $V_{Rd,c}$:

$$V_{Ed} = 67,7 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 75,2 \text{ kN},$$

zato strižna armatura v obravnavani steni računsko ni potrebna. Zagotoviti moramo le minimalno strižno armaturo, ki jo določa pogoj (točka 9.2.2(5), SIST EN 1992-1-1:2005):

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \geq \rho_{w,\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}. \quad (5.59)$$

Pri tem je α kot med smerjo strižne armature in navpično osjo stene (vzamemo $\alpha = 90^\circ$).

Po celotni višini stene uporabimo armaturne palice $\Phi 6/12$ cm, ki jih namestimo na obe strani stene. Ugotovimo, da izbrana armatura ustreza zahtevam po minimalni strižni armaturi, saj je:

$$\rho_w = \frac{4,71}{12 \cdot 20 \cdot \sin 90} = 0,02 > \rho_{w,\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{25}}{400} = 0,001 \quad \checkmark. \quad (5.60)$$

5.5.3.4 Stremenska armatura v robnih elementih

Normirana osna sila v_d v steni je manjša od 0,15:

$$v_d = \frac{268,4 \text{ kN}}{104 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2} = 0,0773 < 0,15 \quad \checkmark. \quad (5.61)$$

To pomeni, da lahko stremensko armaturo v robnih elementih določimo skladno z določili iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005. Postopamo na enak način kot pri določanju stremenske armature v stičiščih pri steni 44P1 (glej podglavje 5.4.6.3).

Minimalen premer stremenske armature je:

$$\Phi_{sw} = 6 \text{ mm} \geq \max \left\{ \frac{6 \text{ mm}}{\Phi_{sv,\max}/4} \right\} = \max \left\{ \frac{6 \text{ mm}}{12 \text{ mm}/4 = 3 \text{ mm}} \right\} = 6 \text{ mm}. \quad (5.62)$$

Največja medsebojna razdalja med stremeni $s_{cl,t}$ ne sme biti večja od $s_{cl,t,\max}$ (opomba k 9.5.3(3), SIST EN 1992-1-1:2005/A101:2006, str. 164):

$$s_{cl,t} < s_{cl,t,\max} = \min \left\{ \min \left(\frac{12 \cdot \Phi_{sv}}{b_w; l_w} \right) \right\} = \min \left\{ \min \left(\frac{12 \cdot 1,2 = 14,4 \text{ cm}}{20; 104} = 20 \text{ cm} \right) \right\} = 14,4 \text{ cm}. \quad (5.63)$$

Po celotni višini obravnavane stene uporabimo U-stremena $\Phi 6/12$ cm, ki ustrezajo vsem zahtevam.

5.5.4 Projektiranje prečke CS3

Prečke so pomemben konstrukcijski element v stenah z odprtini, saj delujejo kot povezovalni člen med posameznimi stenami. Zaradi relativno majhne površine so prečke izpostavljene koncentracijam napetosti in deformacij, ki izhajajo predvsem iz potresnih vplivov. Ker se torej v prečkah sipa potresna energija, jih moramo skrbno dimenzionirati in konstruirati ter preprečiti projektiranje preveč nosilnih prečk. V nadaljevanju prikazujemo projektiranje prečke CS3 v skladu s standardom SIST EN 1998-1:2005.

5.5.4.1 Vzdolžna armatura

Po navodilih standarda EC8 lahko pri projektiranju na srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) prečke armiramo klasično s kombinacijo vzdolžne in stremenske armature.

Da zadostimo zahtevam po lokalni duktilnosti, moramo območji na obeh krajiščih prečke na dolžini l_{cr} obravnavati kot kritični območji. Ker je dolžina kritičnega območja l_{cr} (točka 5.4.3.1.2(1)P, EC8) večja od dejanske dolžine prečke l_s :

$$l_{cr} = h_s = 1,44 \text{ m} > l_s = 0,92 \text{ m},$$

(h_s je višina, l_s pa dolžina prečke), moramo celotno dolžino prečke obravnavati kot kritično območje.

Delež armature v natezni coni ρ vzdolž prečke ne sme biti manjši od (točka 5.4.3.1.2(5)P, EC8):

$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \cdot \left(\frac{2,6}{500} \right) = 0,0026. \quad (5.64)$$

V natezni coni izberemo armaturo $4\Phi 16$ mm. Na vsako stran prečke položimo dve palici na medsebojni vertikalni oddaljenosti 10 cm. S tem izpolnimo pogoj (5.65), saj je:

$$\rho = \frac{A_s}{b_s \cdot d} = \frac{8,06}{20 \cdot 136} = 0,0030 > \rho_{\min} = 0,0026. \quad (5.65)$$

Ker je merodajni projektni upogibni moment v levem krajišču prečke negativnega predznaka, v desnem pa je pozitiven (glej Preglednico 55), je v levem krajišču natezna cona na zgornji strani prečke, v desnem krajišču pa je na zgornji strani tlačna cona. Zaradi majhne dolžine prečke bi bila izbira dveh različnih količin armatur po zgornjem oziroma spodnjem robu prečke nesmiselna, zato na zgornji in spodnji strani po celotni dolžini prečke izberemo armaturo $4\Phi 16$. S tem zadostimo tudi zahtevi, da mora biti količina vgrajene tlačne armature vsaj enaka polovici količine natezne armature. Preveriti moramo tudi, da delež armature v natezni coni ρ ne presega maksimalne vrednosti ρ_{\max} (točka 5.4.3.1.2(4)b, SIST EN 1998-1:2005, str. 79):

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}. \quad (5.66)$$

Pri tem sta deleža armature v natezni coni ρ ter ρ' normirana s količnikom $b \cdot d$, kjer je b širina tlačene pasnice prečke, d pa je statična višina prereza. μ_{φ} v enačbi (5.66) je faktor duktilnosti za ukrivljenost.

Deleža armature v natezni in tlačni coni ρ ter ρ' in deformacija $\varepsilon_{sy,d}$ so enaki:

$$\rho = \rho' = 0,0030,$$
$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{43,5}{20000} = 0,00218.$$

Ob upoštevanju osnovnega nihajnega časa konstrukcije $T_1 = 0,13$ s (poglavje 5.3.7), $T_c = 0,8$ s, in osnovne vrednosti faktorja obnašanja $q_0 = 2,88$ (enačba (5.10)), je vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_φ enaka (točka 5.2.3.4(3), EC8, str. 69):

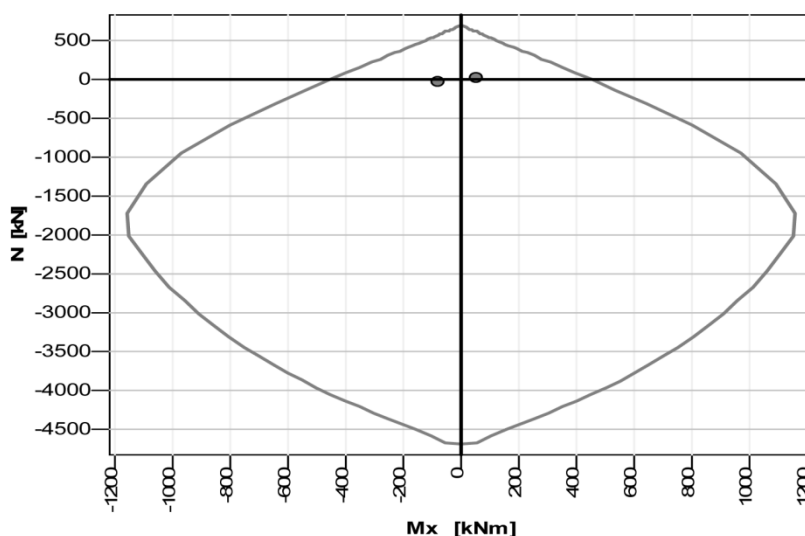
$$\mu_\varphi = 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1} = 1 + 2 \cdot (2,88 - 1) \cdot \frac{0,80}{0,13} = 24,14 \quad (5.67)$$

Maksimalni delež armature v natezni coni je torej:

$$\rho_{\max} = 0,0030 + \frac{0,0018}{24,14 \cdot 0,00218} \cdot \frac{1,67}{43,5} = 0,0043. \quad (5.68)$$

Ker je delež armature v natezni coni prečke ρ manjši od maksimalnega dovoljenega deleža ρ_{\max} , je izbrana vzdolžna armatura v prečki ustrezna.

V nadaljevanju s pomočjo interakcijskega diagrama mejne osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza prečke, ki ga izdelamo v programu GaLa Reinforcement 4.1(AEC Ltd.), preverimo, če izbrana vzdolžna armatura prečke zagotavlja ustrezno osno-upogibno odpornost prereza. Merodajne obremenitve v prečki nastopajo v obeh krajiščih prečke (Preglednica 55).



Slika 65: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza prečke CS3 v programu GaLa Reinforcement 4.1(AEC Ltd.)

Iz Slike 65 ugotovimo, da točki maksimalnih projektnih obremenitev prečke ležita znotraj diagrama, kar pomeni, da je izbrana vzdolžna armatura v prečki ustrezna.

5.5.4.2 Strižna armatura

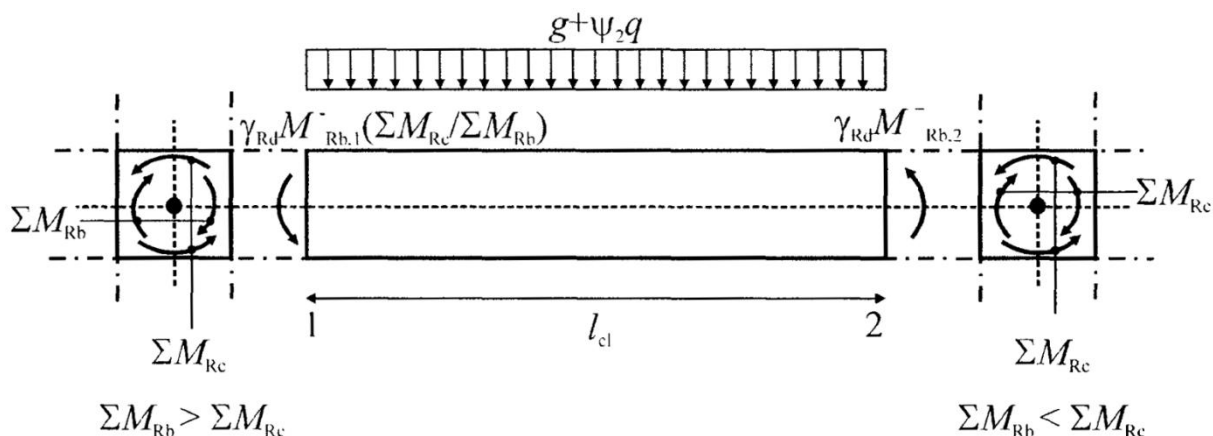
Obravnavana prečka spada med primarne potresne elemente. Zato moramo prečne sile določiti v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti. Ravnotežje prečke določamo pri (točka 5.4.2.2(1)P, EC8, str. 73):

- prečni obtežbi, ki deluje na prečko v potresnem projektnem stanju, in
- momentih v krajiščih grede $M_{i,d}$ (kjer $i = 1,2$ označuje krajna prereza grede),

ki ustrezajo stanju, ko se formirajo plastični členki za pozitivno in negativno stran delovanja potresne obtežbe. Upogibna momenta na krajiščih prečke izračunamo z enačbo (točka 5.4.2.2(2)b), EC8):

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min\left(1; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right), \quad (5.69)$$

kjer je γ_{Rd} faktor, s katerim upoštevamo morebitno večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla (priporočena vrednost pri projektiranju na DCM je 1,0), $M_{Rb,i}$ je projektna upogibna odpornost i -tega krajišča prečke v smeri upogibnega momenta zaradi potresa pri upoštevanju smeri potresnega vpliva, $\sum M_{Rc}$ je vsota projektnih upogibnih odpornosti vertikalnih nosilnih elementov (v obravnavanem primeru sten), $\sum M_{Rb}$ pa je vsota projektnih upogibnih odpornosti prečk, ki se stikajo v vozlišču.



Slika 66: Velikost prečnih sil v prečkah, ki jih določimo s postopkom načrtovanja nosilnosti (Slika 5.1, SIST EN 1998-1:2005, str. 74)

Vrednosti upogibnih odpornosti prečk in sten dobimo iz razmerja M/M_{max} v programu GaLa Reinforcement 4.1 (AEC Ltd.). Upogibni odpornosti prečnega prereza prečke v levem oziroma desnem krajišču sta $M_{Rb,1} = M_{Rb,2} = 468$ kNm, vsota upogibne odpornosti stene nad in pod obravnavano prečko pa je $\sum M_{Rc} = 2 \cdot 225,6 = 451$ kNm, ker se v vozlišču stikata dve prečki je $\sum M_{Rb} = 2 \cdot 468 = 936$ kNm. Vrednost upogibnega momenta v krajiščih prečke torej je (glej enačbo (5.69)):

$$M_{1,d} = M_{2,d} = 1,0 \cdot 936 \cdot 0,482 = 451 \text{ kNm.}$$

S pomočjo izračunanih robnih momentov v prečki določimo še prečno silo v krajiščih V_{Ed} :

$$V_{Ed} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{l_s} = \frac{2 \cdot 451}{1,04} = 867,3 \text{ kN.}$$

Skladno s Sliko 66 moramo prečnim silam V_{Ed} prišteti še prečne sile zaradi navidezno stalnega vpliva $V_{G+0,3-Q}^i$ (kjer $i = L, D$ označuje levo oziroma desno krajišče prečke). Iz rezultatov analize v programu ETABS dobimo:

$$V_{G+0,3-Q}^L = -24,4 \text{ kN,}$$

$$V_{G+0,3-Q}^D = 13,4 \text{ kN.}$$

V nadaljevanju določimo največjo $V_{Ed,max}^i$ in najmanjšo prečno silo $V_{Ed,min}^i$, ki se lahko pojavi v levem oz. desnem krajišču prečke ob upoštevanju potresnega vpliva v pozitivnem in negativnem smislu. Rezultate računa prikazujemo v Preglednici 57.

Preglednica 57: Največje $V_{Ed,max}^i$ in najmanjše prečne sile $V_{Ed,min}^i$ v krajiščih obravnavane prečke

		$\pm V_{Ed}$ [kN]	$V_{G+0,3\cdot Q}^i$ [kN]		
Levo krajišče	$V_{Ed,max}^L$	= 867,3	+	-24,4	= 842,9 kN
	$V_{Ed,min}^L$	= -867,3	+	-24,4	= -891,7 kN
Desno krajišče	$V_{Ed,max}^D$	= 867,3	+	13,4	= 880,7 kN
	$V_{Ed,min}^D$	= -867,3	+	13,4	= -853,9 kN

V Preglednici 57 tako podajamo merodajne prečne obremenitve v krajiščih obravnavane prečke. V nadaljevanju izvedemo račun potrebne strižne armature. Najprej preverimo strižno odpornost prečnega prereza prečke brez dodatne strižne armature (točka 6.2.2(1), SIST EN 1992-1-1:2005, str. 87):

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \\ (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{array} \right\}. \quad (5.70)$$

Količine, ki nastopajo v enačbi (5.70), določimo na podlagi člena 11.6.1(1) standarda SIST EN 1992-1-1:2005:

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,50 = 0,12,$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d [\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1360}} = 1,383 \leq 2,0 \checkmark,$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{8,06 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm} \cdot 136 \text{ cm}} = 0,00296 \leq 0,02 \checkmark,$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{39,4 \text{ kN}}{144 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}} = 0,0137 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 1,67 = 3,33 \text{ MPa} \checkmark,$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,383^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,285 \text{ MPa},$$

$$k_1 = 0,15.$$

Strižna odpornost prečnega prereza prečke brez strižne armature je:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} [0,12 \cdot 1,383 \cdot (100 \cdot 0,00296 \cdot 25)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,0137] \cdot 200 \cdot 1360 = 88,5 \text{ kN} \\ (0,285 + 0,15 \cdot 0,0137) \cdot 200 \cdot 1360 = 78,1 \text{ kN} \end{array} \right\},$$

$$V_{Rd,c} = 88,5 \text{ kN}.$$

Ker je prečna sila v vseh prerezi obravnavane prečke bistveno večja od strižne odpornosti prereza, moramo strižno armaturo projektirati.

V nadaljevanju preverimo še maksimalno strižno silo, ki jo prečni prerez prečke lahko prenese in je omejena s porušitvijo betonskih tlačnih razpor (točka 6.2.3(3), SIST EN 1992-1-1:2005, str. 90):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d \cdot 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}[\text{MPa}]}{250} \right] \cdot \frac{f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}, \quad (5.71)$$

kjer je α_{cw} koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu (priporočena vrednost je $\alpha_{cw} = 1,0$), θ pa kot med betonsko tlačno razporo in osjo in vzdolžno osjo prečke (predpostavimo vrednost $\theta = 45^\circ$).

$$V_{Rd,max} = 1,0 \cdot 20 \cdot 0,9 \cdot 136 \cdot 0,6 \cdot \left[1 - \frac{25}{250} \right] \cdot \frac{1,67}{\cot 45 + \tan 45} = 1103,8 \text{ kN}. \quad (5.72)$$

Ugotovimo, da je prečna sila v prečki povsod manjša od maksimalne strižne sile, ki jo prečka še lahko prenese, ne da bi pri tem prišlo do računske porušitve tlačne diagonale.

Potrebno količino strižne armature izračunamo s pomočjo enačbe (točka 6.2.3(3), SIST EN 1992-1-1:2005, str. 90):

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}. \quad (5.73)$$

V enačbi (5.73) upoštevamo absolutno največjo prečno silo, ki se pojavi v obravnavani prečki (glej Preglednico 57) $V_{Ed} = V_{Ed,min}^L$. Tako je potrebna količina strižne armature enaka:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{891,7}{0,9 \cdot 136 \cdot 43,5 \cdot \cot 45^\circ} = 0,167 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = 16,75 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}.$$

Pri zagotavljanju lokalne duktilnosti prečke moramo dodatno upoštevati omejitve glede stremenske armature v kritičnem območju (točka 5.4.3.1.2(6)P, EC8, str. 79), po katerih je minimalni premer stremen $d_{bw} = 6 \text{ mm}$ ter maksimalni razmik med stremeni $s_{max} = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24 \cdot d_{bw}; 225; 8 \cdot d_{bl} \right\}$, kjer je h_w višina grede v mm in d_{bl} premer najtanjše vzdolžne palice v mm. Torej je maksimalni razmik med stremeni enak:

$$s_{max} = \min \left\{ \frac{1440}{4}; 24 \cdot 6; 225; 8 \cdot 16 \right\} = 12,8 \text{ cm}.$$

Ob upoštevanih omejitvah izberemo dvostrizno streme $\Phi 8/6 \text{ cm}$ ($A_{sw}^{dej.} = 16,76 \text{ cm}^2/\text{m}$). Prvo streme postavimo na oddaljenost 6 cm od obeh krajišč prečke.

Ker je dolžina $l_s = 92$ cm obravnavane prečke manjša od trikratne celotne višine prečke $3 \cdot h_s = 432$ cm, moramo pri dimenzioniranju prečke upoštevati še dodatne zahteve, ki veljajo za stenaste nosilce:

- Najmanjši premer ortogonalne mrežne armature (za posamezno stran prečke):

$$A_{s,db,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,001 \cdot A_c \\ 1,5 \text{ cm}^2/\text{m} \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,001 \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 1,5 \text{ cm}^2/\text{m} \end{array} \right\} = 2 \text{ cm}^2/\text{m},$$

Pogoju zadostimo z vzdolžno armaturo $\Phi 6/25$ cm ($A_{sh,dej} = 2,24 \text{ cm}^2/\text{m}$), ki položimo na vsako stran prečke.

- Maksimalna razdalja med dvema sosednjima palicama je enaka:

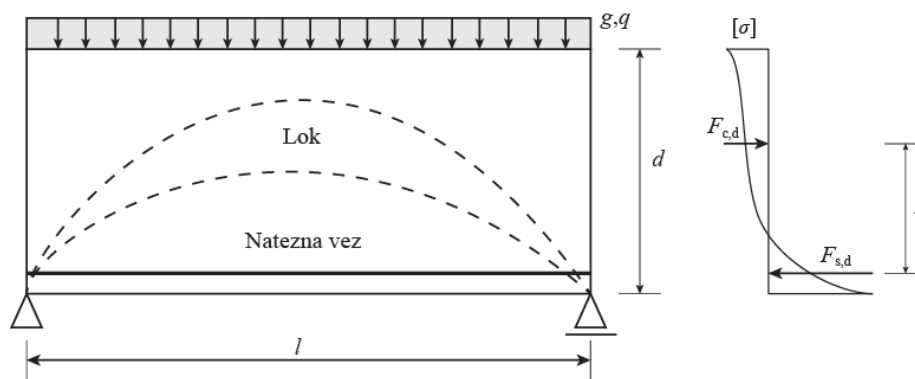
$$s_{max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot b_s \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot 200 = 400 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right\} = 30 \text{ cm}$$

Ugotovimo, da pogoju zadostimo na območju celotne prečke CS3.

6 PROJEKTIRANJE STENASTEGA NOSILCA

6.1 Splošno

Osnovna predpostavka pri analizi razmeroma dolgih nosilcev, ki obremenitve prenašajo predvsem z upogibno nosilnostjo, je Bernoullijeva hipoteza o linearnem poteku deformacij po višini prereza. Ta hipoteza pri stenastih nosilcih ne velja več, saj je zaradi velike višine nosilca, potek vzdolžnih deformacij in napetosti po višini prereza nelinearen. Pri prenosu obremenitev, ki delujejo v prečni smeri stenastega nosilca, se formirata mehanizma tlačnega loka in natezne vezi, kar prikazujemo na Sliki 67.

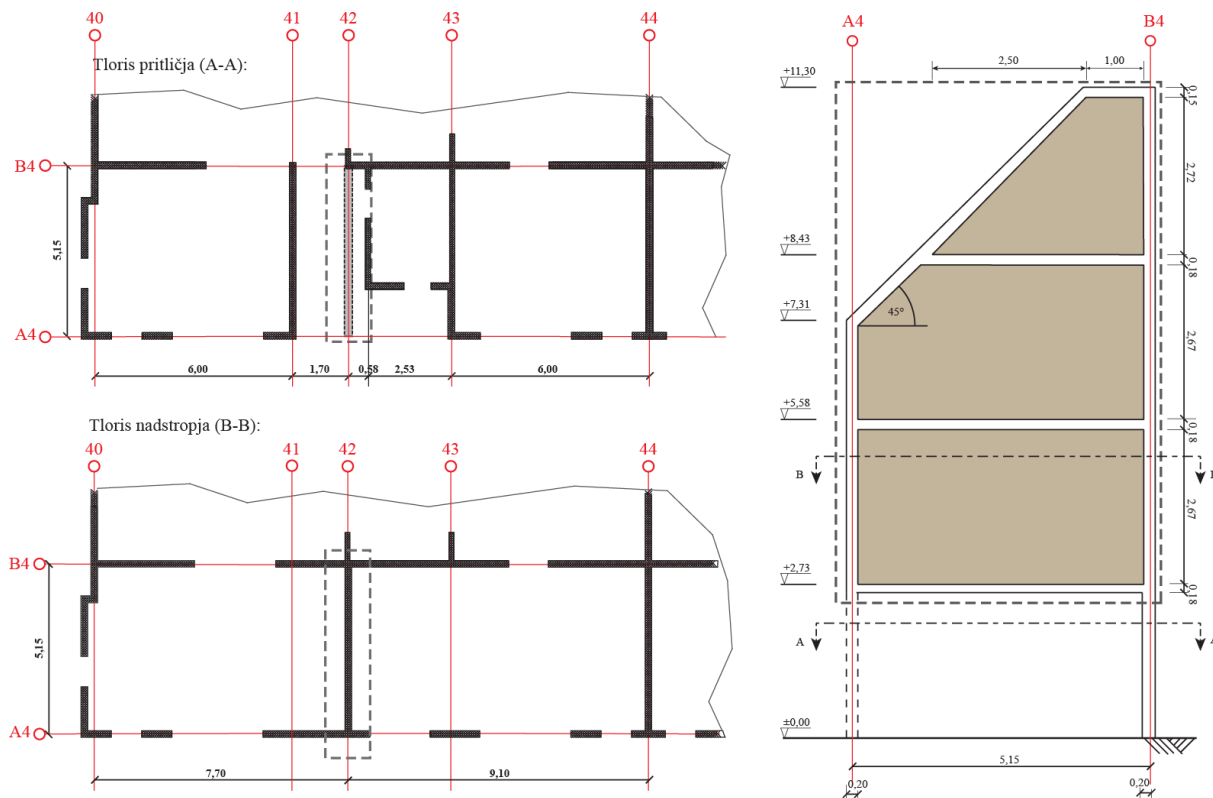


Slika 67: Mehanizma prenosa obremenitev v stenastem nosilcu in potek napetosti po višini

6.2 Predstavitev obravnavanega stenastega nosilca

Obravnavan stenasti nosilec se nahaja v osi 42 v prečni smeri stavbe ter poteka skozi nadstropje ter prvo in drugo mansardo. Lego nosilca v tlorisu obravnavane stavbe prikazujemo na Sliki 68. Nosilec v osi A4 ni neposredno podprt, pač pa se opira na steno, ki poteka v prečni smeri nosilca (v osi A4). Dolžina stenastega nosilca je $l_n = 5,15$ m, višina $d_n = 8,59$ m, debelina pa $b = 20$ cm. Z razmerjem med dolžino in višino nosilca potrdimo uvrstitev nosilca med stenaste nosilce:

$$l_n/d_n = 5,15/8,59 = 0,60 \leq 2. \quad (6.1)$$



Slika 68: Lega stenastega nosilca v tlorisu pritličja ter nadstropja (sliki levo, enote v m) ter prečni prerez v osi 42 (slika desno, enote v m)

6.3 Projektiranje na mejna stanja nosilnosti (MSN)

Vplivi na stenasti nosilec učinkujejo posredno preko medetažnih plošč. Upoštevane vplive navajamo v preglednici 58.

Preglednica 58: Upoštevani vplivi pri analizi stenastega nosilca

Oznaka vpliva	Opis
1	lastna teža stenastega nosilca
2	lastna teža + stalna obtežba plošč
3	koristna obtežba (povsod) na ploščah
4	obtežba snega na strehi

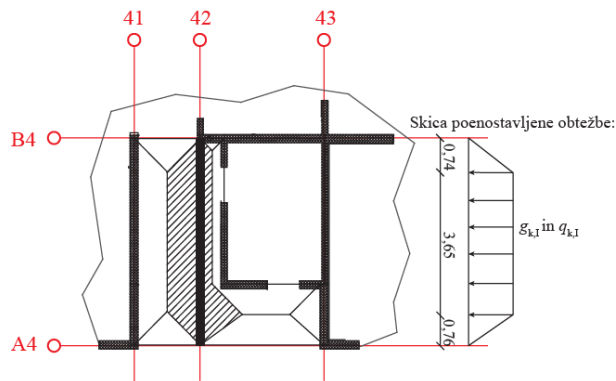
6.3.1 Račun obtežbe stenastega nosilca

- Lastna teža stenastega nosilca:

$$g_k = 5 \text{ kN/m}^2.$$

- Vpliv stalne in koristne obtežbe s stropne plošče nad pritličjem (kota +2,73 m):

Vplivno območje določimo na poenostavljen način s pomočjo t.i. strešnega pravila. Predpostavimo, da vplivno območje oklepa s stenastim nosilcem kot 45°. Prikazujemo ga na Sliki 69. Dodatno prikazujemo tudi razporeditev obtežbe s plošče na stenasti nosilec, ki jo upoštevamo v računu.



Slika 69: Vplivno območje in upoštevana obtežba stenastega nosilca s stropne plošče nad pritličjem

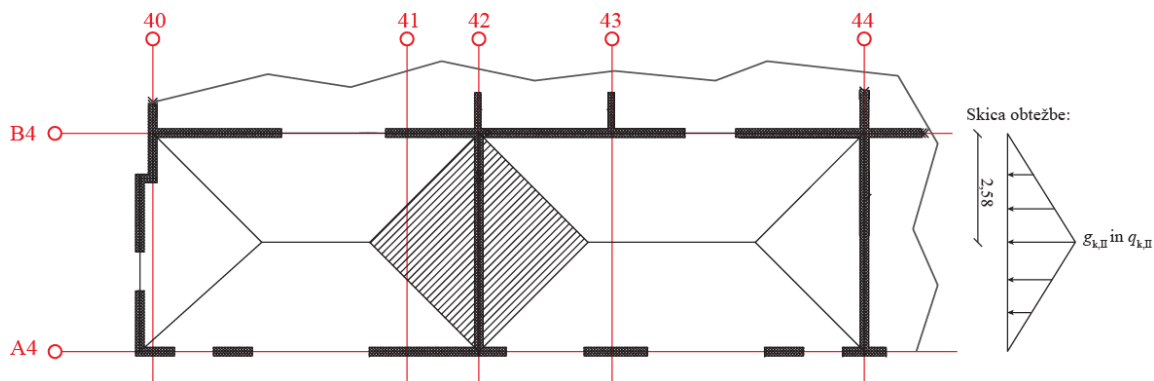
Ob upoštevanju stalne obtežbe plošče g_{biv} iz poglavja 3.1.4 ter koristne obtežbe q iz poglavja 3.2 dobimo:

$$g_{k,I} = 11,89 \text{ kN/m}, \quad (6.2)$$

$$q_{k,I} = 5,32 \text{ kN/m}. \quad (6.3)$$

- Vpliv stalne in koristne obtežbe s stropne plošče nad nadstropjem (kota +5,58 m):

Tudi v tem primeru določimo vplivno območje s pomočjo strešnega pravila. Prikazujemo ga na Sliki 70.



Slika 70: Vplivno območje in upoštevana obtežba stenastega nosilca s stropne plošče nad nadstropjem

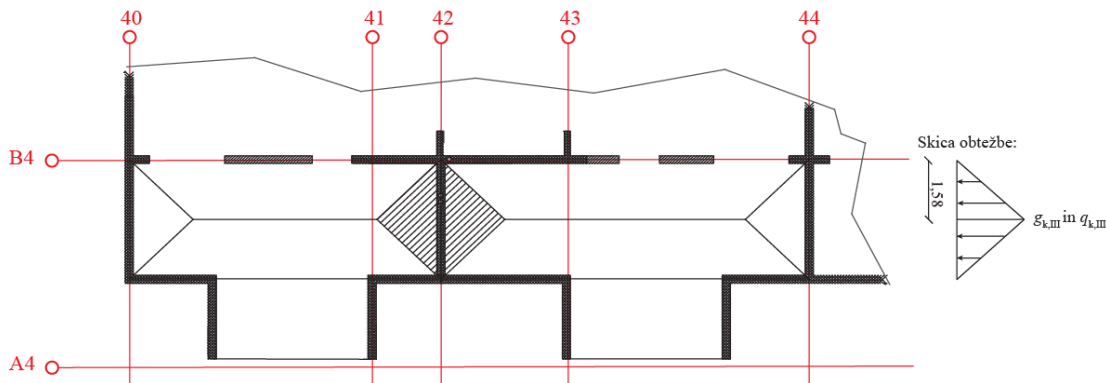
Upoštevamo stalno obtežbo plošče g_{biv} iz poglavja 3.1.4 ter koristno obtežbo q iz poglavja 3.2. Dobimo:

$$g_{k,II} = 32,24 \text{ kN/m}, \quad (6.4)$$

$$q_{k,II} = 14,42 \text{ kN/m}. \quad (6.5)$$

- Vpliv stalne in koristne obtežbe s stropne plošče nad prvo mansardo (kota +8,43 m) in stropne plošče nad drugo mansardo (kota +11,30m):

Vplivno območje ter upoštevano razporeditev obtežbe s plošče nad prvo in drugo mansardo na stenasti nosilec prikazujemo na Sliki 71.



Slika 71: Vplivno območje in upoštevana obtežba stenastega nosilca s stropne plošče nad prvo mansardo

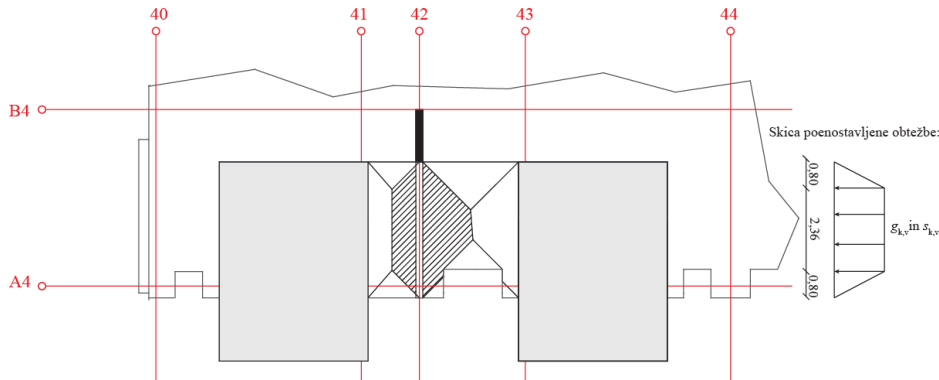
V nadaljevanju račun poenostavimo tako, da upoštevamo enaki vrednosti za stalno obtežbo s plošče nad prvo mansardo $g_{k,III}$ in stalno obtežbo s plošče nad drugo mansardo $g_{k,IV}$. Dobimo:

$$g_{k,III} = g_{k,IV} = 19,78 \text{ kN/m}, \quad (6.6)$$

$$q_{k,III} = 8,85 \text{ kN/m}. \quad (6.7)$$

- Vpliv stalne obtežbe in obtežbe snega s strehe

Na Sliki 72 prikazujemo vplivno območje ter upoštevano razporeditev obtežbe s strehe na stenasti nosilec.



Slika 72: Vplivno območje in upoštevana obtežba stenastega nosilca s strehe

Pri računu obtežbe s strehe upoštevamo lastno težo strehe g_{s1} iz poglavja 3.1.2.1, ter obtežbo snega s iz poglavja 3.3. Dobimo:

$$g_{k,v} = 15,1 \text{ kN/m} \quad (6.8)$$

$$s_{k,v} = 2,47 \text{ kN/m} \quad (6.9)$$

6.3.2 Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja

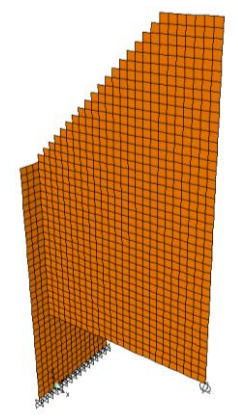
Projektne vrednosti učinkov vplivov E_d določimo z ustreznim kombiniranjem karakterističnih vrednosti vplivov, ki delujejo na stenasti nosilec. Pri določanju kombinacij upoštevamo enačbo (4.2), vrednosti delnih faktorjev iz Preglednice 30 ter kombinacijskih faktorjev iz Preglednice 31. Upoštevane kombinacije vplivov prikazujemo v preglednici 59.

Preglednica 59: Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja v mejnem stanju nosilnosti

Obtežna komb.	Vpliv			
	Lastna teža nosilca	Lastna in stalna obtežba plošč	Koristna obtežba na ploščah	Obtežba snega na strehi
K1	$1,35 \cdot G$	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$	
K2	$1,00 \cdot G$	$1,00 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$	
K3	$1,35 \cdot G$	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$	$0,75 \cdot S$
K4	$1,35 \cdot G$	$1,35 \cdot G$	$1,05 \cdot Q$	$1,5 \cdot S$

6.4 Računski model stenastega nosilca

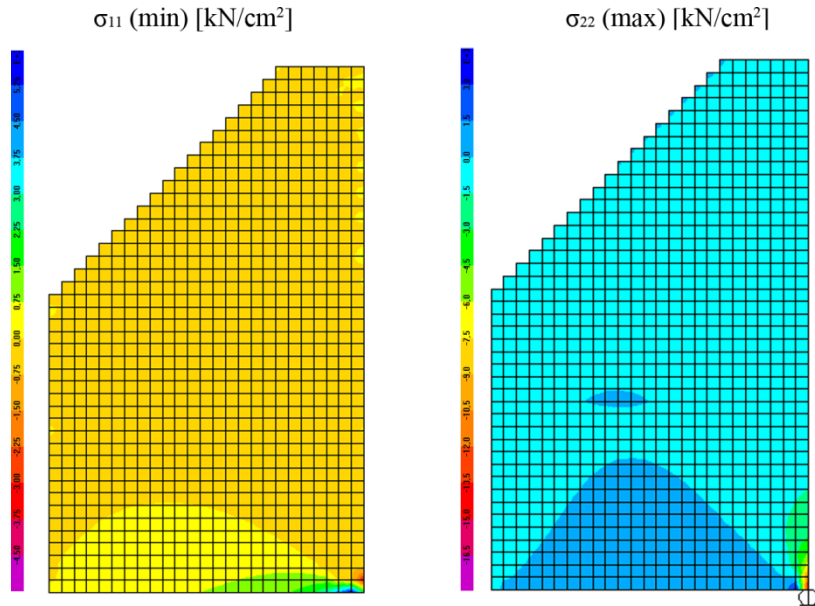
Prostorski računski model stenastega nosilca izdelamo v programu SAP (Computers and Structures Inc., 2009). Uporabimo štiri-voziščne ploskovne končne elemente tipa »*Membrane*«. V osi A4 dodatno modeliramo še steno, na katero se opira obravnavan stenasti nosilec. Na nasprotnem robu stenasti nosilec členkasto podpremo. Obtežimo ga z linijsko in s točkovno obtežbo.



Slika 73: Prostorski računski model stenastega nosilca v programu SAP (Computers and Structures Inc., 2007)

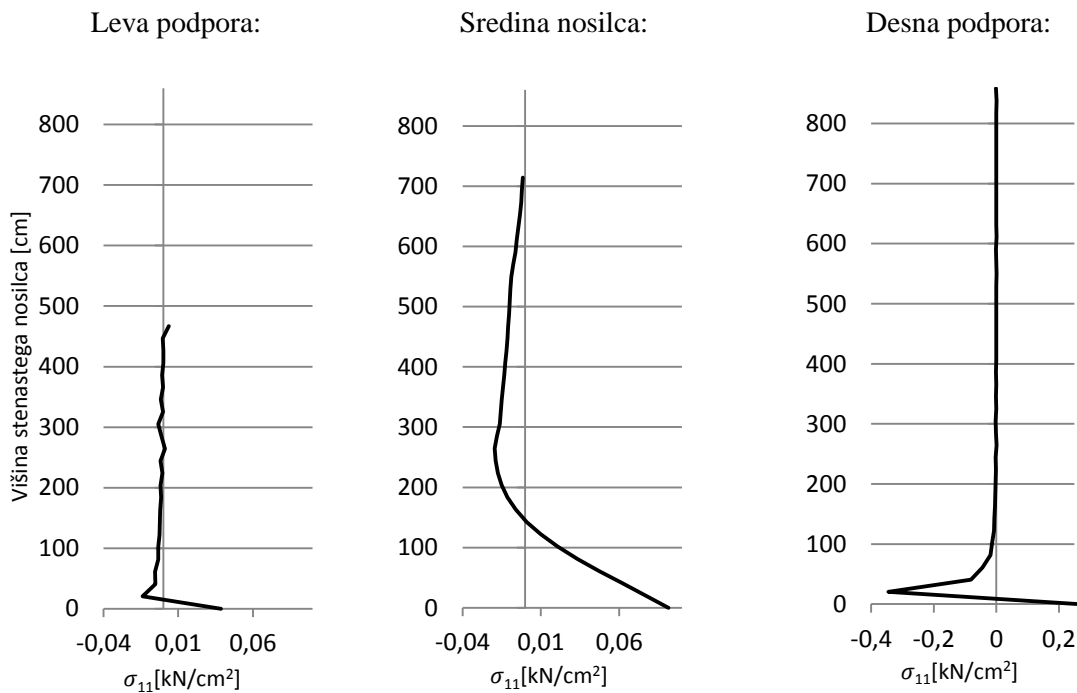
6.4.1 Obremenitve

Ovojnici normalnih napetosti v smeri osi X (σ_{11}) oziroma Y (σ_{22}) v stalnih in začasnih projektnih stanjih prikazujemo na Sliki 74.



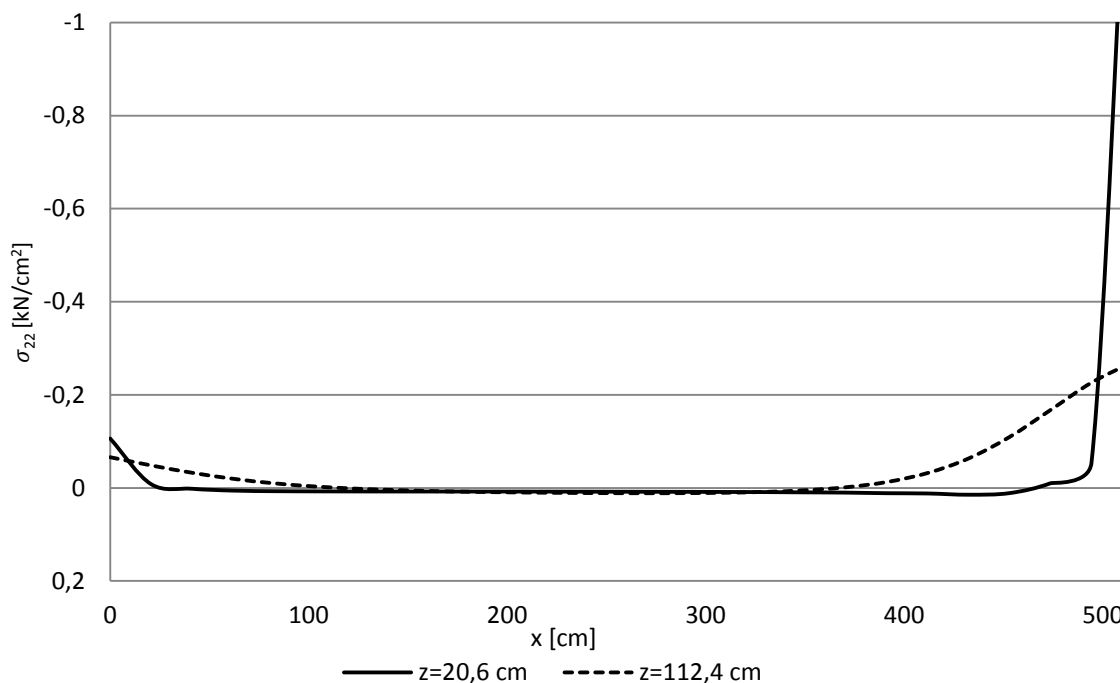
Slika 74: Potek vzdolžnih (σ_{11}) ter prečnih napetosti (σ_{22}) po stenastem nosilcu zaradi ovojnice kombinacij stalnih ter začasnih projektiranih stanj

Pričakovano se največje vzdolžne natezne napetosti v smeri osi X pojavijo na spodnjem robu stenastega nosilca in segajo do višine približno 1,5 m. V smeri osi 2 se tlačna obremenitev na krajni podpori prenaša preko formiranega tlačnega loka. Na Sliki 75 prikazujemo spreminjanje napetosti σ_{11} po višini nosilca v značilnih prečnih prerezih .



Slika 75: Potek napetosti σ_{11} [kN/cm²] po višini stenastega nosilca v prečnem prerezu ob levi podpori, na sredini razpetine ter ob desni podpori

Na sliki 76 pa prikazujemo spreminjanje napetosti σ_{22} vzdolž stenastega nosilca v prečnem prerezu na višini 20,6 oziroma 112,4 cm nad spodnjim robom. V osrednjem območju so napetosti natezne zaradi učinka obešanja obtežbe na spodnjem robu stenastega nosilca.



Slika 76: Potek napetosti σ_{22} [kN/cm²] vzdolž stenastega nosilca v prečnem prerezu na višini $z = 20,6$ cm oziroma $z = 112,4$ cm nad spodnjim robom

6.5 Dimenzioniranje

6.5.1 Vzdolžna armatura

Rezultirajočo natezno silo, s katero določimo potrebno vzdolžno armaturo, izračunamo z integracijo vzdolžnih nateznih napetosti σ_{11} po višini v prečnem prerezu na sredini razpetine stenastega nosilca.

Natezna sila je:

$$F_{t,d} = 120,6 \text{ kN.} \quad (6.10)$$

Potrební prečni prerez vzdolžne armature na sredini razpetine pa znaša:

$$A_{s,t} = \frac{F_{t,d}}{f_y} = \frac{120,6 \text{ kN}}{43,5 \text{ kN/cm}^2} = 2,77 \text{ cm}^2. \quad (6.11)$$

Pogoju zadostimo z vgradnjo 4 armaturnih palic premera $\Phi 12$ z dejanskim prerezom $A_{s,t,dej} = 4,52 \text{ cm}^2$.

6.5.2 Armatura za obešanje na spodnjem robu

Armaturo za obešanje vodimo od spodnjega roba stenastega nosilca pa do spodnjega roba medetažne plošče v prvi mansardi. Na podlagi poteka nateznih napetosti σ_{22} izračunamo rezultirajočo natezno

silo F_{22} na sredini nosilca, ki je $F_{22} = F_{s,o} = 18,1 \text{ kN/m}$. Torej je potrebna količina armature za obešanje enaka:

$$A_{s,o} = \frac{F_{s,o}}{f_y} = \frac{18,1 \text{ kN/m}}{43,5 \text{ kN/cm}^2} = 0,41 \text{ cm}^2/\text{m}. \quad (6.12)$$

Izberemo U streme $\Phi 6/40 \text{ cm}$ z dejansko količino armature $A_{s,o,dej.} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{m}$. Pri tem upoštevamo minimalno medsebojno razdaljo med sosednjima palicama $s_{\max} = \max\{2 \cdot 20 \text{ cm}; 30 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$.

6.5.3 Diagonalna armatura ob levi podpori

Shematičen potek trajektorij tlačnih in nateznih napetosti v stenastem nosilcu ob levi podpori prikazujemo na Sliki 77. Diagonalne natezne sile, ki se pojavijo zaradi posebnega načina vpetja, prevzamemo s poševno armaturo, ki mora prevzeti rezultirajočo silo iz vzdolžne in navpične armature.

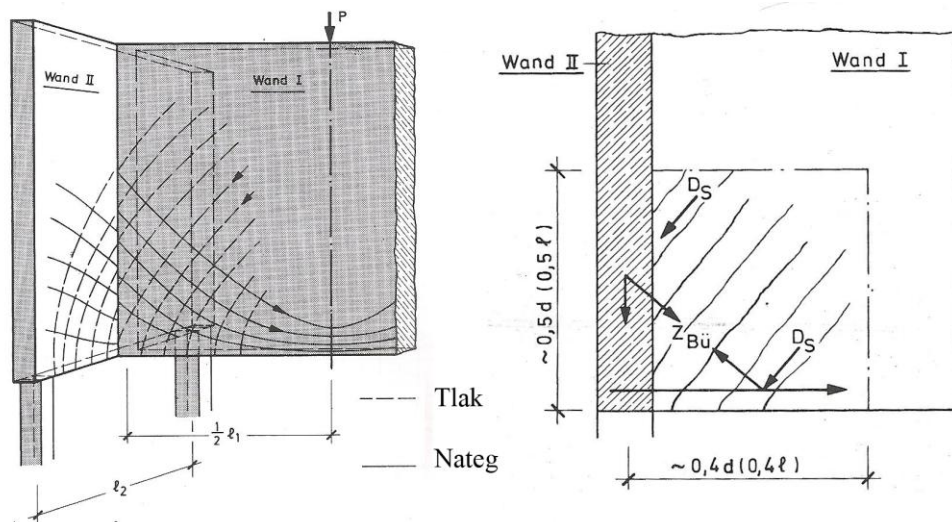
Ob upoštevanju polne izkoriščenosti obeh armatur dobimo rezultirajočo silo:

$$D_d = 206,9 \text{ kN/m}. \quad (6.13)$$

Potrebna količina poševne armature torej znaša:

$$A_d = \frac{D_d}{f_y} = \frac{206,9}{43,5} = 4,76 \text{ cm}^2/\text{m}. \quad (6.14)$$

Izberemo U streme $\Phi 6/10 \text{ cm}$, ki poteka pod kotom 45° do polovice svetle višine druge etaže $0,5 \cdot h_{\text{nads.}} = 1,34 \text{ m}$. Dejanska količina armature je tako $A_{d,dej.} = 5,56 \text{ cm}^2/\text{m}$.



Slika 77: Trajektorije tlačnih in nateznih napetosti v stenastem nosilcu, ki se opira na steno (Leonhardt, 1977)

6.5.4 Ortogonalna armatura

Po določilih standarda SIST EN 1992-1-1:2005, moramo stenaste nosilce armirati z ortogonalno armaturno mrežo v bližini obeh površin z najmanjšim prerezom:

$$A_{s,db,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,001 \cdot A_c \\ 1,5 \text{ cm}^2/\text{m} \end{array} \right. \quad (6.15)$$

Minimalna vrednost ortogonalne armature torej je:

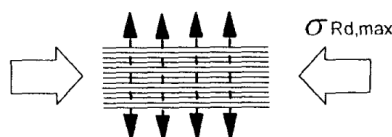
$$A_{s,db,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,001 \cdot 20 \cdot 100 = 2,0 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 1,5 \text{ cm}^2/\text{m} \end{array} \right. = 2,0 \text{ cm}^2/\text{m}. \quad (6.16)$$

Zgornjemu pogoju ustreza armaturna mreža Q226.

6.5.5 Kontrola tlačnih razpor

6.5.5.1 Tlačne napetosti v vozlišču

Zaradi vnosa koncentriranih tlačnih osnih sil moramo preveriti tlačne napetosti ob podporah. Tlačna napetost v vozlišču ne sme biti večja od mejne tlačne trdnosti betona. Pri določanju slednje moramo upoštevati še neugoden vpliv nateznih napetosti, ki se pojavijo prečno na smer tlačene razpore (glej Sliko 78).



Slika 78: Projektna trdnost tlačne razpore v primeru prečnih nategov (Slika 6.24, SIST EN 1992-1-1:2005, str. 109)

Mejna tlačna trdnost betona v tlačno obremenjenih vozliščih ne sme biti prekoračena (točka 6.5.4(4), SIST EN 1992-1-1:2005, str. 111):

$$\sigma_c < \sigma_{Rd,max} = 0,85 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck} [\text{MPa}]}{250} \right) \cdot f_{cd}. \quad (6.17)$$

Z upoštevanjem karakteristik uporabljenega betona je mejna tlačna trdnost enaka:

$$\sigma_{Rd,max} = 0,85 \cdot \left(1 - \frac{25}{250} \right) \cdot 1,67 = 1,28 \text{ kN/cm}^2. \quad (6.18)$$

Reakcijo v desni podpori stenastega nosilca dobimo iz računske analize v programu SAP. Ta znaša:

$$A_{Ed} = 324,3 \text{ kN}. \quad (6.19)$$

Širina podpore stenastega nosilca je primerna, saj je tlačna napetost ob podpori manjša od maksimalne dovoljene napetosti:

$$\sigma_c = \frac{A_{Ed}}{b \cdot h_p} = \frac{324,3 \text{ kN}}{20 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}} = 0,81 \text{ kN/cm}^2 \leq 1,28 \text{ kN/cm}^2 \checkmark. \quad (6.20)$$

7 PRIMERJAVA REZULTATOV EVROKOD STANDARDOV IN PBAB

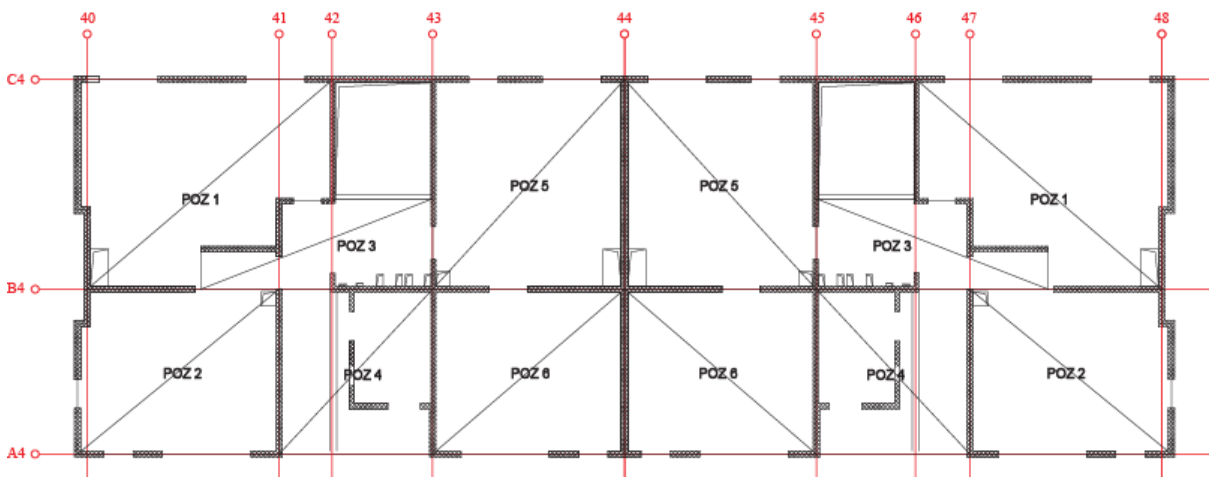
V tem poglavju količino armature, ki smo jo v okviru diplomske naloge projektirali v izbranih nosilnih elementih, primerjamo s količino vgrajene armature, ki smo jo odčitali iz projektne dokumentacije in je bila določena na podlagi starih jugoslovanskih predpisov PBAB.

7.1 Medetažna plošča

Količino armature, ki smo jo določili v 4. poglavju, primerjamo z vgrajeno armaturo. Pri tem ločeno obravnavamo spodnjo in zgornjo armaturo plošče.

7.1.1 Spodnja armatura

Zaradi lažje primerjave rezultatov površino plošče razdelimo na pozicije kot prikazujemo na Sliki 79.



Slika 79: Razdelitev pozicij medetažne plošče pri primerjavi spodnje armature

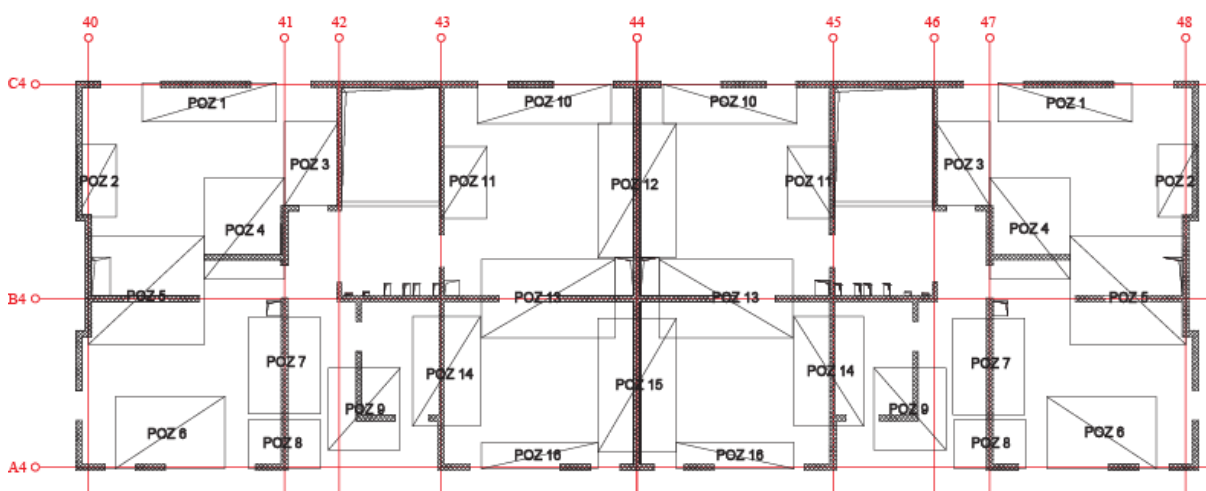
Iz projektne dokumentacije ugotovimo, da je v obravnavani plošči vgrajena armaturna mreža Q335. Ta količina je večja od tiste, ki smo jo določili po Evrokod standardih, razen za območje plošče, označene z pozicijo 4. Največje odstopanje med vgrajeno $A_{s,vgr}$ in izračunano armaturo $A_{s,potr}$ je na območju pozicije 2 in 6, kjer je količina vgrajene armature za skoraj polovico večja od naših izračunov. Primerjavo prikazujemo v Preglednici 60.

Preglednica 60: Primerjava količine spodnje armature, določene po Evrokod standardih, in vgrajene armature, ki je bila določena po PBAB

Pozicija	Evrokod		PBAB
	$A_{s,potr}$ [cm ²]	$A_{s,dej}$ [cm ²]	$A_{s,vgr}$ [cm ²]
1	2,40	2,57 (Q257)	3,35
2	1,95	2,26 (Q226)	3,35
3	2,21	2,26 (Q226)	3,35
4	4,45	5,23 (Q335 + $\Phi 6/15$ cm)	3,35
5	2,05	2,57	3,35
6	1,76	2,26	3,35

7.1.2 Zgornja armatura

Tudi v tem primeru ploščo razdelimo na pozicije kot prikazujemo na Sliki 80.



Slika 80: Razdelitev pozicij medetažne plošče pri obravnavi zgornje armature

Iz projektne dokumentacije ugotovimo, da je po celotni površini stropne plošče vgrajena mrežna armatura Q226, ki ji je na mestih največjih upogibnih obremenitev dodatno ojačana s Q mrežami. Največja razlika med vgrajeno $A_{s,vgr}$ in v diplomski nalogi izračunano armaturo $A_{s,dej}$ je na mestu pozicije 1 in 10, kjer je vgrajene armature približno 70 % manj od izračunane po Evrokodih. Na mestu pozicije 11 pa je vgrajene armature celo za 46 % več. Primerjavo rezultatov prikazujemo v Preglednici 61.

Preglednica 61: Primerjava količin zgornje armature medetažne plošče določene po Evrokod standardih in vgrajene armature, ki je bila določena po PBAB

Pozicija	Evrokod		PBAB
	$A_{s,potr}$ [cm ²]	$A_{s,dej}$ [cm ²]	$A_{s,vgr}$ [cm ²]
1	3,78	3,85 (R385)	2,26 (Q226)
2	3,06	3,85 (R385)	2,26 (Q226)
3	1,68	1,89 (Φ10/30 cm)	2,26 (Q226)
4	4,71	5,24 (Q524)	7,5 (Q226+Q524)
5	3,82	4,24 (R424)	5,61 (Q226+Q335)
6	3,34	3,85 (R385)	2,26 (Q226)
7	3,10	3,14 (Φ10/25 cm)	2,26 (Q226)
8	2,01	2,26 (Q226)	2,26 (Q226)
9	x: 3,89 y: 4,12	4,24 (Q424)	x: 2,26 (Q226) y: 7,54 (Φ12/15 cm)
10	3,81	3,85 (R385)	2,26 (Q226)
11	3,02	3,85 (R385)	5,61 (Q226+Q335)
12	4,74	5,24 (R524)	5,61 (Q226+Q335)
13	4,71	5,24 (R524)	5,61 (Q226+Q335)
14	2,35	2,83 (R283)	2,26 (Q226)
15	3,17	3,85 (R385)	2,26 (Q226)
16	3,15	3,85 (R385)	2,26 (Q226)

7.2 Vertikalni nosilni elementi

7.2.1 Stena brez odprtín

Primerjavo med armaturo, določeno po Evrokod standardih (glej poglavje 5.4) ter vgrajeno armaturo, prikazujemo v Preglednici 62.

Preglednica 62: Primerjava količin armature v prečni steni brez odprtín, določene po Evrokod standardih, ter vgrajene armature, ki je bila določena po PBAB

		Evrokod	PBAB
		Uporabljena $A_{s,i,dej}$ [cm ²]	Vgrajena $A_{s,i,vgr}$ [cm ²]
Armaturo			
Kritično območje: 0-2,64 m	Vertikalna v steni	78,70 ($\mu = 0,33 \%$)	82,31 ($\mu = 0,35 \%$)
	Vertikalna v eni prirobnici	4,52 (4 Φ 12)	8,04 (4 Φ 16)
	Stremenska v prirobnici	5,65 cm ² /m (Φ 6/10 cm)	6,70 cm ² /m (Φ 8/15 cm)
Območje: 2,64 – 11,23 m	Vertikalna v steni	72,70 ($\mu = 0,30 \%$)	82,31 ($\mu = 0,35 \%$)
	Vertikalna v eni prirobnici	4,52 (4 Φ 12)	8,04 (4 Φ 16)
	Stremenska v prirobnici	4,35 cm ² /m (Φ 6/13 cm)	6,70 cm ² /m (Φ 8/15 cm)

7.2.2 Stena z odprtínami

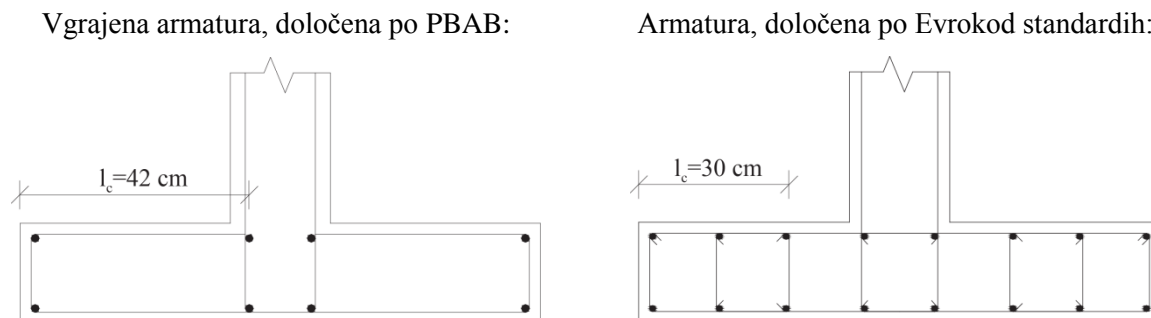
V Preglednicah 63 in 64 prikazujemo primerjavo količin armature v steni X_{Zun} oziroma v prečki CS3

Stena X_{Zun} :

Iz projektne dokumentacije obravnavane stavbe ugotovimo, da je dolžina robnega elementa v obravnavani steni 42 cm, v diplomski nalogi pa smo izbrali robni element dolžine 30 cm (glej poglavje 5.5.3.1). Dodatno ugotovimo, da je količina vgrajene vertikalne armature v robnem elementu manjša od izračunane skladno z Evrokodi (poglavje 5.5.3.2). To je posledica različne dolžine robnih elementov in detajliranja le teh. Primerjavo količin armature v steni X_{Zun} prikazujemo v Preglednici 63, razporeditev armaturnih palic v steni pa na Sliki 81.

Preglednica 63: Primerjava količin armature v samostojni steni X_{Zm} določene po Evrokod standardih ter vgrajene armature določene po PBAB

		Evrokod		PBAB		
		Armatura	Potrebna $A_{s,i}$ [cm ²]	Uporabljena $A_{s,i,dej}$ [cm ²]	Armatura	Vgrajena $A_{s,i,vgr}$ [cm ²]
Kritično območje: 0 – 2,64 m	Vertikalna v enem robnem elementu		3,00	13,58 (6Φ12)	Vertikalna v enem robnem elementu	4,02 (2Φ16)
	Vertikalna v steni		6,24 ($\mu = 0,30\%$)	18,10 ($\mu = 0,87\%$)	Vertikalna v steni	16,09 ($\mu = 0,77\%$)
	Horizontalna v stojini		4,16 cm ² /m	4,71 (2Φ6/12 cm)	/	/
	Stremenska v robnem elementu		3,93 cm ² /m	4,71 cm ² /m (Φ6/12 cm, $n = 2$)	Stremenska v robnem elementu	6,70 cm ² /m (Φ8/15 cm, $n = 2$)
	Dolžina robnega elementa		30 cm		42 cm	
Območje: 2,64 m – 7,31 m	Vertikalna v enem robnem elementu		3,00	4,52 (4Φ12)	Vertikalna v enem robnem elementu	4,02 (2Φ16)
	Vertikalna v steni		6,24 ($\mu = 0,30\%$)	13,6 ($\mu = 0,65\%$)	Vertikalna v steni	16,09 ($\mu = 0,77\%$)
	Horizontalna v stojini		4,16 cm ² /m	4,71 (2Φ6/12 cm)	/	/
	Stremenska v robnem elementu		3,93 cm ² /m	4,71 cm ² /m (Φ6/12 cm, $n = 2$)	Stremenska v robnem elementu	6,70 cm ² /m (Φ8/15 cm, $n = 2$)
	Dolžina robnega elementa		20 cm		42 cm	



Slika 81: Razporeditev armature v steni X_{Zun} , določene po PBAB oziroma po Evrokod standardih

Prečka CS3:

Primerjamo količino armature v desnem krajišču obravnavane prečke. Rezultate prikazujemo v Preglednici 64.

Preglednica 64: Primerjava količin armature v desnem krajišču prečke, določene po Evrokod standardih, ter vgrajene armature, določene po PBAB

		Evrokod		PBAB
		Potrebna $A_{s,i}$ [cm ²]	Uporabljena $A_{s,i,dej}$ [cm ²]	Vgrajena $A_{s,i,vgr}$ [cm ²]
Vzdolžna armatura	Zgoraj	7,07	8,04 (4Φ16)	3,39 (3Φ12)
	Spodaj	3,54	8,04 (4Φ16)	4,62 (3Φ14)
Strižna		16,75 cm ² /m	16,76 cm ² /m (Φ8/6 cm, $n = 2$)	6,70 cm ² /m (Φ8/15 cm, $n = 2$)

Količina vgrajene zgornje vzdolžne armature v obravnavani prečki je nekoliko manjša od potrebne količine armature po Evrokod standardih, vgrajena spodnja vzdolžna armatura pa zadostuje zahtevam Evrokodov. Vgrajena količina strižne armature je občutno manjša od zahtevane po Evrokodih, poleg tega pa je neustrezna tudi razdalja med vgrajenimi stremeni, ker presega dovoljeno razdaljo po določilih Evrokod standardov ($s_{max} = 12,8$ cm).

7.3 Stenasti nosilec

Primerjamo količino armature v stenastem nosilcu, ki smo jo določili v 6. poglavju, in količino vgrajene armature, ki smo jo odčitali iz obstoječe projektne dokumentacije. Rezultate primerjave predstavimo v Preglednici 65.

Preglednica 65: Primerjava količin armature v stenastem nosilcu, določene po Evrokod standardih, ter vgrajene armature, določene po PBAB

	Evrokod		PBAB
	Potrebna $A_{s,i}$ [cm ²]	Uporabljena $A_{s,i,dej}$ [cm ²]	Vgrajena $A_{s,i,vgr}$ [cm ²]
Vzdolžna armatura	2,77	4,52 (4Φ12)	12,56 (4Φ20)
Armatura za obešanje	0,41 cm ² /m	1,41 cm ² /m (Φ6/40 cm)	5,03 cm ² /m (Φ8/20 cm)
Diagonalna armatura (na levem robu)	4,76 cm ² /m	5,65 cm ² /m (Φ6/10 cm)	/
Ortogonalna armatura (na eno stran)	2,00	2,26 (Q226)	2,83 (Q283)
Dodatna vzdolžna armatura po višini	/	/	2,01 cm ² /m (Φ8/25 cm)

Na podlagi zbranih rezultatov ugotovimo, da je količina vgrajene vzdolžne armature v stenastem nosilcu bistveno večja od količine armature, ki smo jo določili po Evrokod standardih. Podobna ugotovitev velja tudi pri količini armature za obešanje. Razliko opazimo tudi pri diagonalni armaturi v vogalu stenastega nosilca, ki v nosilec ni bila vgrajena, ter pri dodatno vgrajeni vzdolžni armaturi po višini stenastega nosilca, ki jo z analizo po Evrokodih ne potrebujemo.

8 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo projektirali značilne elemente nosilne konstrukcije večstanovanjske stavbe, zgrajene leta 2008 v Logatcu. Stavba je bila projektirana in konstruirana še po starih jugoslovanskih predpisih PBAB, ki jih je od 1. 1. 2008 nadomestila skupina standardov Evrokod. Zanimalo nas je, ali so količine armature, ki smo jih v nosilnih elementih določili v skladu z zahtevami Evrokod standardov, primerljive s količinami dejansko vgrajene armature.

Projektiranje nosilnih elementov konstrukcije smo izvajali po metodi mejnih stanj. Vplive, ki učinkujejo na konstrukcijo, smo razdelili na stalne in spremenljive vplive. Njihove karakteristične vrednosti smo določili ob upoštevanju podatkov iz obstoječe projektne dokumentacije. Za določitev mejnih vrednosti obremenitev smo tvorili obtežne kombinacije za stalna in začasna ter potresna projektna stanja. Analizo nosilnih elementov smo izvedli s pomočjo idealiziranih ravninskih oz. prostorskih računskih modelov, ki smo jih izdelali v komercialnih programskih orodij ETABS, SAFE in SAP (vsi Computers and Structures, Inc.). Izmed vertikalnih nosilnih elementov smo podrobneje obravnavali najbolj obremenjeno steno, ter samostojno steno in prečko v delu stene z odprtini. Dodatno smo analizirali še stenasti nosilec in stropno ploščo nad pritličjem.

Potrebno količino armature v obravnavanih nosilnih elementih smo določili ob upoštevanju ustreznih določil standardov Evrokod. Na podlagi primerjave med izračunanimi količinami armature in količinami vgrajene armature, katere smo razbrali iz obstoječe projektne dokumentacije, določena pa je bila še po starih predpisih PBAB, v nadaljevanju podajamo bistvene ugotovitve.

Količina vgrajene spodnje armature je po skoraj celotni površini plošče večja od armature, ki jo določimo po standardih Evrokod, manj jo je le na delu plošče, kjer se nahaja stenasti nosilec. Količina vgrajene zgornje armature je na večjem delu plošče manjša od armature, izračunane po veljavnih standardih. Ker so vrednosti stalnih in koristnih vplivov, ki smo jih upoštevali v analizi, podobne tistim iz projektne dokumentacije, sklepamo, da so razlike v količini armature posledica različnih računskih modelov in različne stopnje vpetosti robov plošče.

Pri analizi stenastega nosilca ugotovimo razmeroma velike razlike med količino vgrajene armature in količino armature, ki jo dobimo v naši analizi. Količine vgrajene vzdolžne natezne armature na spodnjem robu stenastega nosilca in armature za obešanje so bistveno večje od količin, ki smo jih dobili z našimi izračuni. Večja je tudi količina vgrajene ortogonalne armature in količina vzdolžne armature v višjih etažah. Razlika nastopi tudi pri detajliranju armature v levem robu stenastega nosilca, kjer se nosilec opira na steno. V analizi uporabimo diagonalno armaturo, ki jo pod kotom 45° vodimo do polovice višine nadstropja. Iz obstoječe projektne dokumentacije je razvidno, da ta v

stenasti nosilec ni vgrajena. Dodatno ugotovimo, da je bil v obstoječi projektni dokumentaciji za projektiranje stenastega nosilca uporabljen enostavnejši računski model.

Količini vgrajene vertikalne in stremenske armature v steni brez odprtin sta primerljivi z izračunanimi vrednostmi. V delu stene z odprtinami X_{zum} je količina vgrajene vertikalne armature v robnem elementu manjša od izračunane v skladu z Evrokodi, kar je posledica razlik v dolžini robnih elementov in njihovega detajliranja.

Količini vgrajene vzdolžne armature v obravnavani prečki na spodnji in zgornji strani sta manjši od količine določene po Evrokod standardih. Občutno razliko med potrebno in vgrajeno armaturo opazimo pri strižni armaturi, saj je količina vgrajene strižne armature bistveno manjša od izračunane. Neustrezna je tudi razdalja med vgrajenimi stremeni, ki presega maksimalno dovoljeno razdaljo po Evrokodih. Ker je v prečki predvideno sipanje potresne energije, je za njeno duktilno obnašanje nujno potrebno ustrezno konstruiranje stremenske armature. V nasprotnem primeru lahko v prečki pride do večjih plastičnih deformacij, v skrajnih primerih pa tudi do krhke strižne porušitve prečke.

Stavba je v skladu s staro zakonodajo projektirana tako, da je razmerje tlorisnih površin vertikalnih nosilnih elementov in celotne površine stavbe razmeroma veliko. To ugodno vpliva na velikosti obremenitev vertikalnih nosilnih elementov, saj omogoča prerazporeditev potresnih sil na večje število sten. V kombinaciji z nizkim nivojem osnih sil, je duktilnost obravnavanih vertikalnih nosilnih elementov, kljub odstopanjem v količini vgrajene in izračunane armature, dovolj velika, da omogoča varno uporabo stavbe.

VIRI

UPORABLJENI VIRI

Agencija republike Slovenije za okolje (ARSO). 2001. Karta potresne nevarnosti.

http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.jpg

(Pridobljeno 23. 11. 2012.)

Alashki, I. 2002. Gala Reinforcement.

<http://www.alashki.com/software.htm>

(Pridobljeno 23. 11. 2012.)

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

Hahn, J. 1970. Durchlaufträger, Rahmen, Platten und Balken auf elastischer Bettung. 10., neubearbeitete und erweiterte Auflage. Düsseldorf, Werner: str. 347-355.

Leonhardt, F., Mönning, E. 1977. Vorlesungen über Massivbau. Dritter Teil, Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau. Berlin, idr., Springer Verlag: str. 173-183.

W11 Knauf pregradne stene. 2006.

http://www.knauf.si/2_2_2_3.php

(Pridobljeno 23. 11. 2012.)

STANDARDI

SIST EN 1990: 2004 – Evrokod – Osnove projekiranja konstrukcij.

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

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

SIST EN 1991-1-3: 2004/A101: 2008 – Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Obtežba snega – Nacionalni dodatek.

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

SIST EN 1991-1-4: 2005/oA101: 2007 – Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vpliv vetra – Nacionalni dodatek.

SIST EN 1992-1-1: 2005 – Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila za stavbe.

SIST EN 1992-1-1: 2005/A101: 2006 – Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.

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

SIST EN 1998-1: 2005/A101: 2006 – Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.

OSTALI VIRI

Bangash, M.Y.H. 2003. Structural detailing in concrete, a comparative study of British, European and American codes and practices. London, Thomas Telford: str. 157-158, 172-175, 183-184.

Computers and Structures, Inc. Etabs.

<https://wiki.csiberkeley.com/display/etabs/Home>

(Pridobljeno 27. 10. 2012.)

Computers and Structures, Inc. Safe.

<https://wiki.csiberkeley.com/display/safe/Home>

(Pridobljeno 8. 10. 2012.)

Computers and Structures, Inc. Sap.

<https://wiki.csiberkeley.com/display/sap2000/Home>

(Pridobljeno 4. 12. 2012.)

Lopatič, J. 2010/2011. Masivne stavbe in mostovi. Neobjavljeno študijsko gradivo za del, ki se nanaša na stavbe: str. 83-99.

Paulay, T., Priestley, M. J. Nigel. 1992. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings.
New York, John Wiley & Sons: str. 362-495.

Pavlin, R. 2012. Projektiranje upravne stavbe CGP po evropskih standardih Evrokod. Diplomsko delo.
Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba R. Pavlin):
104 str.

PRILOGE

PRILOGA A: ARMATURNI NAČRT MEDETAŽNE PLOŠČE

Priloga A1: Izvleček armaturnih mrež medetažnih plošč

Priloga A2: Armaturni načrt medetažne plošče – spodnja armatura

Priloga A3: Armaturni načrt medetažne plošče – zgornja armatura

PRILOGA B: ARMATURNI NAČRT STENE V PREČNI SMERI

Priloga B1: Armaturni načrt stene v prečni smeri stavbe

PRILOGA C: ARMATURNI NAČRT STENASTEGA NOSILCA

Priloga C1: Armaturni načrt stenastega nosilca

Izvleček armaturnih mrež za AB medetažno ploščo – spodnja armatura:

							št. lista	A1
št. poz.	tip mreže	kosov	celih mrež	teža na kos [kg]	skupna teža [kg]	širina in dolžina mreže (mere v cm)	ostanek za pozicije	ostanek od pozicije
I-1	Q257	10	10	55,0	550,0	220x600	/	/
I-2	Q257	2	1	25,7	51,3	220x280	/	/
I-3	Q257	2	/	21,5	42,9	184x280	/	I-5
I-4	Q257	2	1	14,7	29,3	110x320	/	/
I-5	Q257	2	2	24,4	48,8	183x320	I-3	/
I-6	Q257	2	1	11,3	22,6	65x418	/	/
II-1	Q335	2	2	60,6	121,2	220x505	/	/
III-1	Q226	12	12	48,0	576,0	220x600	/	/
III-2	Q226	2	1	22,2	44,5	220x278	/	/
III-3	Q226	2	1	18,2	36,4	180*278	/	/

Izvleček armaturnih mrež za AB medetažno ploščo – spodnja armatura:

Izvleček armaturnih mrež za AB medetažno ploščo – spodnja armatura:							št. lista	A1
št. poz.	tip mreže	kosov	celih mrež	teža na kos [kg]	skupna teža [kg]	širina in dolžina mreže (mere v cm)	ostanek za pozicije	ostanek od pozicije
III-4	Q226	2	2	33,1	66,1	180x505	/	/
III-5	Q226	2	2	29,5	58,9	135x600	III-6	/
III-6	Q226	2	/	18,5	37,1	85x600	/	III-5
III-7	Q226	2	/	3,1	6,1	60x140	/	III-8
III-8	Q226	2	1	6,5	13,1	60x300	III-7	/
III-9	Q226	2	2	29,5	58,9	135x600	/	/

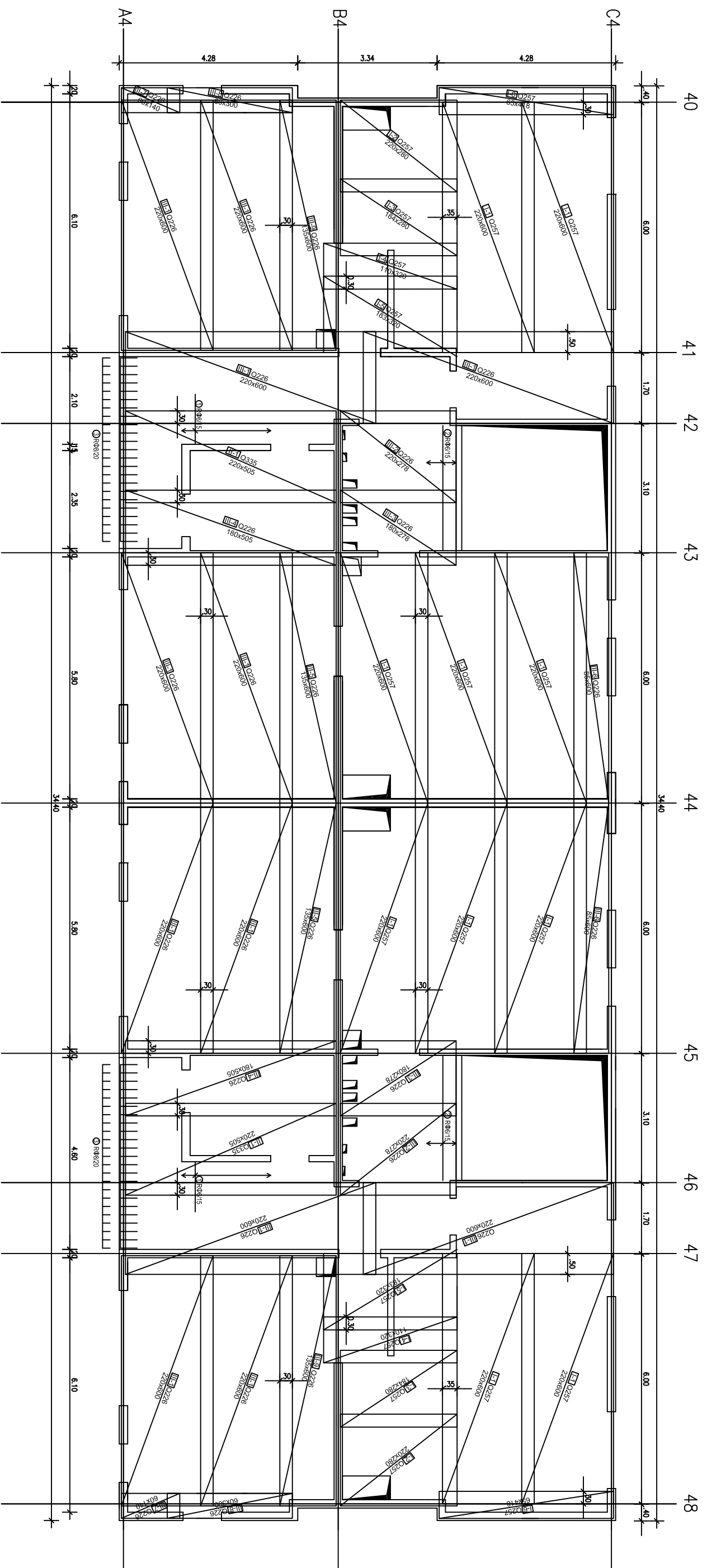
Izveleček armaturnih mrež za AB medetažno ploščo – zgornja armatura:

							št. lista	A1
št. poz.	tip mreže	kosov	celih mrež	teža na kos [kg]	skupna teža [kg]	širina in dolžina mreže (mere v cm)	ostanek za pozicije	ostanek od pozicije
I-1	Q524	2	1	42,5	85,0	220x230	/	/
I-2	Q524	2	1	25,0	49,9	220x135	/	/
II-1	Q283	2	1	27,7	55,4	220x281	/	/
II-2	Q283	2	1	15,8	31,5	220x160	/	/
II-3	Q283	2	1	12,7	25,4	177x160	/	/
III-1	R283	2	1	12,2	24,4	220x200	/	/
III-2	R283	2	1	14,0	28,1	220x230	/	/
IV-1	Q226	2	1	17,6	35,2	220x220	IV-4	/
IV-2	Q226	2	1	9,6	19,2	220x120	IV-3	/
IV-3	Q226	2	/	11,2	22,4	220x140	/	IV-2

Izvleček armaturnih mrež za AB medetažno ploščo – zgornja armatura:

Izvleček armaturnih mrež za AB medetažno ploščo – zgornja armatura:							št. lista	A1
št. poz.	tip mreže	kosov	celih mrež	teža na kos [kg]	skupna teža [kg]	širina in dolžina mreže (mere v cm)	ostanek za pozicije	ostanek od pozicije
IV-4	Q226	1	/	12,0	12,0	220x150	/	IV-1
IV-5	Q226	2	1	21,6	43,2	220x270	/	/
IV-6	Q226	2	1	12,8	25,6	220x160	/	/
IV-7	Q226	2	1	12,0	24,0	220x150	/	/
V-1	R385	14	3	9,7	136,1	220x120	/	/
V-2	R385	2	1	11,3	22,7	220x140	V-3	/
V-3	R385	4	/	6,5	25,9	220x80	/	V-2
V-4	R385	2	1	19,4	38,9	220x240	/	/
VI-1	R424	2	1	26,8	53,7	220x281	/	/
VII-1	Q424	2	1	37,5	75,0	220x250	/	/
VIII-1	R524	6	3	27,2	163,2	220x240	/	/

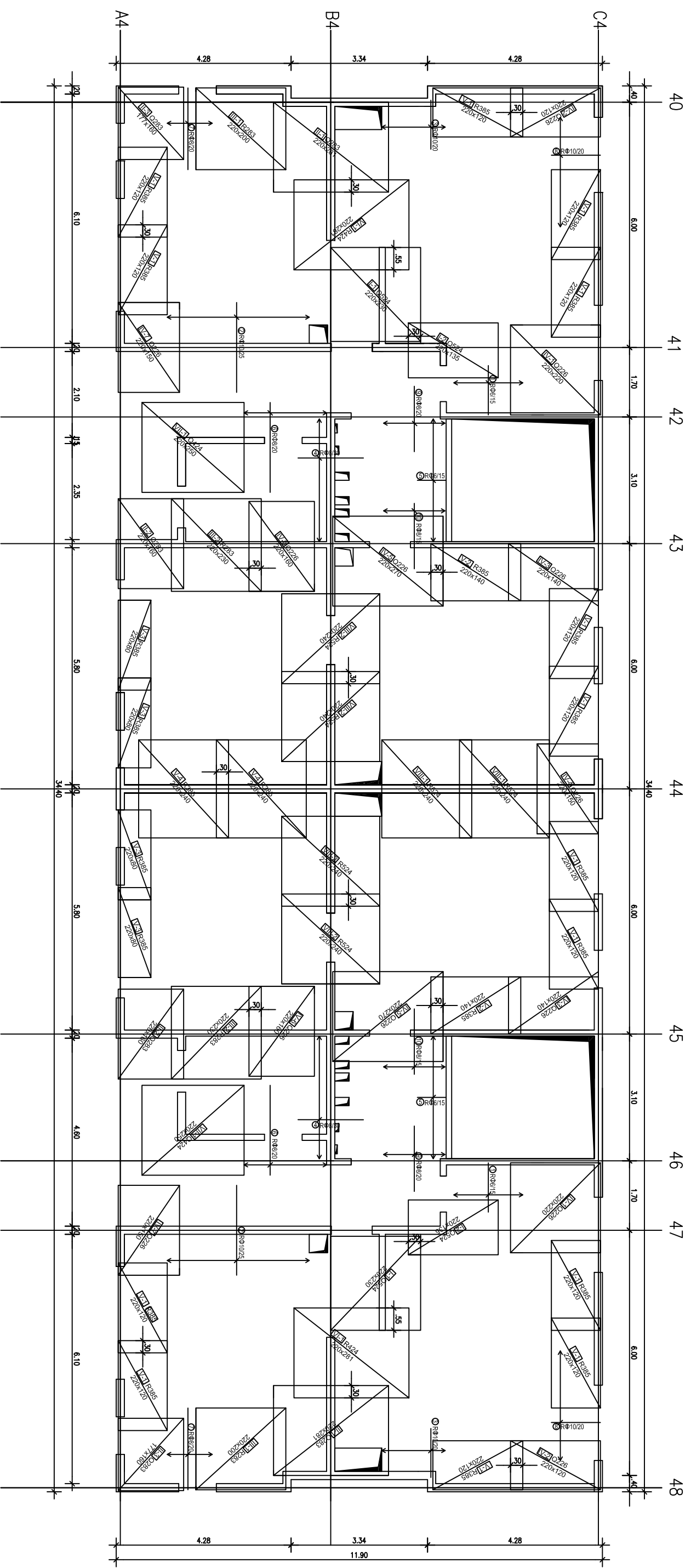
ARMATURNI NAČRT AB PLOŠČE - armatura spodaj



① 28RΦ6/15 cm L=1,20 m ② 10RΦ6/15 cm L=3,00 m ③ 46RΦ8/20 cm L=0,92 m

NASLOV: Projektiranje večstanovanjske armiranobetonske stavbe v naselju "Sončni log" v Logatcu		VSEBINA: Armaturni načrt AB medetažne plošče - armatura spodaj	
Mentor: doc. dr. Sebastijan Bratina, univ. dipl. inž. grad.	Fazat: PZI	Merilo: 1:100	
Somentor: /	Št. projekta: 3404/03	Datum: december 2012	
Avtor: Nejc Pirč		Št. listar: Priloga A2	

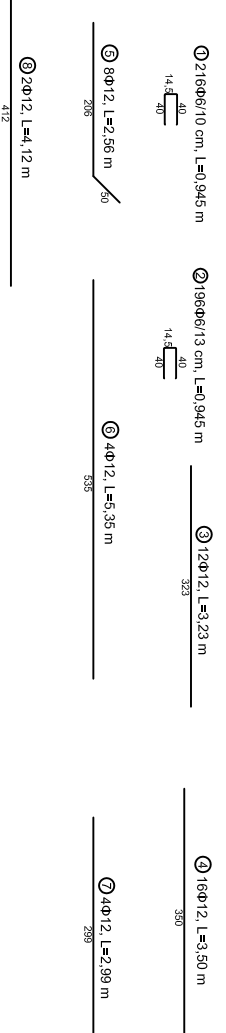
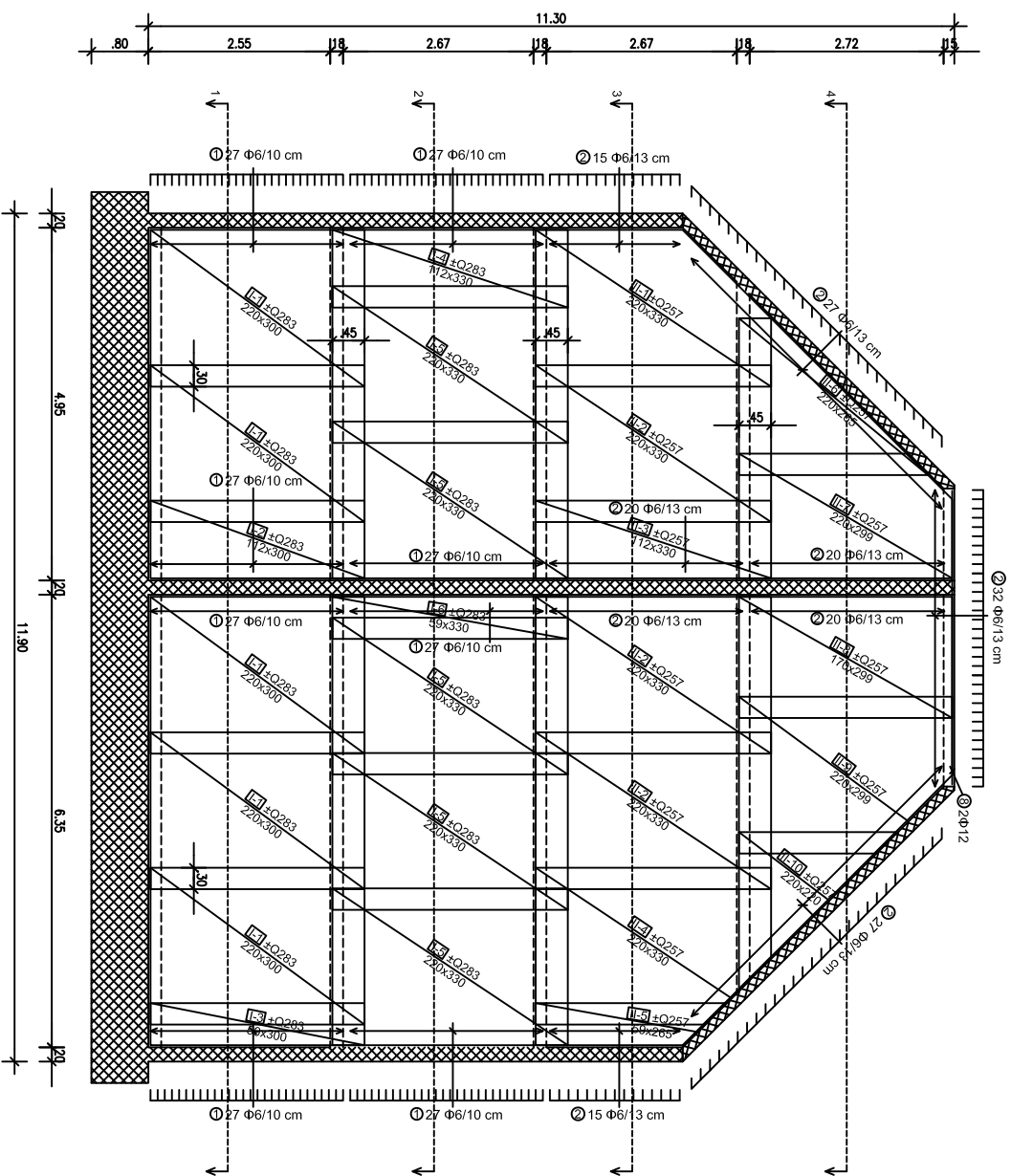
ARMATURNI NAČRT AB PLOŠČE - armatura zgoraj



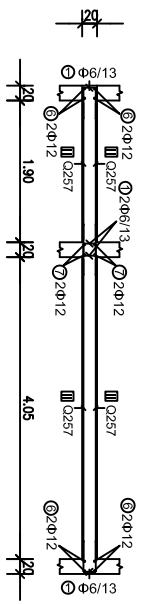
- ① 22RΦ6/15 cm L=1,21 m
- ② 28RΦ10/25 cm L=2,20 m
- ③ 16RΦ10/20 cm L=1,20 m
- ④ 20RΦ8/30 cm L=1,60 m
- ⑤ 40RΦ6/15 cm L=0,70 m
- ⑥ 20RΦ8/20 cm L=2,20 m
- ⑦ 12RΦ8/20 cm L=2,00 m
- ⑧ 28RΦ10/20 cm L=1,20 m
- ⑨ 16RΦ8/20 cm L=1,60 m
- ⑩ 20RΦ8/15 cm L=1,60 m
- ⑪ 20RΦ8/15 cm L=1,60 m

NASLOV: Projektiranje večstanovanjske armiranobetonske stavbe v naselju "Sončni log" v Logatcu		VSEBINA: Armaturni načrt AB medetažne plošče - armatura zgoraj	
Mentor: doc. dr. Sebastijan Bratina, univ. dipl. inž. grad.	Fazat: PZI	Merilo: 1:100	
Somentor: /	Št. projekta: 3404/03	Datum: december 2012	
Avtor: Nejc Piric			Št. listar: Priloga A3

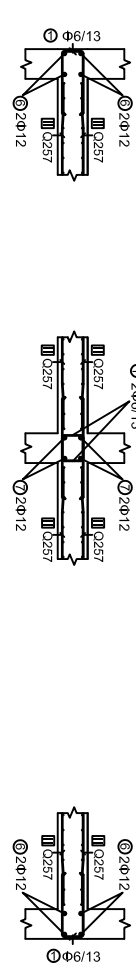
ARMATURNI NAČRT AB STENE V PREČNI SMERI



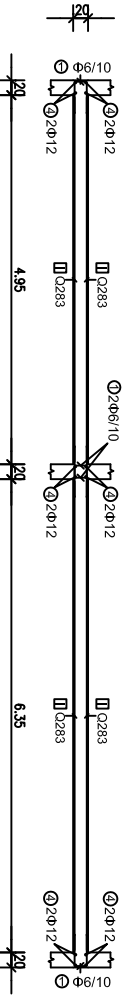
Druga mansarda (4-4):



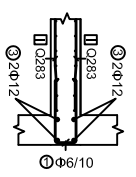
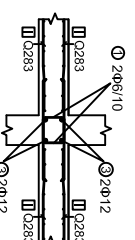
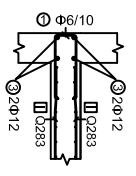
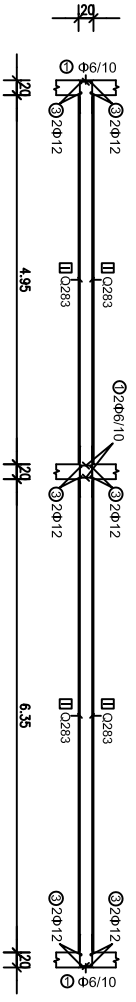
Prva mansarda (3-3):



Nadstropje (2-2):

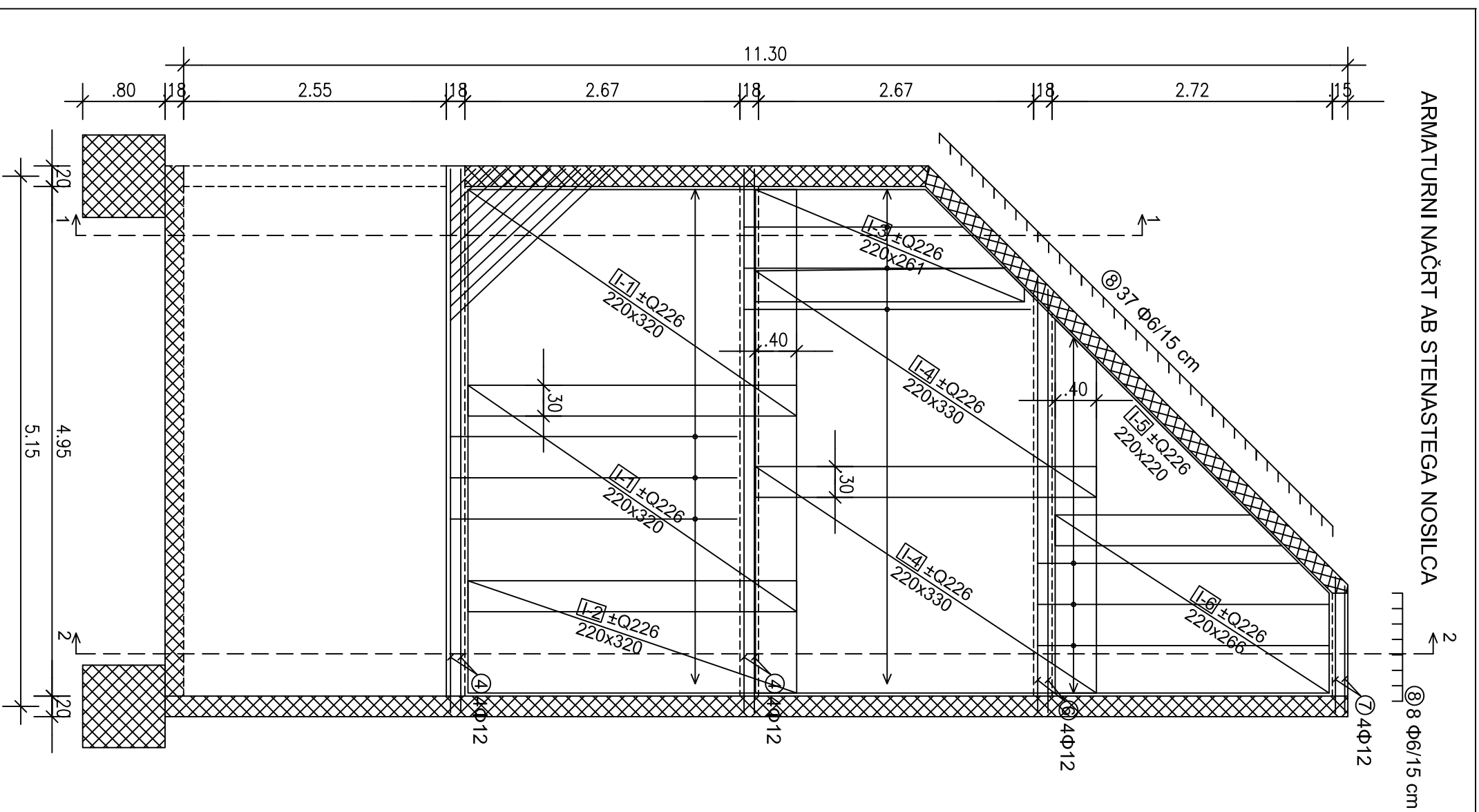


Pritličje (1-1):



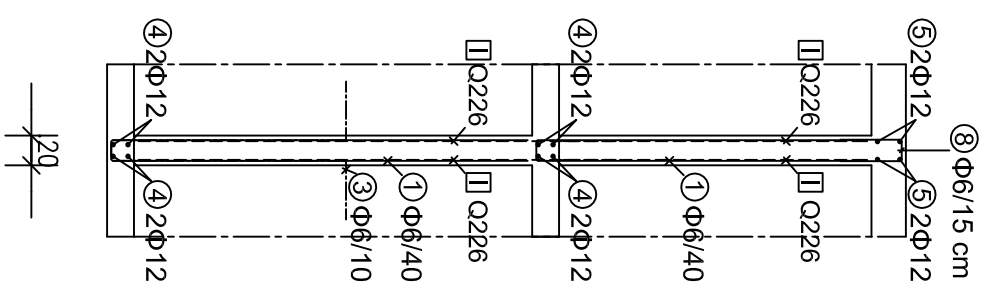
NASLOV: Projektiranje večstanovanjske armiranobetonske stavbe v naselju "Sončni log" v Logatcu		VSEBINA: Armaturni načrt AB stene v prečni smeri	
Mentor: doc. dr. Sebastian Bratina, univ. dipl. inž. grad.	Faza: PZI	Merilo: 1:100, 1:50	
Somentor: /	Št. projekta: 3404/03	Datum: december 2012	
Avtor: Nejc Pirc		Št. listar: Priloga B1	

ARMATURNI NAČRT AB STENASTEGA NOSILCA

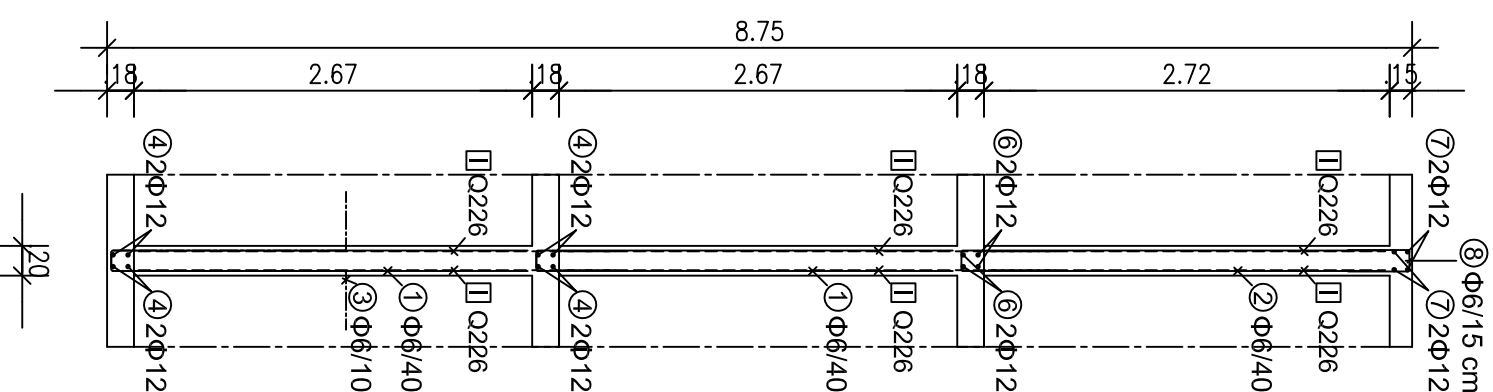


⑧ $\Phi 6/15$ cm

Prerez (1-1):



Prerez (2-2):



① $24\Phi 6/40$, L=5,67 m

② $9\Phi 6/40$, L=5,77 m

③ $10\Phi 6/10$, L=4,01 m

④ $8\Phi 12$, L=6,06 m

⑥ $4\Phi 12$, L=5,10 m

⑦ $4\Phi 12$, L=1,82 m

⑧ $45\Phi 6/15$, L=0,92 m

⑤ $4\Phi 12$, L=6,09 m

<p>NASLOV: Projekiranje večstanovanjske armiranobetonske stavbe v naselju "Sončni log" v Logatcu</p>		<p>VSEBINA: Armaturni načrt AB stenastega nosilca</p>	
<p>Mentor: doc. dr. Sebastijan Bratina, univ. dipl. inž. grad.</p>	<p>Faza: PZI</p>	<p>Merilo: 1:50</p>	
<p>Somentor: /</p>	<p>Št. projekta: 3404/03</p>	<p>Datum: december 2012</p>	
<p>Avtor: Nejc Pirč</p>		<p>Št. lista: Priloga C1</p>	