

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:

Novak, P., 2013. Analiza nosilne konstrukcije večetažne poslovne stavbe v Idriji. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Bratina, S.): 109 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:

Novak, P., 2013. Analiza nosilne konstrukcije večetažne poslovne stavbe v Idriji. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Bratina, S.): 109 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:

PRIMOŽ NOVAK

**ANALIZA NOSILNE KONSTRUKCIJE VEČETAŽNE
POSLOVNE STAVBE V IDRIJI**

Diplomska naloga št.: 3354/KS

**ANALYSIS OF LOAD-BEARING STRUCTURE OF A
MULTI-STOREY OFFICE BUILDING IN IDRIJA**

Graduation thesis No.: 3354/KS

Mentor:
doc. dr. Sebastjan Bratina

Predsednik komisije:
izr. prof. dr. Janko Logar

Član komisije:
prof. dr. Boštjan Brank

Ljubljana, 18. 12. 2013

POPRAVKI

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

»Ta stran je namenoma prazna.«

IZJAVA O AVTORSTVU

Spodaj podpisani Primož Novak izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Analiza nosilne konstrukcije večetažne poslovne stavbe v Idriji«.

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

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

Ljubljana, 11. 12. 2013

Primož Novak

»Ta stran je namenoma prazna.«

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali:

»Ta stran je namenoma prazna.«

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.012.45:725(497.4Idrija)(043.2)
Avtor:	Primož Novak
Mentor:	doc. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. grad.
Naslov:	Analiza nosilne konstrukcije večetažne poslovne stavbe v Idriji
Tip dokumenta:	Diplomska naloga - Univerzitetni študij
Obseg in oprema:	109 str., 68 pregl., 69 sl., 101 en.
Ključne besede:	projektiranje, standard Evrokod, armiran beton, plošča, okvir z zidanimi polnili, računski model

Izvleček

V diplomski nalogi analiziramo in projektiramo značilne elemente nosilne konstrukcije več-etažne armiranobetonske poslovne stavbe v Idriji. Stavba je dograjena k že obstoječi hali in je od nje ločena z dilatacijo. Medetažne in strešna nosilna konstrukcija stavbe so izvedene kot polne armiranobetonske plošče, vertikalna nosilna konstrukcija pa je izvedena kot prostorska okvirna konstrukcija, ki jo sestavljajo stebri in grede. Nosilna konstrukcija je bila projektirana še po starih jugoslovanskih predpisih. V okviru diplomske naloge je analiza značilne horizontalne nosilne konstrukcije stavbe izvedena s pomočjo idealiziranega ravninskega računskega modela, izdelanega v programu SAP2000. Za analizo vertikalnih nosilnih elementov je izdelan prostorski računski model konstrukcije v programu ETABS. Oba programa temeljita na metodi končnih elementov. Pri analizi tipične medetažne plošče je poleg lastne teže in stalne obtežbe upoštevana tudi koristna obtežba. Pri analizi vertikalnih nosilnih elementov je dodatno upoštevan še vpliv snega na strehi, vpliv vetra na ovoj stavbe ter potresni vpliv. Izvedena je analiza vpliva opečnih polnil na lastno nihanje konstrukcije ter na odziv konstrukcije pri delovanju horizontalne obtežbe. Podrobneje je prikazan postopek dimenzioniranja in projektiranja značilnih nosilnih elementov obravnavane stavbe. Prikazano je dimenzioniranje armature v medetažni plošči ter primerjava potrebnih količin armature s količinami, odčitanimi iz obstoječe projektne dokumentacije. V nadaljevanju je prikazano še dimenzioniranje in projektiranje vzdolžne in strižne armature za izbrane elemente vertikalne nosilne konstrukcije. Pri projektiranju je uporabljena metoda načrtovanja nosilnosti. Izvedena je primerjava potrebnih količin armature s količinami, ki so za analiziran element odčitane iz obstoječe projektne dokumentacije. Za analizirane nosilne elemente so izdelani ustrezni armaturni načrti.

»Ta stran je namenoma prazna.«

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC:	624.012.45:725(497.4Idrija)(043.2)
Author:	Primož Novak
Supervisor:	Assoc. Prof. Sebastjan Bratina, Ph. D.
Title:	Analysis of load-bearing structure of a multi-storey office building in Idrija
Document type:	Graduation Thesis – University studies
Notes:	109 p., 68 tab., 69 fig., 101 eq.
Keywords:	design, Eurocode standards, reinforced concrete, plate, masonry infilled frame, computational model

Abstract

This thesis presents the design and static analysis of the load-bearing construction for the selected multi-storey reinforced concrete office building. The building is located in Idrija and consists of two parts, office building and hall, which are separated with dilatation. The thesis is focused on the office building with vertical load-bearing structure made as a frame structure, consisting of columns and beams, which are interconnect with the solid reinforced concrete slabs. Load-bearing construction has been designed under the old Yugoslav regulations. For the analysis of vertical load-bearing elements has been made an idealized 3D mathematical model with program ETABS, and an independent idealized 2D mathematical model for the analysis of horizontal structure with programe SAP2000. Both programs are based on finite element method. In the analysis different effects were taken into consideration, such as permanent impacts, impacts of imposed loads, snow and wind loads and also seismic. Special attention is paid to the masonry infill of reinforced frames and its effect on resonant oscillation. The main parts of this thesis are designing of reinforcement of characteristic slab, longitudinal and transverse beam and most loaded column according to eurocode standards and comparison of the amount of the necessary and built-in reinforcement. Vertical load-bearing elements were designed according to method of capacity design. The amounts and locations of reinforcement in analyzed elements are shown in the reinforcement drawing.

»Ta stran je namenoma prazna.«

ZAHVALA

Iskreno se zahvaljujem doc. dr. Sebastjanu Bratini za vso strokovno pomoč, koristne nasvete, čas in spodbude tekom nastajanja diplomske naloge.

Prav tako se zahvaljujem podjetju SGP Zidgrad, d.d. za vpogled v projektno dokumentacijo.

Rad bi se zahvalil tudi družini in prijateljem, ki ste mi tekom študija stali ob strani, me spodbujali in verjeli vame.

»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.....	5
2.3.1	Beton.....	5
2.3.1.1	Krovni sloj betona.....	6
2.3.2	Jeklo.....	7
2.3.3	Opečna polnila.....	8
2.3.3.1	Karakteristična tlačna trdnost zidovja.....	8
2.3.3.2	Karakteristična strižna trdnost zidovja.....	8
2.3.3.3	Modul elastičnosti.....	9
2.3.3.4	Strižni modul.....	9
2.3.4	Les.....	9
3	VPLIVI NA KONSTRUKCIJO.....	10
3.1	Lastna teža.....	10
3.1.1	Streha (naklon 10% oz. 5,7°).....	10
3.1.2	Etažna plošča.....	11
3.1.3	Stopnice.....	12
3.1.4	Podest.....	12
3.1.5	Okvir.....	12
3.1.6	Zunanja stena.....	13
3.1.7	Notranja stena.....	13
3.1.8	Predelna stena.....	14
3.2	Koristna obtežba.....	14
3.3	Obtežba snega.....	15
3.4	Vpliv vetra.....	16
3.4.1	Osnovna hitrost vetra.....	17
3.4.2	Srednja hitrost vetra.....	17
3.4.3	Tlak vetra na zunanje ploskve.....	18
3.4.3.1	Veter v smeri X.....	20
3.4.3.2	Veter v smeri Y.....	22
3.4.4	Tlak vetra na notranje ploskve.....	24

3.4.4.1	Tlak vetra na notranje ploskve v smeri osi X	26
3.4.4.2	Tlak vetra na notranje ploskve v smeri osi Y	26
3.4.5	Kombinacija zunanjega in notranjega tlaka	27
3.4.5.1	Kombinacija zunanjega in notranjega tlaka v smeri osi X	27
3.4.5.2	Kombinacija zunanjega in notranjega tlaka v smeri osi Y	28
3.4.6	Učinek trenja vetra	29
3.4.6.1	Učinek trenja vetra v smeri X	29
3.4.6.2	Učinek trenja vetra v smeri osi Y	30
3.4.7	Sile vetra	30
3.4.7.1	Sile vetra zaradi delovanja vetra v smeri osi X	31
3.4.7.2	Sile vetra zaradi delovanja vetra v pozitivni smeri Y	32
3.4.7.3	Sile vetra zaradi delovanja vetra v negativni smeri Y	33
3.5	Potresni vpliv	33
3.5.1	Identifikacija tipa tal	35
3.5.2	Masa konstrukcije	35
3.5.3	Vrsta konstrukcije in faktor obnašanja q	37
4	PROJEKTIRANJE PO METODI MEJNIH STANJ	39
4.1	Mejna stanja nosilnosti (MSN)	39
4.1.1	Stalna in začasna projektna stanja	39
4.1.2	Potresna projektna stanja	41
4.2	Mejna stanja uporabnosti (MSU)	42
5	PROJEKTIRANJE TIPIČNE MEDETAŽNE KONSTRUKCIJE	43
5.1	Splošno	43
5.2	Idealiziran računski model konstrukcije	43
5.3	Projektiranje na mejna stanja nosilnosti (MSN)	44
5.3.1	Kombinacije vplivov	44
5.3.2	Obremenitve	45
5.3.3	Minimalna in maksimalna armatura v prečnem nosilcu oziroma plošči	52
5.3.4	Vzdolžna armatura nosilca v prečni smeri plošče	53
5.3.5	Vzdolžna armatura plošče	54
5.4	Projektiranje na mejna stanja uporabnosti (MSU)	56
5.4.1	Omejitev povosov	56
6	PROJEKTIRANJE VERTIKALNIH NOSILNIH ELEMENTOV	58
6.1	Splošno	58
6.2	Idealiziran računski model konstrukcije	58

6.2.1	Računski model konstrukcije brez polnil	59
6.2.2	Računski model konstrukcije s polnili	61
6.2.2.1	Modeliranje plošč brez toge diafragme	67
6.2.3	Kontrola pravilnosti nosilne konstrukcije	69
6.2.3.1	Merila za tlorisno pravilnost	69
6.2.3.2	Merila za pravilnost po višini	72
6.2.4	Faktor obnašanja in projektni spekter	72
6.3	Kombinacija vplivov	73
6.3.1	Stalna in začasna projektna stanja	73
6.3.2	Potresna projektna stanja	74
6.4	Vpliv teorije drugega reda in pomiki	75
6.5	Projektiranje grede G1	76
6.5.1	Geometrijske omejitve	76
6.5.2	Projektni vplivi	77
6.5.3	Vzdolžna armatura	78
6.5.4	Strižna armatura	81
6.6	Projektiranje grede G2	85
6.6.1	Geometrijske omejitve	85
6.6.2	Projektni vplivi	85
6.6.3	Vzdolžna armatura	86
6.6.4	Strižna armatura	89
6.7	Projektiranje stebra S1	92
6.7.1	Projektni vplivi	92
6.7.2	Pogoj globalne in lokalne duktilnosti	94
6.7.3	Dimenzioniranje na strižno obremenitev	95
7	PRIMERJAVA REZULTATOV	101
7.1	Medetažna plošča	101
7.1.1	Armatura spodaj	101
7.1.2	Armatura zgoraj	102
7.2	Greda	102
7.2.1	Greda G1	102
7.2.2	Greda G2	103
7.3	Steber S1	104
8	ZAKLJUČEK	105
VIRI	107

»Ta stran je namenoma prazna.«

KAZALO PREGLEDNIC

<i>Preglednica 1: Mehanske lastnosti betona</i>	5
<i>Preglednica 2: Mehanske lastnosti jekla</i>	7
<i>Preglednica 3: Mehanske lastnosti zidovja</i>	9
<i>Preglednica 4: Lastna teža strehe</i>	10
<i>Preglednica 5: Lastna teža etažne plošče v pisarnah</i>	11
<i>Preglednica 6: Lastna teža etažne plošče v sanitarijah</i>	11
<i>Preglednica 7: Sestava talne plošče</i>	11
<i>Preglednica 8: Lastna teža stopnic</i>	12
<i>Preglednica 9: Lastna teža podesta</i>	12
<i>Preglednica 10: Lastna teža okvirja</i>	12
<i>Preglednica 11: Lastna teža zunanje stene</i>	13
<i>Preglednica 12: Lastna teža stene med stavbama</i>	13
<i>Preglednica 13: Lastna teža notranje stene</i>	14
<i>Preglednica 14: Lastna teža predelne stene</i>	14
<i>Preglednica 15: Obtežba zunanjega tlaka na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi X</i>	21
<i>Preglednica 16: Obtežba zunanjega tlaka na streho pri delovanju vetra v smeri osi X</i>	22
<i>Preglednica 17: Obtežba zunanjega tlaka na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi Y</i>	23
<i>Preglednica 18: Obtežba zunanjega tlaka na streho pri delovanju vetra v smeri osi Y</i>	24
<i>Preglednica 19: Skupni vpliv na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi X</i>	27
<i>Preglednica 20: Skupni vpliv na streho pri delovanju vetra v smeri osi X</i>	28
<i>Preglednica 21: Skupni vpliv na navpične stene pri delovanju vetra v pozitivni smeri osi Y</i>	28
<i>Preglednica 22: Skupni vpliv na navpične stene pri delovanju vetra v negativni smeri osi Y</i>	28
<i>Preglednica 23: Skupni vpliv na streho pri delovanju vetra v pozitivni smeri osi Y</i>	29
<i>Preglednica 24: Skupni vpliv na streho pri delovanju vetra v negativni smeri osi Y</i>	29
<i>Preglednica 25: Sila trenja vetra na zunanji ovoj stavbe pri delovanju vetra v smeri osi X</i>	30
<i>Preglednica 26: Skupni vpliv vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi X</i>	32
<i>Preglednica 27: Skupni vpliv vetra na streho pri delovanju vetra v smeri osi X</i>	32
<i>Preglednica 28: Skupni vpliv vetra na navpične stene pri delovanju vetra v pozitivni smeri osi Y</i>	32
<i>Preglednica 29: Skupni vpliv vetra na streho pri delovanju vetra v pozitivni smeri osi Y</i>	33
<i>Preglednica 30: Skupni vpliv vetra na navpične stene pri delovanju vetra v negativni smeri osi Y</i>	33
<i>Preglednica 31: Skupni vpliv vetra na streho pri delovanju vetra v negativni smeri osi Y</i>	33
<i>Preglednica 32: Vrednosti koeficienta φ (SIST EN 1998-1:2005)</i>	35
<i>Preglednica 33: Priporočene vrednosti faktorja ψ_2 za stavbe (SIST EN 1990:2004, dodatek A)</i>	36
<i>Preglednica 34: Mase etaže, izračunane s »peš« postopkom</i>	37

<i>Preglednica 35: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja q_0 za sisteme, ki so pravilni po višini</i>	38
<i>Preglednica 36: Vrednosti faktorja Ψ_0 (SIST EN 1990:2004, dodatek A)</i>	40
<i>Preglednica 37: Vrednosti delnih faktorjev glede na način delovanja</i>	40
<i>Preglednica 38: Vrednosti faktorja Ψ_2 (SIST EN 1990:2004, dodatek A)</i>	41
<i>Preglednica 39: Obtežne kombinacije za medetažno konstrukcijo za mejna stanja nosilnosti (MSN)</i> .	45
<i>Preglednica 40: Nihajni časi za računski model konstrukcije brez opečnih polnil</i>	60
<i>Preglednica 41: Lega centra togosti po etažah za računski model konstrukcije brez opečnih polnil</i> ...	60
<i>Preglednica 42: Karakteristike nadomestnih tlačnih diagonal</i>	64
<i>Preglednica 43: Nihajni časi za računski model konstrukcije z opečnimi polnili</i>	65
<i>Preglednica 44: Lega centra togosti za računski model konstrukcije s polnili</i>	66
<i>Preglednica 45: Primerjava mas posameznih etaž</i>	67
<i>Preglednica 46: Nihajni časi ter efektivne modalne mase za računski model konstrukcije z diafragmami</i>	68
<i>Preglednica 47: Nihajni časi ter efektivne modalne mase za računski model konstrukcije brez diafragem</i>	68
<i>Preglednica 48: Lega centra mase in centra togosti ter njuna medsebojna oddaljenost za posamezne etaže</i>	70
<i>Preglednica 49: Prikaz translacijske in rotacijske togosti ter izračun torzijskih polmerov posameznih etaž</i>	70
<i>Preglednica 50: Vztrajnostni polmer mase etaže</i>	71
<i>Preglednica 51: Kontrola ekscentričnosti konstrukcije po etažah</i>	71
<i>Preglednica 52: Kontrola pogoja minimalne torzijske togosti</i>	71
<i>Preglednica 53: Obtežne kombinacije za stalna in začasna projektna stanja</i>	74
<i>Preglednica 54: Obtežne kombinacije za potresna projektna stanja</i>	74
<i>Preglednica 55: Upoštevanje naključne ekscentričnosti mase v posamezni etaži</i>	75
<i>Preglednica 56: Koeficient za etažne pomike</i>	76
<i>Preglednica 57: Prečne sile v gredi G1 z načrtovanjem nosilnosti za »PLUS« in »MINUS« smer potresnega delovanja</i>	82
<i>Preglednica 58: Projektne vrednosti prečnih sil v krajiščih grede G1 v [kN]</i>	82
<i>Preglednica 59: Prečne sile v gredi G2 z načrtovanjem nosilnosti za »PLUS« in »MINUS« smer potresnega delovanja</i>	89
<i>Preglednica 60: Projektne vrednosti prečnih sil v krajiščih grede G2 v [kN]</i>	90
<i>Preglednica 61: Prečne sile v stebri S1 z načrtovanjem nosilnosti v »PLUS« in »MINUS« smeri potresnega delovanja za smer X in Y</i>	96
<i>Preglednica 62: Projektne vrednosti prečnih sil v krajiščih stebra S1 v [kN]</i>	97
<i>Preglednica 63: Primerjava količin spodnje armature v medetažni plošči</i>	101
<i>Preglednica 65: Primerjava količin zgornje armature v medetažni plošči</i>	102

<i>Preglednica 66: Primerjava količin vzdolžne in strižne armature v gredi G1</i>	103
<i>Preglednica 67: Primerjava količin vzdolžne in strižne armature v gredi G2</i>	103
<i>Preglednica 68: Primerjava količin vzdolžne in strižne armature v stebru S1</i>	104

»Ta stran je namenoma prazna.«

KAZALO SLIK

Slika 1: Severovzhodni del stavbe	2
Slika 2: Jugovzhodni del stavbe	3
Slika 3: Pogled na južni del stavbe in že obstoječo halo.....	3
Slika 4: Prečni prerez nosilne konstrukcije stavbe.....	4
Slika 5: Tloris medetažne nosilne konstrukcije.....	4
Slika 6: Obtežba snega na tleh za območje Slovenije (SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008)	16
Slika 7: Osnovna hitrost vetra za območje Slovenije (SIST EN 1991-1-4:2005/oA101:2007)	17
Slika 8: Smeri delovanja vetra	20
Slika 9: Razdelitev navpičnih sten na cone pri delovanju vetra v smeri osi X	21
Slika 10: Razdelitev strehe na cone pri delovanju vetra v smeri osi X	22
Slika 11: Konstanten razpored tlakov po višini stavbe (SIST EN 1991-1-4:2005).....	23
Slika 12: Razdelitev navpičnih sten na cone pri delovanju vetra v smeri osi Y	23
Slika 13: Razdelitev strehe na cone pri delovanju vetra v smeri osi Y	24
Slika 14: Koeficient notranjega tlaka (povzeto po SIST EN 1991-1-4:2005).....	25
Slika 15: Površine stranskih ploskev in strehe v [m ²]	26
Slika 16: Kombinacija tlaka in srka (SIST EN 1991-1-4:2005).....	27
Slika 17: Referenčna površina pri trenju (povzeto po SIST EN 1991-1-4:2005)	30
Slika 18: Sile vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi X.....	31
Slika 19: Karta potresne nevarnosti (vir: ARSO).....	34
Slika 20: Prikaz idealiziranega računskega modela medetažne plošče (SAP 2000, Computers and Structures, Inc., 2011)	44
Slika 21: Prikaz deformirane oblike idealiziranega računskega modela medetažne plošče (SAP 2000, Computers and Structures, Inc., 2011).....	44
Slika 22: Razporeditev stalne in koristne obtežbe.....	45
Slika 23: Ovojnica maksimalnih projektnih upogibnih momentov m_{11} v obravnavani medetažni plošči (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)	46
Slika 24: Ovojnica minimalnih projektnih upogibnih momentov m_{11} v obravnavani medetažni plošči (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)	46
Slika 25: Ovojnica maksimalnih projektnih upogibnih momentov m_{22} v obravnavani medetažni plošči (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)	47
Slika 26: Ovojnica minimalnih projektnih upogibnih momentov m_{22} v obravnavani medetažni plošči (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)	47
Slika 27: Ovojnica maksimalnih projektnih torzijskih momentov m_{12} v obravnavani medetažni plošči (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)	48

Slika 28: Ovojnica minimalnih projektnih torzijskih momentov m_{12} v obravnavani medetažni plošči (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011).....	48
Slika 29: Ovojnica maksimalnih projektnih osnih sil f_{11} v obravnavani medetažni plošči (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)	49
Slika 30: Ovojnica minimalnih projektnih osnih sil f_{11} v obravnavani medetažni plošči (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)	49
Slika 31: Ovojnica maksimalnih projektnih osnih sil f_{22} v obravnavani medetažni plošči (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)	50
Slika 32: Ovojnica minimalnih projektnih osnih sil f_{22} v obravnavani medetažni plošči (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)	50
Slika 33: Prikaz projektnih osnih sil v obravnavanem nosilcu.....	51
Slika 34: Prikaz projektnih upogibnih momentov v obravnavanem nosilcu	51
Slika 35: Parametri za določitev sodelujoče širine plošče (povzeto po Slika 5.3 iz SIST EN 1992-1-1:2005).....	51
Slika 36: Ovojnica potrebne armature na spodnjem robu v smeri X (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)	54
Slika 37: Ovojnica potrebne armature na spodnjem robu v smeri Y (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)	55
Slika 38: Ovojnica potrebne armature na zgornjem robu v smeri X (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)	55
Slika 39: Ovojnica potrebne armature na zgornjem robu v smeri Y (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)	56
Slika 40: Skica potrebne vzdolžne armature medetažne plošče	56
Slika 41: Prečni prerezi gred z upoštevanjem sodelujoče širine plošče	58
Slika 42: Idealiziran prostorski računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov iz programa ETABS (Computers and Structures, Inc., 2008)	59
Slika 43: Tipični porušni mehanizmi armiranobetonskih okvirov z zidanimi polnili (M. Tomaževič, 2009).....	61
Slika 44: Določanje ekvivalentne tlačne diagonale oziroma razpore (M. Tomaževič, 2009)	62
Slika 45: Parametri za določitev togosti nadomestne tlačne diagonale	63
Slika 46: Idealiziran računski model konstrukcije z nadomestnimi diagonalami	64
Slika 47: Oznake nadomestnih tlačnih diagonal v okviru v osi B (glej slika 5) v vzdolžni smeri stavbe	65
Slika 48: Oznake nadomestnih tlačnih diagonal v okviru v osi 1 (glej slika 5) v prečni smeri stavbe ..	65
Slika 49: Lege centra togosti druge etaže pri računskem modelu konstrukcije brez oziroma z opečnimi polnili.....	66
Slika 50: Potek elastičnega in projektnih spektrov	73

Slika 51: Lega obravnavanih nosilnih elementov S1, S2, G1 in G2 v idealiziranem prostorskem računskem modelu konstrukcije obravnavane stavbe (Computers and Structures, Inc., 2008)	76
Slika 52: Ovojnica projektnih upogibnih momentov vzdolž grede G1 za stalna in začasna projektna stanja	77
Slika 53: Ovojnica projektnih upogibnih momentov vzdolž grede G1 za potresna projektna stanja ...	78
Slika 54: Prečni prerez grede G1 v obeh krajiščih (DIAS, Fischinger et al., 1999).....	79
Slika 55: Interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza v levem in desnem krajišču grede G1 (DIAS, Fischinger et al., 1999).....	79
Slika 56: Prečne sile v gredi, določene s postopkom načrtovanja nosilnosti (povzeto po SIST EN 1998-1:2006, Slika 5.1)	81
Slika 57: Ovojnica projektnih upogibnih momentov vzdolž grede G2 za stalna in začasna projektna stanja	85
Slika 58: Ovojnica projektnih upogibnih momentov vzdolž grede G2 za potresna projektna stanja ...	86
Slika 59: Prečni prerez grede G2 v levem krajišču (DIAS, Fischinger et al., 1999).....	87
Slika 60: Prečni prerez grede G2 v desnem krajišču (DIAS, Fischinger et al., 1999)	87
Slika 61: Interakcijski diagram osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza v levem krajišču grede G2 (DIAS, Fischinger et al., 1999)	87
Slika 62: Interakcijski diagram osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza v desnem krajišču grede G2 (DIAS, Fischinger et al., 1999)	88
Slika 63: Ovojnica projektnih upogibnih momentov M_{22} vzdolž stebra S1 za potresna projektna stanja	92
Slika 64: Ovojnica projektnih upogibnih momentov M_{33} vzdolž stebra S1 za potresna projektna stanja	92
Slika 65: Ovojnica projektne osne sile N vzdolž stebra S1 za potresna projektna stanja	93
Slika 66: Interakcijski diagram osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza stebra S1 (DIAS, Fischinger et al., 1999).....	94
Slika 67: Prečni prerez stebra S1 (DIAS, Fischinger et al., 1999).....	94
Slika 68: Objetje betonskega jedra (povzeto po Slika:5.7 iz SIST EN 1998-1:2006).....	100
Slika 69: Razdelitev plošče na pozicije.....	101

»Ta stran je namenoma prazna.«

1 UVOD

V diplomski nalogi analiziramo in projektiramo armiranobetonsko nosilno konstrukcijo že obstoječe več-etažne poslovne stavbe v Idriji. Objekt je bil dograjen k že obstoječi hali, od katere je ločen z dilatacijo. Nosilna konstrukcija stavbe, sestavljajo jo AB okviri in polne AB plošče, je bila projektirana po takratnih veljavnih jugoslovanskih predpisih za beton in armiran beton (PBAB).

V skladu s Pravilnikom o mehanski odpornosti in stabilnosti je v Sloveniji od 1. 1. 2008 praktično obvezna uporaba Evrokod standardov. Dovoljeno je tudi projektiranje po ostalih metodah in načelih, vendar mora biti dokazana stopnja zanesljivosti enaka ali boljša od zanesljivosti, ki jo predpisujejo Evrokodi. V okviru diplomske naloge nosilno konstrukcijo stavbe projektiramo po Evrokodih ter primerjali količini izračunane armature z že vgrajeno armaturo. Projektiramo po metodi mejnih stanj. Idealizirana računski modela, obtežena z neposrednimi projektnimi vplivi, izdelamo ločeno za analizo vertikalnih in horizontalnih nosilnih elementov in sicer v programu ETABS in SAP (oba Computers and Structures, Inc.). Programa temeljita na metodi končnih elementov.

Poleg uvoda diplomska naloga vsebuje še osem poglavij. V drugem poglavju predstavimo osnovne podatke o konstrukciji. Geometrijo stavbe in uporabljene materiale razberemo iz pridobljene projektne dokumentacije, pri čemer predstavimo tudi zvezo med oznakami iz PBAB in EC. V tretjem poglavju predstavimo vplive, ki delujejo na konstrukcijo. Poleg lastne teže stavbe in koristne obtežbe upoštevamo tudi vpliv snega na strehi, vpliv vetra na ovoj stavbe ter vpliv potresa. V četrtem poglavju predstavimo osnove projektiranja po metodi mejnih stanj ter kombinacije vplivov za različna projektna stanja. V petem poglavju prikažemo projektiranje tipične medetažne konstrukcije, idealiziran računski model, kombinacijo vplivov, predstavimo rezultate iz programa, in naredimo kontrolo povosov. V šestem poglavju predstavimo analizo vertikalnih nosilnih elementov, idealiziran računski model, vpliv polnil na lastno nihanje konstrukcije, dimenzioniranje tipičnih prečk in stebra po metodi načrtovanja nosilnosti. V sedmem poglavju prikažemo primerjavo rezultatov, v osmem pa podajamo zaključke.

2 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI

2.1 Opis konstrukcije

V diplomski nalogi obravnavamo poslovno stavbo podjetja SGP Zidgrad v Idriji. Izveden je kot prizidek k obstoječi hali in je tlorisnih dimenzij $34,14 \times 9,02$ m, njegova višina pa je 12,15 m. Od obstoječe hale je ločen s 5 cm debelo dilatacijo iz ekspaniranega polistirena. Objekt je zasnovan kot dvonadstropna hala s pritličjem. Endoskeletna nosilna konstrukcija je armiranobetonska, sestavljena iz enoladijskih okvirjev v vzdolžnem rastru 3,75 m. Stebri okvirjev so dimenzij 40×40 cm, grede v prečni smeri 50×40 cm, v vzdolžni smeri pa 40×40 cm. Razdalja med stebri je v prečni smeri 8,4 m. Medetažne plošče in strešna plošča so debeline 14 cm. Vertikalna komunikacija je omogočena z dvoramnim stopniščem med opečnimi stenami, ojačanimi z vertikalnimi AB vezmi. Predelne stene so steklene, pozidane so zgolj stene, ki ločujejo sanitarije od poslovnih prostorov.

Streha je izvedena kot hladna streha z naklonom 10% v smeri proti obstoječi hali. Nosilna konstrukcija je lesena, na dveh vmesnih legah so položeni špirovci, preko katerih lesene lege nosijo ALU pločevino.

Obravnavan prizidek je temeljen na točkovnih temeljih, ki so med seboj povezani s temeljnimi vezmi in pasovnim temeljem pod zidano steno. Ocenjena dopustna nosilnost temeljnih tal znaša 230 kN/m^2 .



Slika 1: Severovzhodni del stavbe



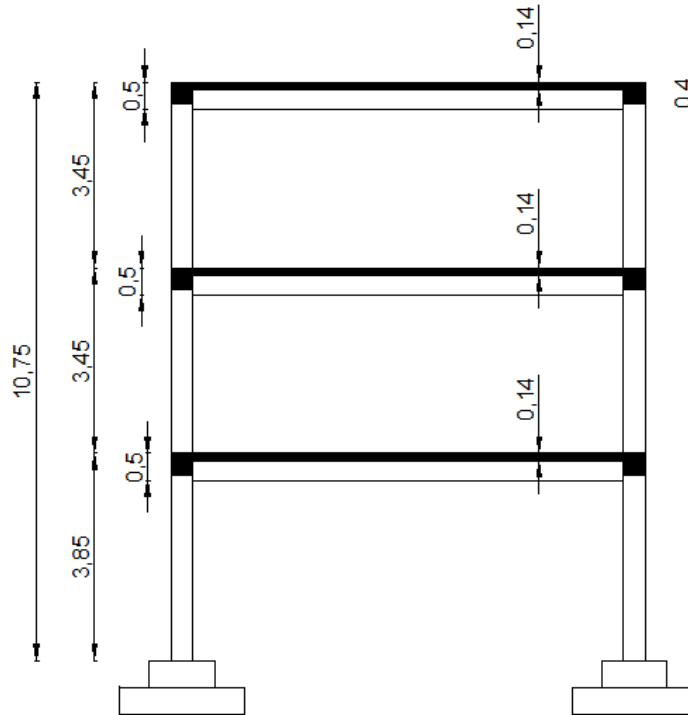
Slika 2: Jugovzhodni del stavbe



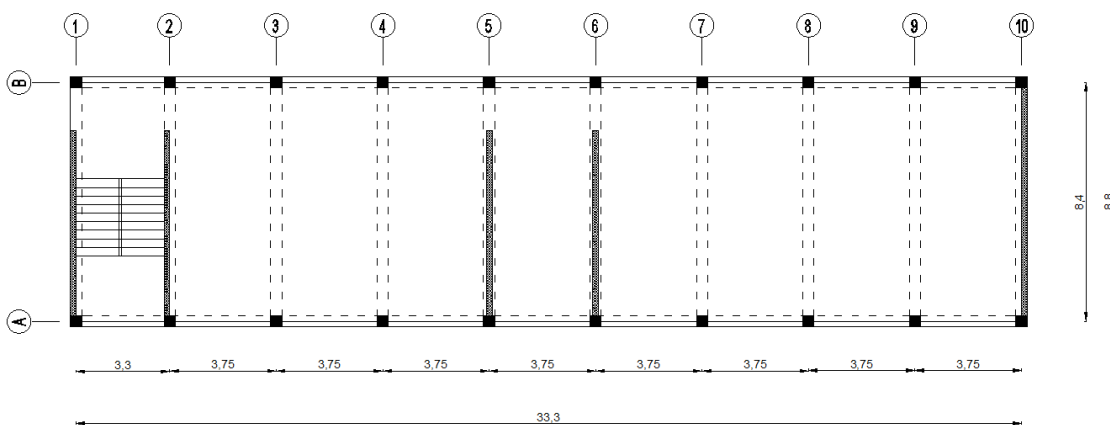
Slika 3: Pogled na južni del stavbe in že obstoječo halo

2.2 Arhitektura

Na sliki 4 prikažemo prečni prerez stavbe, na sliki 5 pa tloris druge etaže.



Slika 4: Prečni prerez nosilne konstrukcije stavbe



Slika 5: Tloris medetažne nosilne konstrukcije

2.3 Uporabljeni materiali

Iz tehničnega poročila v obstoječi projektni dokumentaciji obravnavane stavbe razberemo podatke o uporabljenih materialih in jih prikažemo v nadaljevanju.

2.3.1 Beton

Ker je bila stavba projektirana po pravilniku za beton in armiran beton (PBAB), je beton uvrščen v trdnostne razrede MB15, MB20, MB30 in MB40. V nadaljevanju uporabljamo oznake po evrokod standardih. Primer: MB15 je po mehanskih karakteristikah enakovreden trdnostnemu razredu C12/15 iz evrokoda.

Preglednica 1: Mehanske lastnosti betona

Trdnostni razred betona	Projektna dokumentacija	MB15	MB20	MB25	MB30	MB40
	Pripadajoči trdnostni razred	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37
f_{ck}	[kN/cm ²]	1,2	1,6	2,0	2,5	3,3
$f_{ck,cube}$	[kN/cm ²]	1,5	2,0	2,5	3,0	3,7
f_{ctm}	[kN/cm ²]	0,16	0,19	0,22	0,26	0,29
$f_{ctk,0,05}$	[kN/cm ²]	0,11	0,13	0,15	0,18	0,20
E_{cm}	[kN/cm ²]	2700	2900	3000	3100	3300
ν	/	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
γ_c	[kN/m ³]	25	25	25	25	25

V preglednici 1 je f_{ck} karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona, določena na valju, $f_{ck,cube}$ karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona, določena na kocki, f_{ctm} srednja vrednost osne natezne trdnosti betona, $f_{ctk,0,05}$ karakteristična osna natezna trdnost betona (na podlagi 5% fraktila), E_{cm} srednja vrednost sekantnega modula elastičnosti, ν_c poissonov količnik betona in γ_c prostorninska teža armiranega betona.

Iz pridobljene dokumentacije smo razbrali, da so se za različne konstrukcijske elemente uporabili različni trdnostni razredi betona in sicer za pasovne temelje prečnih sten beton kvalitete MB15 (C12/15), za plošče etaž, vzdolžne grede, točkovne temelje in temeljne vezi MB20 (C16/20), za stebre beton MB30 (C25/30) in za prečne grede beton MB40 (C30/37).

2.3.1.1 Krovni sloj betona

V skladu s členom 4.4.1(1)P iz SIST EN 1992-1-1:2005 mora trajna konstrukcija izpolnjevati zahteve glede uporabnosti, trdnosti in stabilnosti v celotni projektni življenjski dobi brez občutne izgube funkcionalnosti in pretiranega nepredvidenega vzdrževanja, pri čemer je potrebno upoštevati njeno predvideno uporabo, projektno življenjsko dobo, program vzdrževanja in vplive. Poleg mehanskih vplivov je konstrukcija izpostavljena tudi različnim kemičnim in fizikalnim pogojem. Obravnavano stavbo po Preglednici 4.1 iz standarda uvrstimo v razred izpostavljenosti XC1. To pomeni, da imamo opravka z betonom v stavbah z nizko vlažnostjo zraka. Protikorozijska zaščita jeklene armature je odvisna od gostote, kakovosti in debeline krovnega sloja betona ter od razpok. Gostota in kakovost krovnega sloja betona se dosežeta z omejitvijo največjega vodocementnega razmerja in najmanjše količine cementa, izračun debeline pa predstavimo v nadaljevanju.

Krovni sloj betona je razdalja med površino betona in površino armature, ki je najbližja površini betona. Nazivni krovni sloje betona c_{nom} se izračuna z enačbo (2.1), pri čemer je c_{min} najmanjša debelina krovnega sloja, Δc_{dev} pa dovoljeno projektno odstopanje.

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

Najmanjša debelina krovnega sloja betona c_{min} nam služi za zaščito armature proti koroziji, varen prenos sidrnih sil ter ustrezno požarno odpornost in je določena s spodnjo enačbo.

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}\} \quad (2.2)$$

V enačbi (2.2) je $c_{min,b}$ najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve sprijemnosti, $c_{min,dur}$ najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja, $\Delta c_{dur,y}$ dodatni varnostni sloj, $\Delta c_{dur,st}$ zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi nerjavnega jekla in $\Delta c_{dur,add}$ zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi dodatne zaščite.

Zahtevana najmanjša debelina krovnega sloja $c_{min,b}$ je za posamično razvrstitev palic omejena s premerom armaturne palice Φ_{palica} .

$$c_{min,b} \leq \Phi_{palica} \quad (2.3)$$

Najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja $c_{min,dur}$ je podana v preglednici 4.4N v standardu in je odvisna od razreda izpostavljenosti in razreda konstrukcije. Obravnavano stavbo, kot že rečeno, uvrstimo v razred izpostavljenosti XC1 ter razred konstrukcije S4, ki je priporočen razred

za konstrukcije s projektno življenjsko dobo 50 let. Najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja, $c_{\min, \text{dur}}$, je torej enaka 15 mm.

Za $\Delta c_{\text{dur}, y}$, $\Delta c_{\text{dur}, \text{st}}$ in $\Delta c_{\text{dur}, \text{add}}$ nam nacionalni dodatek narekuje, da uporabimo priporočene vrednosti, ki so enake 0 mm. Vrednost za dovoljeno projektno odstopanje debeline krovnega sloja Δc_{dev} je prav tako podana v nacionalnem dodatku in znaša 10 mm.

Predpostavimo, da premer palic ne bo večji od 14 mm.

Najmanjša debelina krovnega sloja c_{\min} se sedaj izračuna po enačbi (2.2) in znaša:

$$c_{\min} = \max\{14 \text{ mm}; 15 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} = 15 \text{ mm}.$$

Nominalna debelina krovnega sloja c_{nom} se izračuna po enačbi (2.1) in znaša:

$$c_{\text{nom}} = 15 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 25 \text{ mm}.$$

2.3.2 Jeklo

Iz projektne dokumentacije je razvidno, da so bili uporabljeni trije različni tipi armature in sicer MA 500/560 za armaturo plošč, RA 400/500 za armaturo stebrov in nosilcev ter GA 220/340 za armiranje točkovnih temeljev stebrov, temeljnih vezi in pasovnih temeljev prečnih sten. Po evrokod standardih armaturi MA 500/560 ustreza jeklo kvalitete S500, armaturi RA 400/500 jeklo S400, gladko armaturo pa se ne sme več uporabljati. Ker dimenzioniranje temeljev in temeljnih vezi ni bilo predmet diplomske naloge, podajamo mehanske lastnosti jekla samo za okvirje in plošče.

Preglednica 2: Mehanske lastnosti jekla

Karakteristika jekla		RA 400/500	MA 500/560
		S400	S500
f_{yk}	[kN/cm ²]	40,0	50,0
f_t	[kN/cm ²]	40,0	50,0
E_s	[kN/cm ²]	20000	20000
ν_s	/	0,3	0,3
γ_s	[kN/m ³]	78,5	78,5

V preglednici 2 je f_{yk} napetost na meji tečenja, f_t natezna trdnost, E_s modul elastičnosti jekla, ν_s Poissonov količnik jekla in γ_s prostorninska teža jekla za armiranje.

2.3.3 Opečna polnila

Pri analizi obravnavane stavbe uporabimo mehanske lastnosti zidovja, ki ga upoštevamo kot sestavljen homogen konstrukcijski material. Trdnostne in deformabilnostne lastnosti zidovja so odvisne od mehanskih lastnosti zidakov in malte ter morebiti polnilnega betona in armaturnega jekla. V nadaljevanju prikažemo izračun mehanskih lastnosti zidovja, rezultate pa prikažemo v preglednici 3.

2.3.3.1 Karakteristična tlačna trdnost zidovja

V skladu s členom 3.6.1.2(2) iz SIST EN 1996-1-1:2006 za zidovje, sezidano z malto za splošno uporabo, izračunamo karakteristično tlačno trdnost po enačbi:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}, \quad (2.4)$$

kjer je f_b normalizirana povprečna tlačna trdnost zidakov, f_m tlačna trdnost malte, K pa konstanta, določena glede na lastnosti zidaka ter malte. Za opečni zidak skupine 2 in malto za splošno uporabo znaša konstanta $K = 0,45$, pri čemer moramo ustrezati pogojem v nadaljevanju standarda. Kjer so zidaki položeni v malto za splošno uporabo, se za f_b ne sme uporabiti vrednost večja od 75 N/mm^2 in za f_m vrednost večjo od bodisi 20 N/mm^2 bodisi $2 \cdot f_b$. V obravnavanem primeru je vrednost za f_b enaka 15 N/mm^2 , za f_m pa 5 N/mm^2 . Karakteristična tlačna trdnost zidovja po enačbi (2.4) znaša:

$$f_k = f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} = 0,45 \cdot 15^{0,7} \cdot 5^{0,3} = 4,855 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0,49 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

2.3.3.2 Karakteristična strižna trdnost zidovja

V skladu s členom 3.6.2(4) iz SIST EN 1996-1-1:2004, se karakteristično strižno trdnost zidovja, sezidanega z malto za normalno uporabo, pri čemer vertikalne rege niso zapolnjene z malto, izračuna s pomočjo enačbe (2.5), vendar ne sme biti večja od $0,045 \cdot f_b$ oziroma f_{vt} .

$$f_{vk} = 0,5 \cdot f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d \quad (2.5)$$

V enačbi (2.5) je f_{vko} karakteristična začetna strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti, σ_d projektna tlačna napetost, pravokotna na strig v obravnavani višini elementa, izračunana pri ustrezni obtežni kombinaciji; povprečna navpična napetost v tlačnem delu zidu, ki zagotavlja strižno odpornost.

Iz Preglednice 3.4 iz standarda SIST EN 1996-1-1:2004 odčitamo za opečne zidake in malto trdnostnega razreda M5 vrednost f_{vko} enako $0,2 \text{ N/mm}^2$.

Povprečna višina zidu je $2,95 \text{ m}$, prostorninska teža zidakov znaša 14 kN/m^3 . Povprečno tlačno napetost izračunamo na polovici višine zidu po spodnji enačbi.

$$\sigma_d = \frac{h}{2} \cdot \gamma = \frac{2,95}{2} \cdot 14 = 20,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,02 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Po enačbi (2.5) izračunamo karakteristično strižno trdnost zidovja, ki ustreza tudi pogojema, navedenima zgoraj.

$$f_{vk} = 0,5 \cdot f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d = 0,5 \cdot 0,2 + 0,4 \cdot 0,02 = 0,108 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

2.3.3.3 Modul elastičnosti

V skladu s členom 3.7.2 iz SIST EN 1996-1-1:2004, se za modul elastičnosti E pri kratkotrajni obremenitvi privzame vrednost enaka $K_E f_k$, pri čemer je priporočena vrednost za K_E enaka 1000. Modul elastičnosti je torej enak 485 kN/cm^2 .

2.3.3.4 Strižni modul

Standard določa, da se za strižni modul zidovja lahko privzame vrednost enaka 40% vrednosti elastičnega modula, kar znaša 194 kN/cm^2 . Vendar rezultati analiz kažejo, da se vrednosti strižnega modula zidovja gibljejo med 6 % in 25 % vrednosti modula elastičnosti E (M. Tomažević). Za obravnavani primer predpostavimo, da znaša strižni modul zidovja 10 % elastičnega modula in sicer 49 kN/cm^2 . Mehanske lastnosti zidovja zberemo v preglednici 3.

Preglednica 3: Mehanske lastnosti zidovja

Mehanske lastnosti zidovja		
f_k	[kN/cm ²]	0,49
f_{vk}	[kN/cm ²]	1,08
E	[kN/cm ²]	486
G	[kN/cm ²]	49

V preglednici 3 je f_k karakteristična tlačna trdnost, f_{vk} karakteristična strižna trdnost, E modul elastičnosti in G strižni modul zidovja.

2.3.4 Les

Za leseno strešno konstrukcijo je bil uporabljen smrekov les II. kategorije, ki po evrokod standardih ustreza kvaliteti lesa C24. Nosilnost strešne konstrukcije v diplomskem delu ne preverjamo. Prostorninska teža lesa kvalitete C24 je 420 kg/m^3 .

3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

Po standardu SIST EN 1990:2004 se vplive na konstrukcijo deli glede na časovno spremenljivost v naslednje skupine:

- stalne vplive (G), npr. lastna teža, pritrjena oprema, zgornji ustroj na cestah, posredni vplivi zaradi krčenja in neenakih posedkov temeljev,
- spremenljive vplive (Q), npr. koristna obtežba stropov stavb, nosilcev in streh, vplivi vetra, obtežba snega
- nezgodne vplive (A), npr. eksplozije, trčenje vozil

3.1 Lastna teža

Lastna teža gradbenih objektov spada med stalne nepomične vplive (G) – SIST EN 1991-1-1:2004, kar pomeni, da se tekom življenjske dobe objekta velikost vpliva ne spreminja, oz. so spremembe zanemarljive. Obravnavamo lastno težko konstrukcijskih elementov (plošče, stebri, nosilci) kot tudi nekonstrukcijskih elementov s pritrjeno opremo (toplotna izolacija, tlaki, hidroizolacija, predelne stene, parapeti, kritina...). V nadaljevanju prikazujemo izračune lastne teže konstrukcijskih sklopov. Lastno težo izračunamo iz nazivnih mer (risbe) in karakteristične vrednosti prostorninske teže (skladno z EN 1990, točka 4.1.2).

3.1.1 Streha (naklon 10% oz. 5,7°)

Preglednica 4: Lastna teža strehe

Material	Dimenzije [m]		Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	<i>b</i>	<i>h</i>		
Kritina (alu. pločevina)	/	0,002	27,0	0,05
Prečne letve (e = 0,94 m)	0,05	0,08	4,2	0,02
Vzdolžne letve (e = 0,90 m)	0,10	0,12	4,2	0,06
Vmesni legi	0,16	0,20	4,2	0,03
Krajni legi	0,16	0,16	4,2	0,02
Podporni stebri	0,16	0,16	4,2	/
Armirani cementni estrih	/	0,035	24,0	0,84
HI strešna lepenka	/	/	/	0,13
Toplotna izolacija tervol	/	0,10	1,5	0,15
PVC folija	/	/	/	/
AB plošča	/	0,14	25,0	3,50
Spuščen strop + inštalacije	/	/	/	0,20
SKUPAJ				5,00

3.1.2 Etažna plošča

Lastna teža etažnih plošč se spreminja zgolj zaradi finalne obdelave. V sanitarijah je uporabljena keramika, drugje pa lamelni parket.

Preglednica 5: Lastna teža etažne plošče v pisarnah

Material	Dimenzije [m]		Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	<i>b</i>	<i>h</i>		
Lamelni parket	/	0,015	7,0	0,10
Armirani cementni estrih	/	0,035	24,0	0,84
PVC folija	/	/	/	/
Ekspandirani polistiren	/	0,02	0,3	/
AB plošča	/	0,14	25,0	3,50
Spuščen strop + inštalacije	/	/	/	0,20
SKUPAJ				4,64

Preglednica 6: Lastna teža etažne plošče v sanitarijah

Material	Dimenzije [m]		Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	<i>b</i>	<i>h</i>		
Keramika	/	0,015	23,0	0,35
Armirani cementni estrih	/	0,035	24,0	0,84
PVC folija	/	/	/	/
Ekspandirani polistiren	/	0,02	0,3	0,01
AB plošča	/	0,14	25,0	3,50
Spuščen strop + inštalacije	/	/	/	0,20
SKUPAJ				4,90

Preglednica 7: Sestava talne plošče

Material	Dimenzije [m]		Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	<i>b</i>	<i>h</i>		
Keramika	/	0,015	/	/
Armirani cementni estrih	/	0,035	/	/
PVC folija	/	/	/	/
Ekspandirani polistiren	/	0,05	/	/
Hidroizolacija	/	/	/	/
Podložni beton	/	0,10	/	/
Nasutje	/	0,40	/	/

V preglednici 7 predstavimo zgolj sestavo konstrukcijskega sklopa. Lastno težo talne plošče ne računamo, saj je v celoti podprta.

3.1.3 Stopnice

Preglednica 8: Lastna teža stopnic

Material	Dimenzije [m]		Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	<i>b</i>	<i>h</i>		
Teraco prevleka	/	0,02	25,0	0,50
Stopnice 30 cm×17 cm	/	/	25,0	2,13
AB plošča (naklon 29°)	/	0,14	25,0	4,00
Omet	/	0,02	18,0	0,41
SKUPAJ				7,04

3.1.4 Podest

Preglednica 9: Lastna teža podesta

Material	Dimenzije [m]		Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	<i>b</i>	<i>h</i>		
Teraco prevleka	/	0,02	25,0	0,50
Armirani cementni estrih	/	0,045	24,0	1,08
PVC folija		/	/	/
Ekspandirani polistiren	/	0,02	0,3	0,01
AB plošča	/	0,16	25,0	4,00
Omet	/	0,02	18,0	0,41
SKUPAJ				6,00

3.1.5 Okvir

Preglednica 10: Lastna teža okvirja

Material	Dimenzije [m]		Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m']
	<i>b</i>	<i>h</i>		
Steber	0,40	0,40	25,0	4,00
Prečka v prečni smeri	0,40	0,50	25,0	5,00
Prečka v vzdolžni smeri	0,40	0,40	25,0	4,00

3.1.6 Zunanja stena

Zaradi različnih višin parapetov in sten predstavimo obtežbo preglednici 11 v kN/m^2 . Predstavljen konstrukcijski sklop uporabimo za stene na severni, južni in zahodni fasadi. Prav tako za zgornji dve etaži na vzhodni strani, nad že obstoječim objektom.

Preglednica 11: Lastna teža zunanje stene

Material	Dimenzije [m]		Prostorninska teža [kN/m^3]	Obtežba [kN/m^2]
	<i>b</i>	<i>h</i>		
Fasadna opeka - sidrana	/	0,12	18,0	2,16
Zračna plast	/	0,05	/	/
Paroprepustna vodoneprepustna folija	/	/	/	/
Toplotna izolacija tervol	/	0,05	1,5	0,08
Parna ovira	/	/	/	/
Opeka	/	0,19	14,0	2,66
Omet	/	0,02	18,0	0,36
SKUPAJ				5,27

Med obstoječo stavbo in obravnavanim prizidkom je izvedena dilatacija iz ekspandiranega polistirena, debeline 5 cm.

Preglednica 12: Lastna teža stene med stavbama

Material	Dimenzije [m]		Prostorninska teža [kN/m^3]	Obtežba [kN/m^2]
	<i>b</i>	<i>h</i>		
Ekspandirani polistiren	/	0,05	0,3	0,02
Opeka	/	0,19	14,0	2,66
Omet	/	0,02	18,0	0,36
SKUPAJ				3,04

3.1.7 Notranja stena

Notranji steni med sanitarijami in pisarnami sta zidani iz opeke. Steni sta z ene strani ometani z ometom, z druge pa prekriti s keramiko do vrha. Njun vpliv prikažemo v preglednici 13 v kN/m^2 .

Preglednica 13: Lastna teža notranje stene

Material	Dimenzije [m]		Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	<i>b</i>	<i>h</i>		
Keramika	/	0,015	23,0	0,35
Opeka	/	0,19	14,0	2,66
Omet	/	0,02	18,0	0,36
SKUPAJ				3,37

3.1.8 Predelna stena

Predelne stene v sanitarijah so zidane iz porolita. Njihov vpliv prikažemo v preglednici 14 v kN/m².

Preglednica 14: Lastna teža predelne stene

Material	Dimenzije [m]		Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	<i>b</i>	<i>h</i>		
Keramika	/	0,015	23,0	0,35
Porolit	/	0,08	12,0	0,96
Keramika		0,015	23,0	0,35
SKUPAJ				1,66

3.2 Koristna obtežba

Koristna obtežba v stavbah, po SIST EN 1991-1-1:2004, izvira iz namena uporabe. Ker se spreminja s časom, jo uvrščamo med spremenljive pomične vplive in zajema:

- 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.

Iz načrtov razberemo, da se bodo v celotnem objektu uredile pisarne, zato po preglednici 6.1. iz SIST EN 1991-1-1:2004 uvrstimo celoten objekt v kategorijo uporabe B – pisarne. Koristno obtežbo lahko modeliramo kot enakomerno porazdeljeno ploskovno, linijsko ali koncentrirano obtežbo ali pa kot kombinacijo naštetih. Karakteristična vrednost koristne obtežbe za izbrani razred uporabe je od 2,0 do 3,0 kN/m² za enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo (q_k), ter od 1,5 do 4,5 kN za koncentrirano obtežbo (Q_k). Priporočeni vrednosti sta 3,0 kN/m² za ploskovno in 4,5 kN za koncentrirano obtežbo. Ti vrednosti uporabimo tudi v predstavljeni analizi, saj nam tako narekuje nacionalni dodatek.

Sanitarije, stopnice in podesti spadajo v kategorijo B. Ploskovna koristna obtežba znaša $3,0 \text{ kN/m}^2$.

Streho uvrstimo v kategorijo H: strehe, dostopne le za normalno vzdrževanje in popravila, po preglednici 6.9 iz SIST EN 1991-1-1:2004. Po preglednici 6.10 je enakomerna porazdeljena ploskovna obtežba q_k podana v razponu med $0,0$ in $1,0 \text{ kN/m}^2$, koncentrirana obtežba Q_k pa v razponu med $0,9$ in $1,5 \text{ kN}$. Pri tem sta priporočeni vrednosti $0,4 \text{ kN/m}^2$ za ploskovno in $1,0 \text{ kN}$ za koncentrirano obtežbo. V analizi uporabimo ti vrednosti, saj nam tako narekuje nacionalni dodatek.

Pri analizi medetažnih konstrukcij moramo pri razporeditvi koristne obtežbe upoštevati najneugodnejši vpliv. Razporeditev koristne obtežbe podrobneje prikazujemo v poglavju 4.3.

Kot koristno obtežbo upoštevamo tudi lastno težo lahkih premičnih predelnih sten, saj tla zagotavljajo prečni raznos obtežbe. Steklene predelne stene so debeline 15 mm in višine $2,9 \text{ m}$, prostorninska teža stekla je 25 kN/m^3 , lastna teža predelne stene torej znaša $1,0875 \text{ kN}$ na enoto dolžine stene, kar je manj kot $2,0 \text{ kN/m}$. Zato lahko lastno težo predelnih sten upoštevamo kot enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo $q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$.

3.3 Obtežba snega

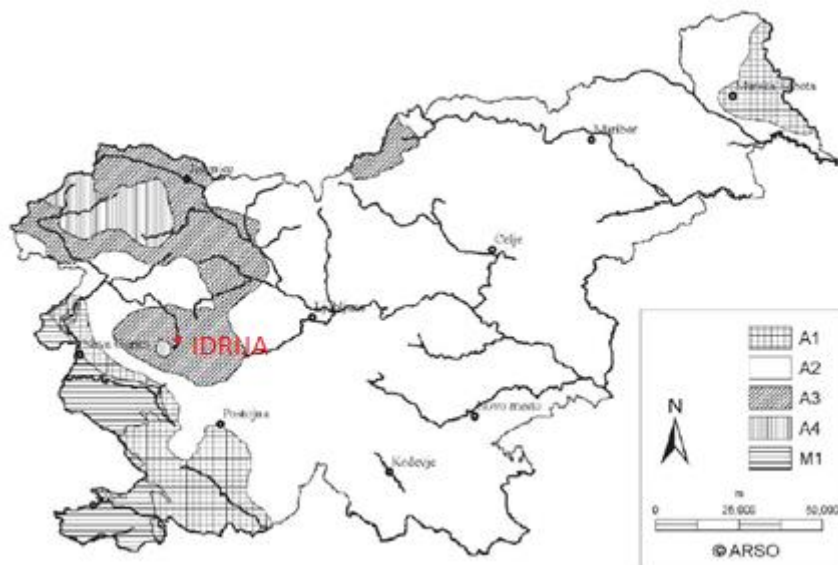
Obtežbo snega upoštevamo kot spremenljivo nepomično obtežbo. Pri projektiranju je potrebno upoštevati, da je na strehi mogočih več porazdelitev snega, na katere vplivajo tako lastnosti strehe (oblika, hrapavost površine, toplotne lastnosti, količina toplote generirana pod njo) kot tudi drugi dejavniki (sosednje stavbe, teren v okolici, temperature razmere, prevetrenost in verjetnost padavin).

Upoštevati je potrebno dve osnovni porazdelitvi obtežbe. To sta obtežba nakopičenega in obtežba nenakopičenega snega na strehi, ki delujeta v navpični smeri in se nanašata na vodoravno projekcijo strešne površine. V Sloveniji se obtežba snega upošteva kot nezgodna obtežba le v krajih, ki so višje od 1500 m nad morjem. Ker se obravnavan objekt nahaja nižje kot 1500 m nad morjem, uporabimo enačbo za trajna/začasna projektna stanja in izračunamo obtežbo snega na strehi po enačbi 5.1 iz SIST EN 1991-1-3:2004.

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (3.1)$$

V enačbi (3.1) je s obtežba snega, μ_i je oblikovni koeficient obtežbe snega, C_e je koeficient izpostavljenosti, C_t je toplotni koeficient, s_k pa je karakteristična obtežba snega na tleh (glej sliko 6). Koeficient izpostavljenosti je za običajen teren (površine, kjer veter ne prenaša snega na objektih, ker so zaščiteni zaradi terena, drugih objektov ali dreves) enak $1,0$. Ker je streha obravnavanega objekta »dobro« topolno izolirana, predpostavimo, da ne bo prišlo do zmanjšanja obtežbe snega zaradi velikih

toplotnih izgub in s tem do topljenja snega na strehi. Vrednost za toplotni koeficient je tako enaka 1,0. Iz točke 5.3 določimo vrednost oblikovnega koeficienta obtežbe snega μ_i za »enokapnico« z naklonom strehe med 0° in 30° ($\alpha=10\%$ kar znaša $5,7^\circ$) in je enaka 0,8.



Slika 6: Obtežba snega na tleh za območje Slovenije (SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008)

Karakteristično obtežbo snega na tleh s_k določimo s pomočjo slike 6, ki je povzeta iz nacionalnega dodatka. Lega obravnavane stavbe spada v cono A3, zato za izračun s_k uporabimo formulo:

$$s_k = 1,935 \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right], \quad (3.2)$$

pri čemer je A nadmorska višina v metrih. V obravnavanem primeru je to 324 m. Po enačbi (3.2) izračunamo vrednost za s_k , ki je $2,32 \text{ kN/m}^2$. Po enačbi (3.1) lahko sedaj izračunamo obtežbo snega s , ki znaša $1,86 \text{ kN/m}^2$.

3.4 Vpliv vetra

Standard SIST EN 1991-1-4:2005 podaja smernice za določitev vplivov naravnega vetra na obtežene površine pri projektiranju konstrukcij stavb in gradbenih inženirskih objektov. Vplivi vetra so razvrščeni kot spremenljivi nepomični vplivi in jih predstavimo s skupino tlakov ali sil, katerih učinki so enakovredni skrajnim učinkom turbulentnega vetra. Tlak vetra deluje pravokotno, neposredno na zunanje površine stavbnega ovoja, zaradi prepustnosti ovoja posredno tudi na notranje površine. V primeru vetra preko večje površine, je pomembna tudi trenjska sila, ki deluje tangencialno na ploskev. Vplivi vetra so karakteristične vrednosti, določene z osnovnimi vrednostmi hitrosti ali tlakov vetra.

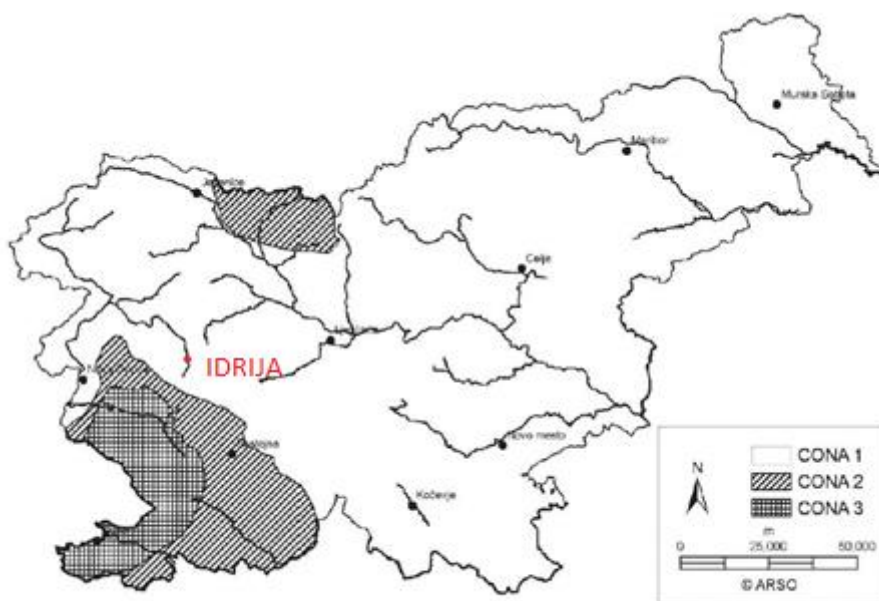
Osnovne vrednosti so v skladu z EN SIST 1990 karakteristične vrednosti z letno verjetnostjo prekoračitve 0,02, kar je enakovredno povratni dobi 50 let.

3.4.1 Osnovna hitrost vetra

Hitrost in tlak vetra sta sestavljena iz srednje in nestalne komponente. Osnovna hitrost vetra izračunamo s pomočjo naslednje enačbe (glej SIST EN 1991-1-4:2005, enačba 4.1):

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.3)$$

pri čemer je v_b osnovna hitrost vetra, določena kot funkcija smeri vetra in letnega časa 10 m nad terenom II. kategorije, c_{dir} je smerni faktor, c_{season} je faktor letnega časa, $v_{b,0}$ pa je temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra. V skladu z nacionalnim dodatkom upoštevamo za smerni faktor in faktor letnega časa priporočeni vrednosti 1,0. Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra je prav tako določena v nacionalnem dodatku in znaša za Idrijo 20 m/s (cona 1 z nadmorsko višino pod 800 m na sliki 7). Osnovno hitrost vetra, izračunana po enačbi (3.3), znaša 20 m/s.



Slika 7: Osnovna hitrost vetra za območje Slovenije (SIST EN 1991-1-4:2005/oA101:2007)

3.4.2 Srednja hitrost vetra

Srednja hitrost vetra $v_m(z)$ na višini z nad tlemi je odvisna od hrapavosti in hribovitosti terena ter osnovne hitrosti vetra v_b . Izračunamo jo s pomočjo enačbe:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b, \quad (3.4)$$

pri čemer sta $c_r(z)$ faktor hrapavosti in $c_0(z)$ faktor hribovitosti. Faktor hrapavosti upošteva spremenljivost srednje hitrosti vetra zaradi višine nad tlemi ter hrapavosti tal na privetrni strani konstrukcije v smeri vetra, ter se izračuna po enačbi:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{za} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max}, \quad (3.5)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{za} \quad z \leq z_{\min}, \quad (3.6)$$

pri čemer je z_{\min} najmanjša višina, določena v Preglednici 4.1 v standardu, $z_{\max} = 200$ m, z je višina nad terenom, z_0 je hrapavostna dolžina in k_r je faktor terena. Obravnavana stavba se nahaja v Idriji, kjer ni višjih stavb. S pomočjo preglednice 4.1 iz SIST EN 1991-1-4:2005 okolico uvrstimo v kategorijo terena III: področja z običajnim rastlinjem ali stavbami ali s posameznimi ovirami na razdalji največ 20 višin ovir (vasi, podeželsko okolje, stalni gozd). Parameter z_0 je tako enak 0,3 m, z_{\min} je 5 m, $z_{0,II}$ (druga kategorija terena) pa je 0,05m. Faktor terena k_r izračunamo z enačbo:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} = 0,215. \quad (3.7)$$

Faktor hrapavosti nato izračunamo po enačbi (5). Na višini $z = 12,15$ m je vrednost faktorja sledeča:

$$c_r(12,15) = 0,215 \cdot \ln\left(\frac{12,15}{0,3}\right) = 0,796 \text{ pri pogoju} \quad 5 \text{ m} \leq 12,15 \text{ m} \leq 200 \text{ m}.$$

Za faktor hribovitosti privzamemo vrednost 1,0, saj obravnavan objekt ne stoji na vzpetini, kjer bi se hitrost vetra proti vrhu vzpetine lahko povečala. Srednja hitrost vetra je torej po enačbi (3.4):

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 0,796 \cdot 1,0 \cdot 20 = 15,92 \frac{\text{m}}{\text{s}}.$$

3.4.3 Tlak vetra na zunanje ploskve

Tlak vetra na zunanje ploskve določimo s pomočjo izraza:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}, \quad (3.8)$$

pri čemer je $q_p(z_e)$ največji tlak pri sunkih vetra, z_e referenčna višina za zunanji tlak, c_{pe} pa koeficient zunanjege tlaka. Največji tlak pri sunkih vetra izračunamo z enačbo:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b. \quad (3.9)$$

V enačbi (3.9) je $I_v(z)$ intenziteta turbulence na višini z , ρ gostota zraka (odvisna od nadmorske višine, temperature in zračnega tlaka, pričakovane med neurjem na danem območju), $v_m(z)$ pa srednja

hitrost vetra izračunana po enačbi (3.4). Gostota zraka je podana v nacionalnem dodatku in znaša $1,25 \text{ kg/m}^3$. Intenziteto turbulence izračunamo z izrazoma:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{za} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max}, \quad (3.10)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{za} \quad z \leq z_{\min}, \quad (3.11)$$

pri čemer je σ_v standardna deviacija in jo izračunamo s pomočjo izrazov (3.3) in (3.7) in sicer:

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_1 = 0,215 \cdot 20 \cdot 1,0 = 4,30 \frac{\text{m}}{\text{s}}. \quad (3.12)$$

Turbulenčni faktor k_1 je določen v nacionalnem dodatku in znaša 1,0. Iz enačbe (3.10) tako dobimo:

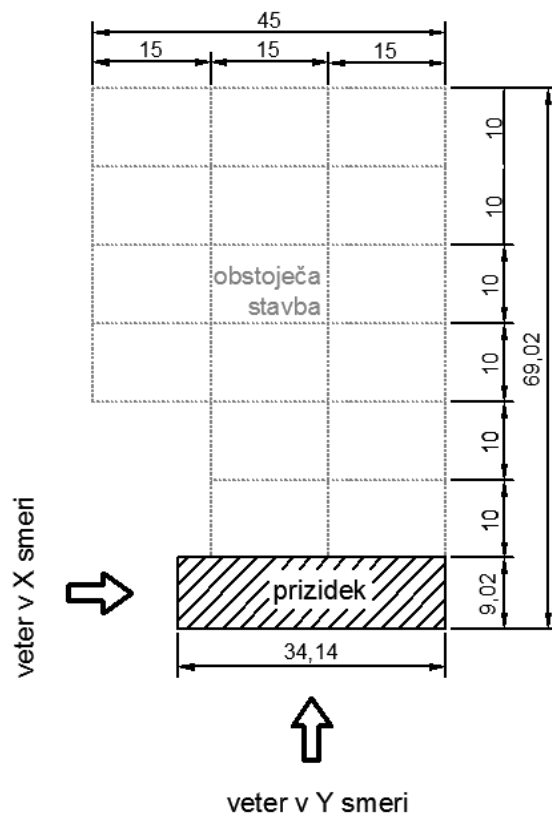
$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{4,30}{15,92} = 0,27 \quad \text{pri pogoju} \quad 5 \text{ m} \leq 12,15 \text{ m} \leq 200 \text{ m}$$

Sedaj lahko izračunamo največji tlak pri sunkih vetra (glej enačbo (3.9)):

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = [1 + 7 \cdot 0,27] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 15,92^2 = 457,78 \frac{\text{kgm}^2}{\text{m}^3\text{s}^2} =$$

$$457,78 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 0,458 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}.$$

Za koeficient tlaka za stavbe c_{pe} , ki nastopa v enačbi (3.8), bomo v našem primeru uporabili $c_{pe,10}$, saj bomo projektirali celotno konstrukcijo s sorazmerno velikimi površinami. Obravnavamo dva ločena primera in sicer primer, ko veter deluje v smeri osi X in primer, ko veter deluje v smeri osi Y. To shematsko prikazujemo na sliki 8. Ker je višina obstoječega objekta občutno nižja, le tega pri določitvi vpliva vetra na obravnavan prizidek zanemarimo.



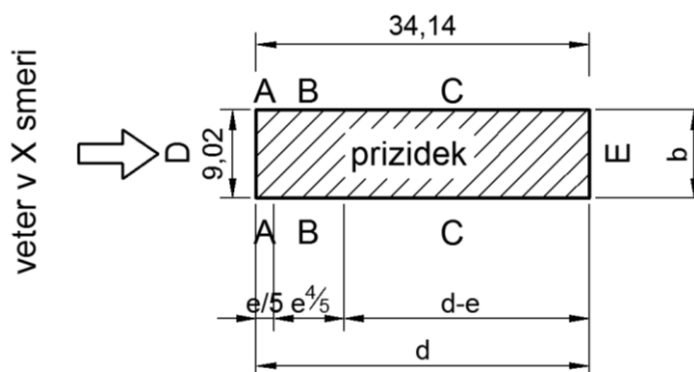
Slika 8: Smeri delovanja vetra

3.4.3.1 Veter v smeri X

Kljub temu, da je $b = 9,02 \text{ m} \leq h = 12,15 \text{ m} \leq 2b = 18,04 \text{ m}$, predpostavimo konstanten razpored tlakov po višini na navpične stene. Pri tem je h višina objekta, b pa dolžina strani stavbe, pravokotno na smer delovanja vetra. Referenčna višina z_e je enaka višini prizidka h . Glede na razmerje med e in d , razdelimo ovoj stavbe na različne cone. V obravnavanem primeru je $e \leq d$. Razdelitev po conah prikažemo na sliki 9. Vrednost e za primer delovanja vetra v smeri osi X izračunamo po enačbi (3.13).

$$e = \min(b; 2h) = \min(9,02; 2 \cdot 12,15) = 9,02 \text{ m} \quad (3.13)$$

$$\frac{e}{5} = 1,80 \text{ m} \quad \frac{4}{5}e = 7,22 \text{ m} \quad d - e = 25,12 \text{ m}$$



Slika 9: Razdelitev navpičnih sten na cone pri delovanju vetra v smeri osi X

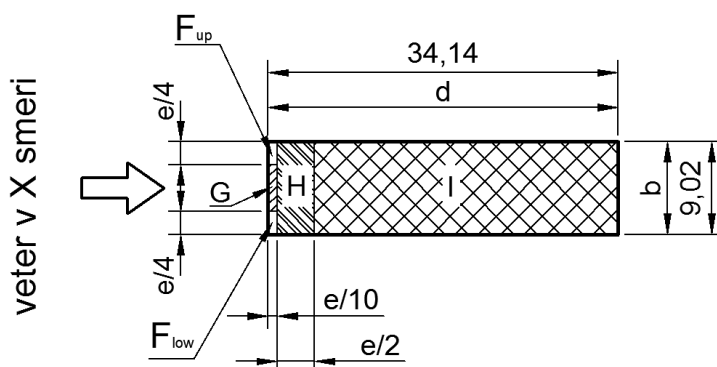
Iz Preglednice 7.1 iz SIST EN 1991-1-4:2005 s pomočjo linearne interpolacije določimo koeficient zunanjskega tlaka c_{pe} glede na cono in razmerje h/d . Nato s pomočjo enačbe (3.8) izračunamo vrednost tlaka vetra na zunanje ploskve in rezultate prikažemo v spodnji preglednici. Razmerje $h/d = 0,356$.

Preglednica 15: Obtežba zunanjskega tlaka na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi X

Cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	$w_{e,x}$ [kN/m ²]
A	-1,2	0,458	-0,550
B	-0,8	0,458	-0,366
C	-0,5	0,458	-0,229
D	+0,7141	0,458	+0,327
E	-0,3283	0,458	-0,150

Ker je naklon strehe obravnavanega prizidka večja kot 5° , ($\alpha = 10\%$ oziroma $5,7^\circ$) jo uvrstimo med enokapnice. S pomočjo enačbe (3.14) streho razdelimo na cone F_{up} , F_{low} , G, H in I zaradi vpliv vetra v smeri osi X ($\theta = 90^\circ$), t.j. vzporedno na sleme oz. kap. Smer vetra ter cone prikazujemo na sliki 10, pri čemer je:

$$\frac{e}{4} = 2,26 \text{ m} \quad \frac{e}{10} = 0,90 \text{ m} \quad \frac{e}{2} = 4,51 \text{ m}.$$



Slika 10: Razdelitev strehe na cone pri delovanju vetra v smeri osi X

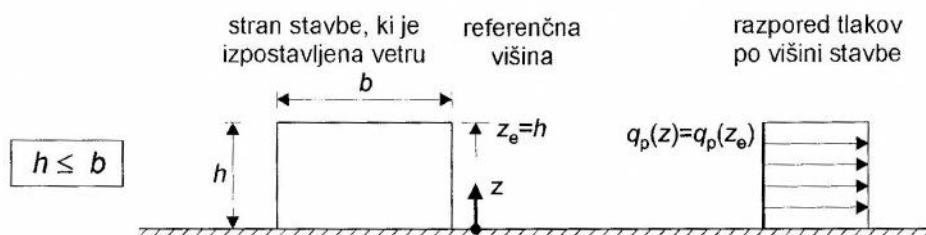
Iz preglednice 7.3b iz SIST EN 1991-1-4:2005, s pomočjo linearne interpolacije, določimo koeficient zunanje tlaka c_{pe} glede na cono in naklon strehe α . S pomočjo enačbe (3.8) izračunamo vrednost tlaka vetra na zunanje ploskve (enokapno streho). Upoštevamo naklon strehe $5,7^\circ$.

Preglednica 16: Obtežba zunanje tlaka na streho pri delovanju vetra v smeri osi X

Cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	$w_{e,x}$ [kN/m ²]
F_{up}	-2,121	0,458	-0,971
F_{low}	-2,065	0,458	-0,946
G	-1,807	0,458	-0,828
H	-0,614	0,458	-0,281
I	-0,514	0,458	-0,235

3.4.3.2 Veter v smeri Y

Ker je pogoj: $h = 12,15 \text{ m} \leq b = 34,14 \text{ m}$ izpolnjen, je razpored tlakov na navpične stene po višini konstanten, pri čemer je h višina objekta, b pa dolžina strani stavbe pravokotno na smer delovanja vetra. Referenčna višina z_e je enaka višini objekta h . Razpored tlakov po višini stavbe prikažemo na sliki 11.

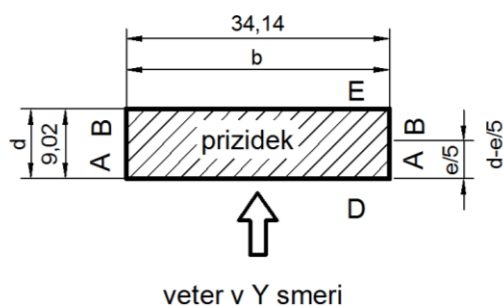


Slika 11: Konstanten razpored tlakov po višini stavbe (SIST EN 1991-1-4:2005)

Zaradi vpliva vetra se pojavijo srki na stranskih in zadnji ploskvi zunanjega ovoja stavbe. Glede na razmerje med e in d razdelimo vplivne površine na različne cone. V obravnavanem primeru velja $e \geq d$. Razdelitev navpičnih sten na cone prikažemo na sliki 12. Vrednost e izračunamo po enačbi (3.14).

$$e = \min(b; 2h) = \min(31,14; 2 \cdot 12,15) = 24,3 \text{ m} \quad (3.14)$$

$$\frac{e}{5} = 4,86 \text{ m} \quad d - \frac{e}{5} = 4,16 \text{ m}$$



Slika 12: Razdelitev navpičnih sten na cone pri delovanju vetra v smeri osi Y

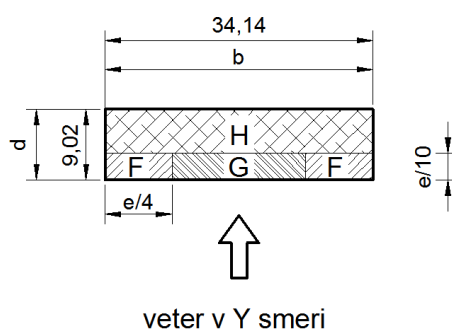
Iz preglednice 7.1 iz SIST EN 1991-1-4:2005 s pomočjo linearne interpolacije določimo koeficient zunanje tlaka c_{pe} glede na cono in razmerje h/d . S pomočjo enačbe (3.8) izračunamo vrednost tlaka vetra na zunanje ploskve in rezultate prikažemo v preglednici 17. Razmerje $h/d = 1,347$.

Preglednica 17: Obtežba zunanje tlaka na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi Y

Cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	$w_{e,Y}$ [kN/m ²]
A	-1,2	0,458	-0,550
B	-0,8	0,458	-0,366
D	+0,8	0,458	+0,366
E	-0,5231	0,458	-0,240

Kot smo že omenili, je naklon obravnavane strehe večji kot 5° , zato jo uvrstimo med enokapnice. S pomočjo enačbe (3.14) streho razdelimo na cone F, G, in H pri vplivu vetra v smeri osi Y ($\theta = 0$ ali 180°), t.j. pravokotno na sleme. V primeru kjer je $\theta = 0^\circ$ lahko pride do srka ali tlaka. V obravnavanem primeru so tlaki zaradi zelo majhnega naklona strehe skoraj enaki nič, zato jih zanemarimo. Kadar je $\theta = 180^\circ$ pride do večjih srkov kot pri $\theta = 0^\circ$, zato pri vplivu vetra v pozitivni in negativni smeri osi Y obravnavamo samo primer $\theta = 180^\circ$. Smer vetra ter razdelitev stavbe na cone prikazujemo na sliki 13, pri čemer je

$$\frac{e}{4} = 6,08 \text{ m} \quad \text{in} \quad \frac{e}{10} = 2,43 \text{ m}.$$



Slika 13: Razdelitev strehe na cone pri delovanju vetra v smeri osi Y

Iz Preglednice 7.3a iz SIST EN 1991-1-4:2005 s pomočjo linearne interpolacije določimo koeficient zunanjskega tlaka c_{pe} glede na cono in naklon strehe α . Vrednost tlaka vetra na zunanje ploskve (enokapno streho) prikažemo v preglednici 18.

Preglednica 18: Obtežba zunanjskega tlaka na streho pri delovanju vetra v smeri osi Y

Cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	$w_{e,Y}$ [kN/m ²]
F	-2,314	0,458	-1,060
G	-1,3	0,458	-0,595
H	-0,807	0,458	-0,370

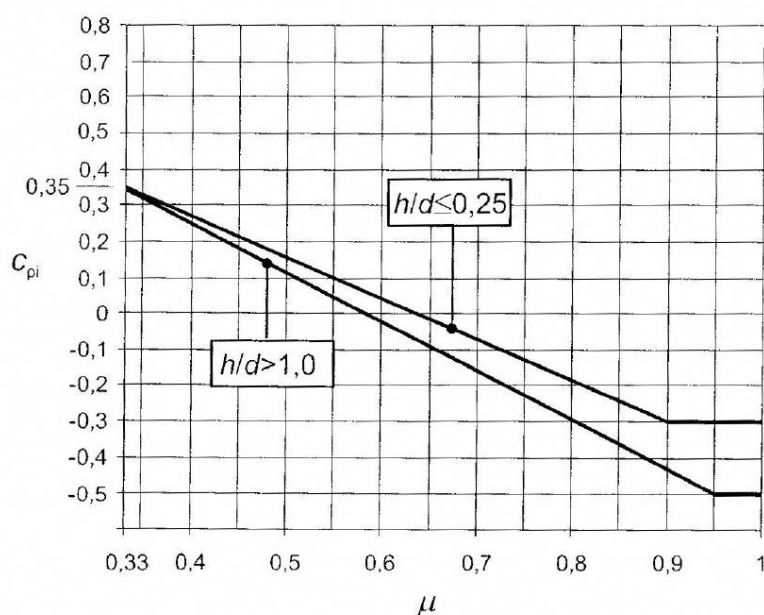
3.4.4 Tlak vetra na notranje ploskve

Tlak vetra na notranje ploskve izračunamo s pomočjo izraza:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}, \quad (3.15)$$

pri čemer so $q_p(z_i)$ največji tlak pri sunkih vetra, z_i je referenčna višina za notranji tlak, c_{pi} pa je koeficient notranjskega tlaka. Le ta je odvisen od velikosti in razporeditve odprtín po ovoju stavbe. Med

odprtine spadajo majhne odprtine, odprta okna, dimniki, prezračevalni jaški, rege pri oknih in vratih, preskrbovalnih jaških ter prepustnost ovoja. Pri mejnem stanju nosilnosti se okna in vrata obravnavajo kot zaprta. Ker je praktično nemogoče in nesmiselno določiti prepustnost ovoja, delež odprtin izberemo med priporočenimi vrednostmi, ki so v mejah med 0,01 in 0,1 % površine dela ovoja. Ker je na zahodni fasadi (A_3) lociranih veliko oken, za ta del fasade upoštevamo 0,1 % prepustnost, za ostale strani in streho pa 0,01 %. Predpostavimo, da so odprtine enakomerno razporejene po celotni površini ovoja. Ker obravnavana stavba nima prevladujoče strani, koeficient notranjega tlaka odčitamo iz slike 14, v odvisnosti od h/d in μ , pri čemer je h višina in d globina stavbe, μ pa delež odprtin.

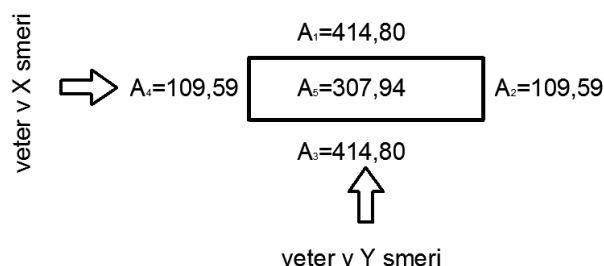


Slika 14: Koeficient notranjega tlaka (povzeto po SIST EN 1991-1-4:2005)

Delež odprtin za fasade in strehe določimo po spodnji enačbi.

$$\mu = \frac{\sum \text{površina odprtin na zavetrni in stranskih ploskvah, kjer je } c_{pe} \leq 0,0}{\sum \text{površina vseh odprtin}} \quad (3.16)$$

Obravnavamo dva ločena primera in sicer delovanje vetra v smeri osi X in Y. Površino posameznih delov ovoja stavbe prikažemo na sliki 15.

Slika 15: Površine stranskih ploskev in strehe v [m²]

3.4.4.1 Tlak vetra na notranje ploskve v smeri osi X

Vrednost koeficienta c_{pe} je za obravnavan primer na zavetrni strani in stranskih straneh vedno manjša ali enaka 0. Z upoštevanjem deleža odprtin na posameznih površinah ovoja stavbe sledi:

$$\mu_X = \frac{0,01\% \cdot 109,59 + 0,1\% \cdot 414,80 + 0,01\% \cdot 414,80}{0,01\% \cdot (414,80 + 109,59 \cdot 2 + 307,94) + 0,1\% \cdot 414,80} = 0,918.$$

Za razmerje $h/d = 12,15/34,14 = 0,356$ in $\mu_X = 0,918$ iz slike 14 s pomočjo linearne interpolacije odčitamo $c_{pi,X} = -0,32$. Tlak vetra na notranje ploskve pri delovanju vetra v smeri osi X torej znaša $w_{i,X} = -0,147 \text{ kN/m}^2$ (glej enačbo (3.15)).

3.4.4.2 Tlak vetra na notranje ploskve v smeri osi Y

Vrednost koeficienta c_{pe} je tudi v primeru delovanja vetra v smeri osi Y na zavetrni strani in stranskih straneh vedno manjša ali enaka 0. Upoštevamo, da je površina odprtin na zavetrni strani pri delovanju vetra v smeri osi Y odvisna od smeri vetra, zato ločeno obravnavamo vpliv vetra v pozitivni in negativni smeri osi Y.

- Delovanje vetra v pozitivni smeri osi Y:

$$\mu_{Y,\text{poz.}} = \frac{0,01\% \cdot 414,80 + 0,01\% \cdot 109,59 \cdot 2}{0,01\% \cdot (414,80 + 109,59 \cdot 2 + 307,94) + 0,1\% \cdot 414,80} = 0,125$$

Iz slike 14 za razmerje $h/d = 12,15/9,02 = 1,35$ in $\mu_{Y,\text{poz.}} = 0,125$ odčitamo $c_{pi,Y,\text{poz.}} = 0,35$. S pomočjo enačbe (3.15) izračunamo še tlak vetra na notranje ploskve pri delovanju vetra v pozitivni smeri osi Y. Ta znaša $w_{i,Y,\text{poz.}} = 0,160 \text{ kN/m}^2$.

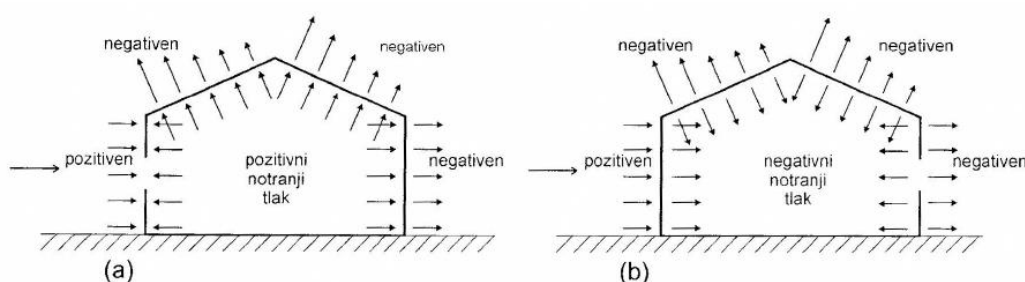
- Delovanje vetra v negativni smeri osi Y:

$$\mu_{Y,\text{neg.}} = \frac{0,1\% \cdot 414,80 + 0,01\% \cdot 109,59 \cdot 2}{0,01\% \cdot (414,80 + 109,59 \cdot 2 + 307,94) + 0,1\% \cdot 414,80} = 0,858$$

Z upoštevanjem $h/d = 12,15/9,02 = 1,35$ in $\mu_{Y,neg.} = 0,858$ odčitamo $c_{pi,Y,neg} = -0,38$. Tlak vetra na notranje ploskve pri delovanju vetra v negativni smeri osi Y znaša $w_{i,Y,neg.} = -0,174 \text{ kN/m}^2$.

3.4.5 Kombinacija zunanje in notranje tlaka

Notranji in zunanji tlak učinkujeta sočasno, zato moramo za določitev skupnega vpliva vetra na zunanji ovoj stavbe upoštevati neto tlak. Le-ta je razlika med tlakom na zunanjo in notranjo stranjo ploskve, upošteva je njun predznak. Tlak, usmerjen proti ploskvi, je pozitiven, srk, usmerjen stran od ploskve, pa negativen. Shematsko to prikazujemo na sliki 16.



Slika 16: Kombinacija tlaka in srka (SIST EN 1991-1-4:2005)

Določiti moramo najbolj neugodno kombinacijo zunanje in notranje pritiska, zato obravnavamo ločeno primer, ko veter deluje v smeri X, in primera, ko veter deluje v smeri Y.

3.4.5.1 Kombinacija zunanje in notranje tlaka v smeri osi X

V preglednici 19 prikažemo skupni vpliv zunanje tlaka oz. srka ter notranje srka na navpične stene zunanje ovoja stavbe. Upoštevamo vektorsko seštevanje. Pozitivna vrednost skupnega vpliva w ima enak učinek na steno zunanje ovoja stavbe kot pozitivna vrednost zunanje tlaka w_e (glej sliko 16b).

Preglednica 19: Skupni vpliv na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi X

Cona	$w_{i,X}$ [kN/m ²]	$w_{e,X}$ [kN/m ²]	w_X [kN/m ²]
A	-0,147	-0,550	-0,403
B	-0,147	-0,366	-0,219
C	-0,147	-0,229	-0,082
D	-0,147	+0,327	+0,474
E	-0,147	-0,150	-0,003

V preglednici 20 prikažemo skupni vpliv zunanjšega ter notranjšega srka na streho.

Preglednica 20: Skupni vpliv na streho pri delovanju vetra v smeri osi X

Cona	$w_{i,x}$ [kN/m ²]	$w_{e,x}$ [kN/m ²]	w_x [kN/m ²]
F _{up}	-0,147	-0,971	-0,824
F _{low}	-0,147	-0,946	-0,799
G	-0,147	-0,828	-0,681
H	-0,147	-0,281	-0,134
I	-0,147	-0,235	-0,088

3.4.5.2 Kombinacija zunanjšega in notranjšega tlaka v smeri osi Y

V preglednici 21 prikažemo skupni vpliv zunanjšega tlaka oz. srka ter notranjšega tlaka na navpične stene zunanjšega ovoja stavbe zaradi vpliva vetra v pozitivni smeri osi Y.

Preglednica 21: Skupni vpliv na navpične stene pri delovanju vetra v pozitivni smeri osi Y

Cona	$w_{i,Y,poz.}$ [kN/m ²]	$w_{e,Y}$ [kN/m ²]	$w_{Y,poz.}$ [kN/m ²]
A	+0,160	-0,550	-0,710
B	+0,160	-0,366	-0,526
D	+0,160	+0,366	+0,206
E	+0,160	-0,240	-0,400

V preglednici 22 prikažemo skupni vpliv zunanjšega tlaka oz. srka ter notranjšega srka na navpične stene zunanjšega ovoja stavbe v primeru delovanja vetra v negativni smeri osi Y.

Preglednica 22: Skupni vpliv na navpične stene pri delovanju vetra v negativni smeri osi Y

Cona	$w_{i,Y,neg}$ [kN/m ²]	$w_{e,Y}$ [kN/m ²]	$w_{Y,neg}$ [kN/m ²]
A	-0,174	-0,550	-0,376
B	-0,174	-0,366	-0,192
D	-0,174	+0,366	+0,540
E	-0,174	-0,240	-0,066

V preglednici 23 prikažemo še skupni vpliv zunanjšega srka ter notranjšega tlaka na streho zaradi vpliva vetra v pozitivni smeri osi Y.

Preglednica 23: Skupni vpliv na streho pri delovanju vetra v pozitivni smeri osi Y

Cona	$w_{i,Y,poz.}$ [kN/m ²]	$w_{e,Y}$ [kN/m ²]	$w_{Y,poz.}$ [kN/m ²]
F	+0,160	-1,060	-1,220
G	+0,160	-0,595	-0,755
H	+0,160	-0,370	-0,530

V preglednici 24 pa prikažemo še skupni vpliv zunanjšega ter notranjšega srka na streho, zaradi vpliva vetra v negativni smeri osi Y.

Preglednica 24: Skupni vpliv na streho pri delovanju vetra v negativni smeri osi Y

Cona	$w_{i,Y,neg.}$ [kN/m ²]	$w_{e,Y}$ [kN/m ²]	$w_{Y,neg.}$ [kN/m ²]
F	-0,174	-1,060	-0,886
G	-0,174	-0,595	-0,421
H	-0,174	-0,370	-0,196

3.4.6 Učinek trenja vetra

Učinek trenja vetra lahko skladno s SIST EN 1991-1-4:2005 zanemarimo, če je celotna površina vseh ploskev ovoja stavbe, ki so vzporedne s smerjo vetra, enaka ali manjša od štirikratnika vsote zunanjih površin ploskev, ki so pravokotne na smer vetra. Omenjeni pogoj preverimo ločeno za delovanje vetra v smeri osi X in Y.

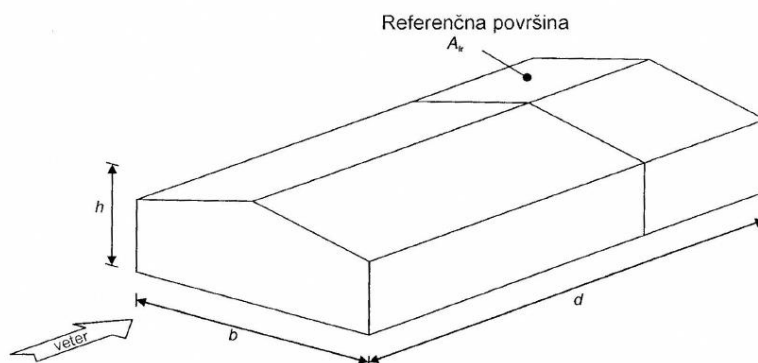
3.4.6.1 Učinek trenja vetra v smeri X

Ploskve vzporedne s smerjo vetra so A₁, A₃ in A₅ (glej sliko 15), pravokotni na smer vetra pa sta A₂ in A₄. Preverimo zgoraj omenjeni pogoj:

$$1137,54 = 2 \cdot 414,80 + 307,94 < 4 \cdot 2 \cdot 109,59 = 876,72.$$

Ugotovimo, da pogoj ni izpolnjen. Učinek trenja vetra v smeri osi X upoštevamo s silami, ki delujejo vzporedno s smerjo vetra, na površinah, ki so za razdaljo, manjšo od $2 \cdot b$ ali $4 \cdot h$ oddaljene od privetnega roba ali vogala. Koeficient trenja c_{tr} za hrapave površine je enak vrednosti 0,02 po

Preglednici 7.10 iz SIST EN 1991-1-4:2005, referenčno površino A_{tr} pa prikažemo na sliki 17. Pri tem upoštevamo $2 \cdot b = 18,04$ m in $4 \cdot h = 48,60$ m.



Slika 17: Referenčna površina pri trenju (povzeto po SIST EN 1991-1-4:2005)

Referenčni površini sta: $A_{tr,streha}=(34,14-18,04) \cdot 9,02 = 145,22$ m² in $A_{tr,stena}=(34,14-18,04) \cdot 12,15 = 195,62$ m² za vsako stransko ploskev. S pomočjo (3.17) izračunamo silo trenja in rezultate prikažemo v preglednici 24.

$$F_{tr} = c_{tr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{tr} \quad (3.17)$$

Preglednica 25: Sila trenja vetra na zunanji ovoj stavbe pri delovanju vetra v smeri osi X

Cona	c_{tr}	q_p [kN/m ²]	A_{tr} [m ²]	F_{tr} [kN]
streha	0,02	0,458	145,22	1,33
stena	0,02	0,458	195,62	1,79

3.4.6.2 Učinek trenja vetra v smeri osi Y

Ploskve vzporedne s smerjo vetra so A_2 , A_4 in A_5 , pravokotni na smer vetra pa sta A_1 in A_3 (glej sliko 15). Preverimo pogoj razmerja površin in ugotovimo, da lahko vpliv trenja pri delovanju vetra v smeri osi Y zanemarimo:

$$527,12 = 2 \cdot 109,59 + 307,94 < 4 \cdot 2 \cdot 414,80 = 3318,4.$$

3.4.7 Sile vetra

Sile vetra na stavbo izračunamo iz tlakov vetra na ploskve, pri čemer uporabimo vektorsko seštevanje sil $F_{w,e}$, $F_{w,i}$ in F_{tr} . Pri tem je $F_{w,e}$ sila vetra zaradi zunanjega tlaka, izračunana z enačbo (3.18), $F_{w,i}$ je sila vetra zaradi notranjega tlaka oziroma srka, ki jo izračunamo z enačbo (3.19), F_{tr} pa je sila trenja. Izračun sile trenja je prikazan v poglavju 3.4.6, rezultati pa so predstavljeni v preglednici 25.

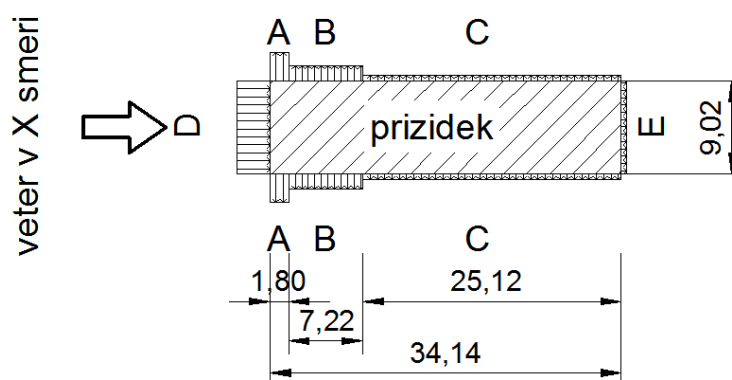
$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum_{\text{surfaces}} w_e \cdot A_{\text{ref}} \quad (3.18)$$

$$F_{w,i} = \sum_{\text{surfaces}} w_i \cdot A_{\text{ref}} \quad (3.19)$$

Pri tem je A_{ref} referenčna površina posamezne ploskve, w_e je zunanji tlak, w_i pa notranji tlak na posamezno ploskev. Ker je višina obravnavane stavbe manjša od 15 m, za vrednost konstrukcijskega faktorja $c_s c_d$, s katerim upoštevamo vpliv nesočasnega pojavljanja največjih tlakov pri sunkih vetra na ploskve (c_s) in nihanj konstrukcij zaradi turbulence (c_d), upoštevamo 1,0. Glede na tlorisno pravilnost stavbe sta referenčni površini, na kateri učinkujeta notranji oziroma zunanji tlak, enaki, zato lahko pri vrednosti konstrukcijskega faktorja $c_s c_d = 1,0$ skupno silo vetra F_w izračunamo iz skupnega tlaka na ploskve. Sile vetra za potrebe primerjave izračunamo po posameznih etažah.

3.4.7.1 Sile vetra zaradi delovanja vetra v smeri osi X

Na sliki 18 prikažemo skupni vpliv zunanjega ter notranjega tlaka oz. srka na ploskve zunanjega ovoja stavbe. Z upoštevanjem etažne višine obtežbo vetra določimo kot linijsko obtežbo na rob plošče. Ker se etažna višina ter razpored tlakov oz. srkov bistveno ne spreminjata, prikažemo skico zgolj za zgornjo etažo. Iz slike 18 je lepo razvidno, da se srki v conah A, B in C med seboj odštejejo, saj so po velikosti in razporeditvi enaki, po smeri pa ravno nasprotni. To poenostavitev si lahko privoščimo, saj je plošča dovolj toga v svoji ravnini. Upoštevamo tudi trenje vetra na strehi in stenah vzporednih s smerjo vetra. Za boljši prikaz in lažje razumevanje je na sliki 18 vpliv vetra na cono E prikazan nesorazmerno.



Slika 18: Sile vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi X

V preglednici 26 prikažemo izračun rezultante sil vetra, pri čemer je w_x skupni tlak oz. srk na navpično steno, $F_{\text{tr.stena}}$ sila trenja na steno vzporedno s smerjo vetra, F_x pa rezultanta sil vetra v vodoravni smeri X zaradi delovanja vetra v smeri osi X.

Preglednica 26: Skupni vpliv vetra na navpične stene pri delovanju vetra v smeri osi X

Etaža	Višina etaže	Cona	w_x [kN/m ²]	Linijska obtežba na rob plošče [kN/m]	Dolžina območja [m]	F [kN]	F_x [kN]	$F_{tr, stena}$ [kN]	F_x [kN]
3	3,40	D	+0,474	+1,612	9,02	+14,537	14,63	1,79	46,41
		E	-0,003	-0,010	9,02	-0,092			
2	3,45	D	+0,474	+1,635	9,02	+14,750	14,84		
		E	-0,003	-0,010	9,02	-0,093			
1	3,52	D	+0,474	+1,668	9,02	+15,050	15,15		
		E	-0,003	-0,011	9,02	-0,095			

V spodnji preglednici prikažemo še rezultate izračuna rezultante sil vetra, pri čemer je w_x skupni srk na streho, $F_{tr, streha}$ sila trenja na streho, F_x rezultanta sil vetra v globalni smeri X, F_z pa rezultanta v navpični smeri Z, zaradi delovanja vetra v smeri X.

Preglednica 27: Skupni vpliv vetra na streho pri delovanju vetra v smeri osi X

Cona	w_x [kN/m ²]	Dolžina območja [m]	Širina območja [m]	F [kN]	$F_{tr, streha}$ [kN]	F_x [kN]	F_z [kN]
F_{up}	-0,824	0,90	2,26	-1,68	1,33	1,33	-34,32
F_{low}	-0,799	0,90	2,26	-1,63			
G	-0,681	0,90	4,51	-2,76			
H	-0,134	4,51	9,02	-5,45			
I	-0,088	28,73	9,02	-22,81			

3.4.7.2 Sile vetra zaradi delovanja vetra v pozitivni smeri Y

Preglednica 28: Skupni vpliv vetra na navpične stene pri delovanju vetra v pozitivni smeri osi Y

Etaža	Višina etaže	Cona	$w_{Y, poz.}$ [kN/m ²]	Linijska obtežba na rob plošče [kN/m]	Dolžina območja [m]	F_Y [kN]	F_Y [kN]	F_Y [kN]
3	3,40	D	+0,206	+0,700	34,14	+23,912	70,34	214,54
		E	-0,400	-1,360	34,14	-46,430		
2	3,45	D	+0,206	+0,711	34,14	+24,263	71,38	
		E	-0,400	-1,380	34,14	-47,113		
1	3,52	D	+0,206	+0,725	34,14	+24,756	72,82	
		E	-0,400	-1,408	34,14	-48,069		

Preglednica 29: Skupni vpliv vetra na streho pri delovanju vetra v pozitivni smeri osi Y

Cona	$w_{Y,poz.}$ [kN/m ²]	Dolžina območja [m]	Širina območja [m]	F_Y [kN]	F_Y [kN]
F	-1,220	6,08	2,43	-18,03	-188,75
G	-0,755	28,06	2,43	-51,48	
H	-0,530	34,14	6,59	-119,24	

3.4.7.3 Sile vetra zaradi delovanja vetra v negativni smeri Y

Preglednica 30: Skupni vpliv vetra na navpične stene pri delovanju vetra v negativni smeri osi Y

Etaža	Višina etaže	Cona	$w_{Y,neg.}$ [kN/m ²]	Linjska obtežba na rob plošče [kN/m]	Dolžina območja [m]	F_Y [kN]	F_Y [kN]	F_Y [kN]
3	3,40	D	+0,540	1,836	34,14	62,681	70,34	214,54
		E	-0,066	-0,224	34,14	-7,661		
2	3,45	D	+0,540	1,863	34,14	63,603	71,38	
		E	-0,066	-0,228	34,14	-7,774		
1	3,52	D	+0,540	1,901	34,14	64,893	72,82	
		E	-0,066	-0,232	34,14	-7,931		

Preglednica 31: Skupni vpliv vetra na streho pri delovanju vetra v negativni smeri osi Y

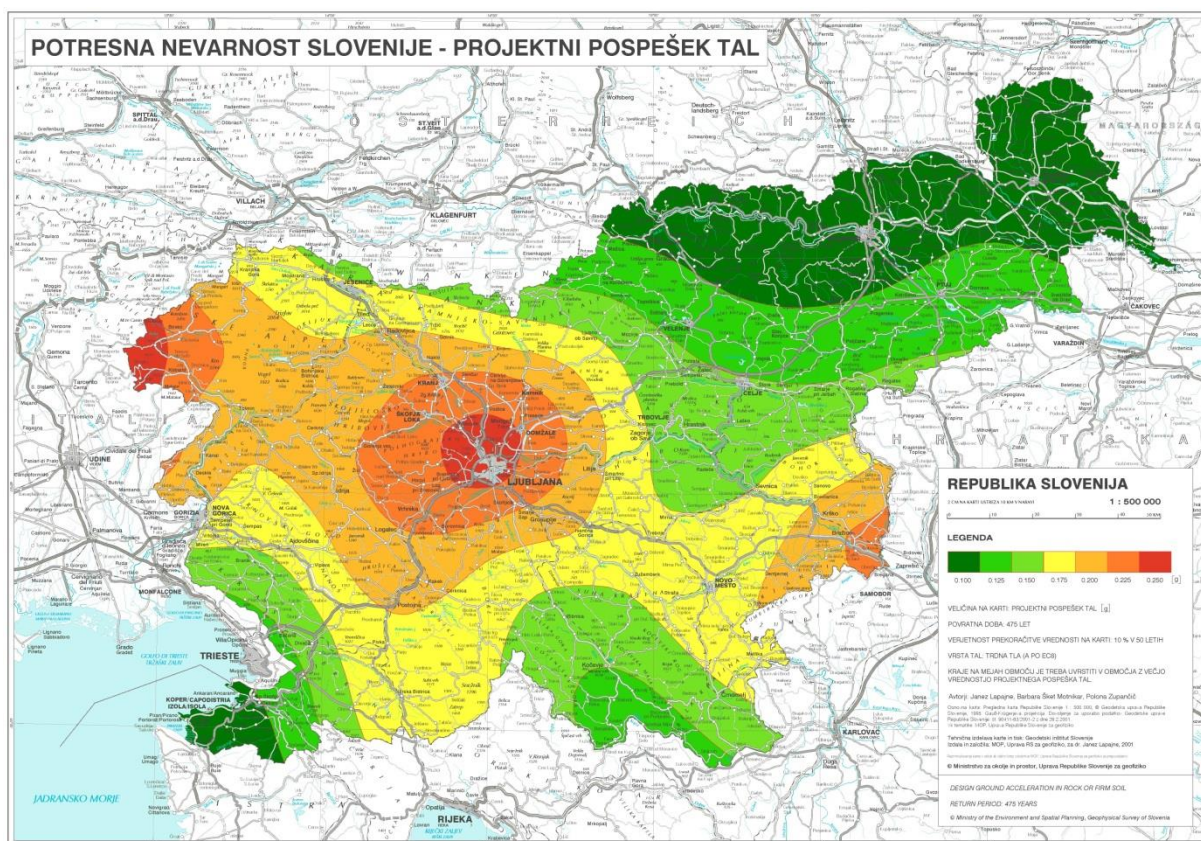
Cona	$w_{Y,neg.}$ [kN/m ²]	Dolžina območja [m]	Širina območja [m]	F_Y [kN]	F_Y [kN]
F	-0,886	6,08	2,43	-13,09	-85,89
G	-0,421	28,06	2,43	-28,71	
H	-0,196	34,14	6,59	-44,10	

S primerjavo vrednosti v preglednicah 28 in 30 ugotovimo, da je vektorski seštevek sil zaradi vpliva vetra v smeri osi Y enak za pozitivno in negativno smer. Vpliv vetra v conah A in B lahko tudi v tem primeru zanemarimo. S primerjavo vrednosti v preglednicah 29 in 31 pa je razvidno, da je učinek vetra na strehi bolj neugoden za primer vetra v negativni smeri osi Y, saj povzroča bistveno večje srke kot vpliv vetra v pozitivni smeri osi Y. Le ti zagotovo niso večji od vpliva lastne teže, je pa nujna ustrezna pritrditev strešne konstrukcije.

3.5 Potresni vpliv

Obravnavana stavba se nahaja na potresno aktivnem območju, zato moramo to upoštevati v analizi. V primeru potresa moramo zaščititi človeška življenja, omejiti škodo in zagotoviti, da ostanejo

konstrukcije, pomembne za civilno zaščito, uporabne (glej SIST EN-1998-1:2005). Potres je v večini primerov največja obremenitev, ki konstrukcijo lahko prizadene, je pa verjetnost nastopa zelo majhna. Projektanti bi načeloma lahko tudi za primer potresa skonstruirali stavbo, ki bi potres prenesla brez poškodb, vendar pa je le-to zaradi ekonomičnosti nesmiselno. Standard tako zahteva, da sta, z ustrežno stopnjo zanesljivosti, izpolnjeni zahteva po neporušnosti in zahteva po omejitvi poškodb. Prvi zahtevi ugodimo tako, da v Sloveniji projektiramo običajne objekte na potres, za katerega obstaja 10 % verjetnost, da bo dosežen ali prekoračen v obdobju 50 let. Ali povedano drugače, povratna doba projektne potresa je 475 let, pri čemer konstrukcija ne sme izgubiti lokalne ali globalne nosilnosti. Da ne pride do prevelikih poškodb in omejitve uporabe in s tem prekomernih stroškov glede na ceno samega objekta, upoštevamo potres s povratno dobo 95 let oz. obstaja 10 % verjetnost prekoračitve v 10 letih. Pri potresu konstrukcija ni neposredno obremenjena kot pri ostalih vplivih, pač pa preko gibanja tal. Referenčni največji pospešek na tleh tipa A, a_{gR} , prikazemo na sliki 19.



Slika 19: Karta potresne nevarnosti (vir: ARSO)

Za povratne dobe, ki se razlikujejo od referenčne, projektni pospešek a_g na tleh tipa A izračunamo s pomočjo enačbe (3.20), pri čemer je faktor pomembnosti γ_1 za kategorijo pomembnosti II (običajne stavbe, ki ne sodijo v druge kategorije) enak 1,0.

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_1 \quad (3.20)$$

Obravnavan objekt je lociran v Idriji, kjer je referenčni največji pospešek na tleh tipa A, odčitano iz slike 19, enak $a_{gR} = 0,200 g$. Projektni pospešek tako znaša:

$$a_g = 0,200 g \cdot 1,0 = 0,200 g.$$

3.5.1 Identifikacija tipa tal

Vpliv značilnosti lokalnih tal na potresne vplive zajamemo s tipom tal. Po SIST EN-1998-1:2005 ločimo tipe tal A, B, C, D in E, ki so opisani s stratigrafskimi profili in parametri. Tla, na katerih stoji obravnavana stavba, uvrstimo v tip tal B. Sem spada zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti z globino postopoma naraščajo.

3.5.2 Masa konstrukcije

Skladno z določili iz standarda SIST EN 1998-1:2005 moramo pri določanju projektnega potresnega vpliva upoštevati vse mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v kombinaciji vplivov kot določa naslednja enačba:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}. \quad (3.21)$$

Pri tem je $\psi_{E,i}$ koeficient za kombinacijo i -tega spremenljivega vpliva, s katerim upoštevamo verjetnost, da med potresom ni prisotna obtežba $Q_{k,i}$ po celotni konstrukciji, in ga izračunamo z enačbo:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}, \quad (3.22)$$

pri čemer je φ odvisen od vrste spremenljivega vpliva in zasedenosti etaž, $\psi_{2,i}$ pa koeficient za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva. Vrednosti obeh koeficientov prikažemo v preglednicah 32 in 33.

Preglednica 32: Vrednosti koeficienta φ (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 zasedene neodvisno	0,5
kategorije D-F in arhivi		1,0

Preglednica 33: Priporočene vrednosti faktorja ψ_2 za stavbe (SIST EN 1990:2004, dodatek A)

Kategorija	Opis kategorije	ψ_2
A	bivalni prostori	0,3
B	pisarne	0,3
C	stavbe, kjer se zbirajo ljudje	0,6
D	trgovine	0,6
E	skladišča	0,8
F	prometne površine: vozilo s težo $\leq 30\text{kN}$	0,6
G	prometne površine: $30\text{kN} < \text{teža vozila} \leq 160\text{kN}$	0,3
H	strehe	0

Za streho torej izberemo vrednosti $\varphi = 1,0$ in $\psi_2 = 0$, za prvo in drugo nadstropje pa $\varphi = 0,5$ in $\psi_2 = 0,3$.

V nadaljevanju prikažemo »pešč« postopek izračuna mase m_1 v prvem nadstropju na koti 3,65 m. Račun služi za preizkus pravilnega določevanja geometrije in obtežbe računskega modela nosilne konstrukcije stavbe. Velikosti mas posameznih etaž prikažemo v preglednici 34.

- Stalna obtežba G_1 :

- Medetažna plošča:

$$G_1 = g_{\text{pisarne}} \cdot A_{\text{pisarne}} + g_{\text{sanitarije}} \cdot A_{\text{sanitarije}} + g_{\text{stopnice}} \cdot A_{\text{stopnice}} + g_{\text{podest}} \cdot A_{\text{podest}} =$$

$$= 4,64 \cdot 226,87 + 4,90 \cdot 25,13 + 7,04 \cdot 8,91 + 6,00 \cdot 18,81 = 1351,40 \text{ kN}$$

- Prečke v prečni smeri:

$$G_2 = g_{\text{pp}} \cdot l \cdot 10_{\text{KOS}}$$

$$= 5 \cdot 8,4 \cdot 10 = 420 \text{ kN}$$

- Prečke v vzdolžni smeri:

$$G_3 = g_{\text{pv}} \cdot (l_1 \cdot 16_{\text{KOS}} + l_2 \cdot 2_{\text{KOS}}) = 4 \cdot (3,75 \cdot 16 + 3,5 \cdot 2) = 268 \text{ kN}$$

- Stebri:

$$G_4 = g_s \cdot (h_{\text{sp}} + h_{\text{zg}})/2 \cdot 20_{\text{KOM}} = 5 \cdot (3,78 + 3,45)/2 \cdot 20_{\text{KOM}} = 361,5 \text{ kN}$$

- Stene v zgornjem nadstropju:

$$G_5 = g_{\text{zunanja}} \cdot (h_{\text{zg}} \cdot l \cdot 8_{\text{KOM}} + h_{\text{zg}} \cdot l + h_{\text{zg}} \cdot l \cdot 2_{\text{KOM}} + h_{\text{parapet}} \cdot l \cdot 8_{\text{KOM}}) +$$

$$g_{\text{notranja}} \cdot h_{\text{zg}} \cdot l + g_{\text{predelna}} \cdot h_{\text{zg}} \cdot l =$$

$$= 5,27 \cdot (3,05 \cdot 3,35 \cdot 8 + 3,05 \cdot 2,9 + 2,95 \cdot 8,0 \cdot 2 + 1,2 \cdot 3,35 \cdot 8) + 3,37 \cdot 2,95 \cdot (6,5$$

$$\cdot 3 + 2,4 + 2,6) + 1,66 \cdot 2,95 \cdot (1,55 \cdot 4 + 2,3 + 2,5) = 1191,22 \text{ kN}$$

$$\text{SKUPAJ: } G_1 = \sum_{i=1}^5 G_i = 3592,12 \text{ kN}$$

- Spremenljiva obtežba:

- Koristna obtežba:

$$Q_1 = q_{\text{pisarne}} \cdot A_{\text{pisarne}} + q_{\text{sanitarije}} \cdot A_{\text{sanitarije}} + q_{\text{stopnice}} \cdot (A_{\text{stopnice}} + A_{\text{podest}}) = \\ = 3 \cdot 226,87 + 3 \cdot 25,13 + 3 \cdot (8,91 + 18,81) = 839,16 \text{ kN}$$

- Predelne stene:

$$Q_2 = q_{\text{predelne}} \cdot A = 0,8 \cdot 252,00 = 201,6 \text{ kN}$$

$$\text{SKUPAJ: } Q_I = \sum_{i=1}^2 Q_i = 1040,76 \text{ kN}$$

Masa zaradi stalne in koristne obtežbe torej znaša

$$m_I = \frac{G_I + \varphi_1 \cdot \psi_{2,1} \cdot Q_I}{g} = \frac{3592,12 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 1040,76}{9,81} = 382,08 \text{ t.}$$

Preglednica 34: Mase etaže, izračunane s »peš« postopkom

Etaža	Masa etaže [t]
3	304,48
2	353,95
1	382,08

3.5.3 Vrsta konstrukcije in faktor obnašanja q

Obravnavano stavbo uvrstimo med okvirne sisteme, v skladu s členom 5.2.2.1 iz SIST EN 1998-1:2005, pri čemer mora konstrukcija imeti minimalno torzijsko togost, ki v obeh vodoravnih smereh izpolnjuje pogoj, določenem z izrazom (6.8). Po členu 5.2.2.1(5) upoštevamo, da je zgornja zahteva izpolnjena, saj ima obravnavana okvirna stavba navpične elemente dobro razporejene po tlorisu. Minimalno torzijsko togost nosilne konstrukcije obravnavane stavbe dokažemo v nadaljevanju v poglavju 6.2.3.

Pri projektiranju se izognemo eksplicitni nelinearni analizi in sicer tako, da izvedemo linearno analizo ter uporabimo projektni spekter pospeškov. Zmanjšanje izvedemo z uvedbo faktorja q , pri čemer mora obravnavana stavba zagotoviti ustrezno sipanje energije bodisi z duktilnim obnašanjem njenih elementov bodisi z drugimi mehanizmi.

Standard deli potresno odporne stavbe v tri razrede duktilnosti in sicer, razred z nizko stopnjo duktilnosti (DCL), uporablja se priporoča zgolj na območjih s šibkimi potresi, razred s srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) in razred z visoko stopnjo duktilnosti (DCH). DCL se v Sloveniji zaradi močnega potresnega delovanja ne uporablja. Pri projektiranju stavbe na visoko stopnjo duktilnosti se potresne

sile najbolj zmanjšajo, zato pa moramo zadostiti specifičnim določilom za vse konstrukcijske elemente. Nosilno konstrukcijo obravnavanega objekta projektiramo na srednji razred duktilnosti, t.j. DCM.

Faktor obnašanja q je približek k razmerju med potresnimi silami, ki bi delovale na konstrukcijo s 5 % viskoznega dušenja, če bi se konstrukcija obnašala povsem elastično, in najmanjšimi potresnimi silami, ki jih lahko uporabimo pri projektiranju ob uporabi običajnega elastičnega modela, a vendarle še zagotovijo zadovoljivo obnašanje konstrukcije. Vrednost faktorja q je lahko različna za vsako smer in jo izračunamo po enačbi (3.23), pri čemer je q_0 osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od vrste konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini, k_w pa je faktor, s katerim upoštevamo prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami. Za okvirne sisteme je faktor k_w enak 1,0.

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (3.23)$$

Osnovno vrednost faktorja obnašanja za konstrukcije, ki so pravilne po višini, podajamo v preglednici 35. Za konstrukcije, ki niso pravilne po višini, moramo vrednost q_0 zmanjšati za 20 %. Zadostitev pogojem pravilnosti za obravnavano stavbo preverimo v poglavju 5.2.3.

Preglednica 35: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja q_0 za sisteme, ki so pravilni po višini

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

V preglednici 35 je α_1 faktor, s katerim pomnožimo vodoravni potresni projektni vpliv (medtem ko ostale projektne vplive ne spreminjamo) tako, da v prvem elementu konstrukcije dosežemo upogibno odpornost (upogibni plastični členek), α_u pa je faktor, s katerim pomnožimo vodoravni potresni projektni vpliv (medtem ko ostale projektne vplive ne spreminjamo) tako, da nastanejo plastični členki v zadostnem številu prereзов za nastop globalne nestabilnosti konstrukcije (plastičnega mehanizma). Faktor α_u določimo z nelinearno-statično (pushover) globalno analizo.

Glede na to, da je vrednost faktorja obnašanja konstrukcije odvisna tudi od pravilnosti konstrukcije, izračun le tega prikažemo v nadaljevanju, saj nekatere pogoje tlorisne pravilnosti lahko preverimo le s pomočjo računskega modela nosilne konstrukcije stavbe.

4 PROJEKTIRANJE PO METODI MEJNIH STANJ

Po SIST EN 1990:2004 moramo konstrukcijo projektirati tako, da bodo v predvideni življenjski dobi s primerno zanesljivostjo in ob primernih stroških prenašala vse vplive in služila svojemu namenu ter da bo konstrukcijsko odporna, uporabna in trajna. Nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe projektiramo po metodi mejnih stanj in sicer ločimo med mejnimi stanji nosilnosti (MSN) in mejnimi stanji uporabnosti (MSU). Mejna stanja so vezana na projektna stanja med katerimi poznamo:

- trajna projektna stanja, pri katerih upoštevamo pogoje normalne uporabe,
- začasna projektna stanja, pri katerih upoštevamo začasne pogoje (npr. pri gradnji),
- nezgodna projektna stanja, pri katerih upoštevamo izjemne pogoje (npr. požar, eksplozija, trčenje vozila),
- potresna projektna stanja, pri katerih upoštevamo pogoje med potresom.

4.1 Mejna stanja nosilnosti (MSN)

Mejna stanja nosilnosti se nanašajo na varnost ljudi in varnost konstrukcije. Preverjamo izgubo ravnotežja, odpoved zaradi prevelikih premikov, nestabilnost konstrukcije, odpoved zaradi utrujanja in druge. Pri tem moramo zadostiti naslednjemu pogoju:

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

pri čemer je E_d projektna vrednost učinkov vplivov, kot so notranje sile, momenti ali vektor, ki predstavlja notranje sile ali momente, R_d pa je projektna vrednost pripadajoče odpornosti.

4.1.1 Stalna in začasna projektna stanja

Kombinacijo vplivov za stalna in začasna projektna zapišemo z izrazom (glej člen 6.4.3.2.(3) iz SIST EN 1990:2004):

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

pri čemer "+" pomeni »kombinirano z«, Σ pomeni »kombiniran učinek«, $\gamma_{G,j}$ je delni faktor za j -ti stalni vpliv, $G_{k,j}$ je karakteristična vrednost j -tega stalnega vpliva, $\gamma_{Q,1}$ je delni faktor za prevladujoči spremenljivi vpliv, $Q_{k,1}$ je karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva, $\gamma_{Q,i}$ je delni faktor za i -ti spremljajoči spremenljivi vpliv, $Q_{k,i}$ je karakteristična vrednost i -tega spremljajočega

spremenljivega vpliv, $\Psi_{0,i}$ pa je faktor za kombinacijsko vrednost i -tega spremenljivega vpliva. Vrednosti faktorja prikazujemo v preglednici 36.

Preglednica 36: Vrednosti faktorja Ψ_0 (SIST EN 1990:2004, dodatek A)

Vpliv	ψ_0
Koristna obtežba: pisarne	0,7
Koristna obtežba: streha	0,0
Obtežba snega pod 1000 m	0,5
Obtežba vetra	0,6

V preglednici 37 prikažemo še vrednosti delnih faktorjev glede na ugodno oziroma neugodno delovanje vpliva.

Preglednica 37: Vrednosti delnih faktorjev glede na način delovanja

	Ugoden vpliv	Neugoden vpliv
Delni faktor za stalni vpliv: γ_G	1,00	1,35
Delni faktor za spremenljiv vpliv: γ_Q	0,00	1,50

Vpeljemo še delna varnostna faktorja za material v mejnem stanjem nosilnosti, pri čemer je γ_c delni varnostni faktor za beton, γ_s pa delni varnostni faktor za armaturo. V skladu s Preglednico 2.1N iz SIST EN 1992-1-1:2005 znašata vrednosti delnih varnostnih faktorjev za stalna in začasna projektna stanja 1,5 za beton in 1,15 za armaturo.

Skladno s členom 3.1.6. iz SIST EN 1992-1-1:2005 vrednost projektne tlačne trdnosti betona določimo s pomočjo enačbe (4.3).

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4.3)$$

V enačbi (4.3) je α_{cc} koeficient, s katerim upoštevamo dolgotrajne učinke obtežbe in neugodne učinke načina nanosa obtežbe na tlačno trdnost betona. Skladno z nacionalnim dodatkom je vrednost koeficienta enaka 1,0. γ_c je delni varnostni faktor za beton. Vrednost projektne natezne trdnosti določimo s spodnjo enačbo:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}, \quad (4.4)$$

pri čemer je α_{ctd} koeficient, s katerim upoštevamo učinke trajanja in neugodne učinke načina nanosa obtežbe na natezno trdnost in znaša 1,0 (skladno z nacionalnim dodatkom). Projektno vrednost meje elastičnosti armature izračunamo s spodnjo enačbo.

$$f_{\text{yd}} = \frac{f_{\text{yk}}}{\gamma_s} \quad (4.5)$$

4.1.2 Potresna projektna stanja

Kombinacija vplivov za potresna projektna stanja določimo skladno s členom 6.4.3.4(2) iz SIST EN 1990:2004 in sicer z enačbo:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{\text{Ed}} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.6)$$

V enačbi (4.6) je $\Psi_{2,i}$ faktor za navidezno stalno vrednost i -tega spremenljivega vpliva, A_{Ed} pa je projektna vrednost potresnega vpliva. Vrednosti faktorja Ψ_2 v odvisnosti od spremenljivega vpliva za obravnavano stavbo prikažemo v preglednici 38.

Preglednica 38: Vrednosti faktorja Ψ_2 (SIST EN 1990:2004, dodatek A)

Vpliv	ψ_2
Koristna obtežba: pisarne	0,3
Koristna obtežba: streha	0,0
Obtežba snega pod 1000 m	0,0
Obtežba vetra	0,0

Pri potresnem vplivu upoštevamo, da vodoravni komponenti potresnega vpliva delujeta sočasno v dveh pravokotnih smereh in sta medsebojno neodvisni. Skladno s členom 4.3.3.5.1(3) iz SIST EN 1998-1:2004 učinek potresnega vpliva izračunamo s kombinacijama (4.7), pri čemer je potrebno upoštevati obe.

$$\begin{aligned} E_{\text{EdX}} + 0,30 \cdot E_{\text{EdY}} \\ 0,30 \cdot E_{\text{EdX}} + E_{\text{EdY}} \end{aligned} \quad (4.7)$$

V enačbi (4.7) "+" pomeni »kombinirano z«, E_{EdX} je učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva vzdolž izbrane vodoravne smeri X konstrukcije, E_{EdY} pa učinek potresnega vpliva zaradi delovanja istega potresnega vpliva vzdolž pravokotne vodoravne smeri Y konstrukcije.

4.2 Mejna stanja uporabnosti (MSU)

Mejna stanja uporabnosti se nanašajo na delovanje konstrukcije ali konstrukcijskega elementa, udobje ljudi in videz gradbenega elementa. Preverjamo deformacije in premike, nihanja in poškodbe. Zadostiti moramo pogoju:

$$E_d \leq C_d, \quad (4.8)$$

pri čemer je E_d projektna vrednost učinkov vplivov, navedena v kriteriju uporabnosti in določena na podlagi ustrezne kombinacije, C_d pa je mejna projektna vrednost ustreznega kriterija uporabnosti. Kombinacije vplivov, ki jih uporabljamo v mejnih stanjih uporabnosti, so po členu 6.5.3 iz SIST EN 1990:2004 sledeča:

- karakteristična kombinacija:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (4.9)$$

- pogosta kombinacija:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (4.10)$$

- navidezno stalna kombinacija:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (4.11)$$

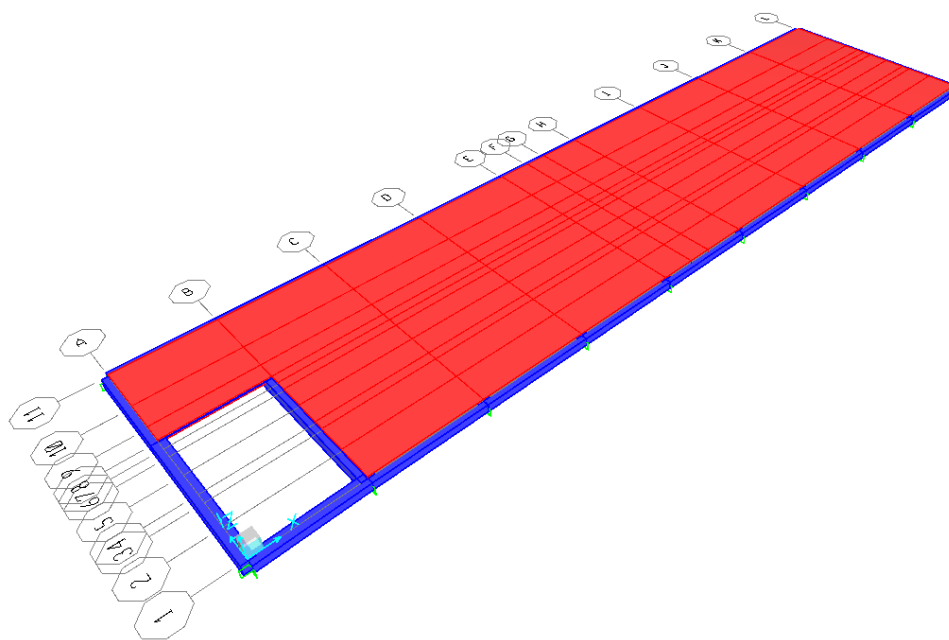
5 PROJEKTIRANJE TIPIČNE MEDETAŽNE KONSTRUKCIJE

5.1 Splošno

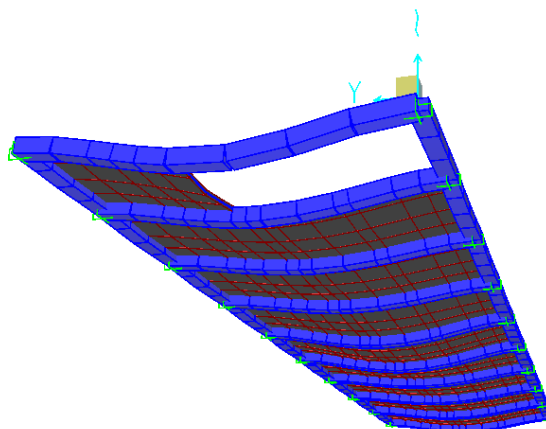
V tem poglavju predstavimo analizo medetažne konstrukcije nad pritličjem. Iz projektne dokumentacije odčitamo debelino armiranobetonske polne plošče, ki je 14 cm, in način podpiranja. Plošča je podprta le z gredami v vzdolžni in prečni smeri. Predelne stene plošče ne podpirajo, pač pa predstavljajo balast. Poleg lastne teže na ploščo učinkujeta tudi stalna ter koristna obtežba. Armiranobetonska plošča je v svoji ravnini zelo toga ter lahko prenaša velike obremenitve, horizontalni vpliv vetra in potresa zanemarimo. Vpliv snega pa učinkuje le na strešno ploščo.

5.2 Idealiziran računski model konstrukcije

Idealiziran računski model za analizo horizontalnih nosilnih elementov, to je plošč, izdelamo v programu SAP 2000 (Computers and Structures, Inc., 2011). Kot že rečeno v uvodu analiziramo tipično, t.j. prvo, medetažno konstrukcijo. Plošča je debeline 14 cm in je v vzdolžni in prečni smeri podprta z nosilci. Dimenzije le-teh so v prečni smeri 50/40 cm, v vzdolžni smeri pa 40/40 cm. Na mestih stebrov upoštevamo togo vpetje plošče. Povezavo med ploščo in nosilci lahko modeliramo na različne načine (Robach G. A., 2004). V okviru predstavljene analize predpostavimo togo povezavo med ploščo in nosilci. To izvedemo tako, da za *insertion point* nosilca v programu SAP izberemo točko na sredini zgornjega roba, nato pa nosilec za polovico debeline plošče premaknemo v globalni Z smeri, t.j. v navpični smeri. Nosilce modeliramo kot linijske elemente, plošče pa z uporabo ploskovnih končnih elementov tipa *shell thin*. Tako v plošči dobimo poleg upogibnih obremenitev tudi osne sile in sicer na mestih, kjer je podprta z nosilci. Pri konstruiranju mreže končnih elementov za ploščo moramo paziti, da vozlišča plošč sovpadajo z vozlišči linijskih elementov. Na sliki 20 prikažemo idealiziran računski model medetažne plošče, na sliki 21 pa prikažemo deformirano lego plošče in nosilcev, ki podpirajo ploščo.



Slika 20: Prikaz idealiziranega računskega modela medetažne plošče (SAP 2000, Computers and Structures, Inc., 2011)



Slika 21: Prikaz deformirane oblike idealiziranega računskega modela medetažne plošče (SAP 2000, Computers and Structures, Inc., 2011)

5.3 Projektiranje na mejna stanja nosilnosti (MSN)

5.3.1 Kombinacije vplivov

Zaradi velike togosti plošče v svoji ravnini, horizontalna obtežba ne povzroča pomembnih obremenitev v plošči. Zato v analizi upoštevamo samo obtežbo, ki učinkuje pravokotno na ravnino plošče. V skladu s členom 6.2.1(1)P v SIST EN 1991-1-1:2004 moramo koristno obtežbo upoštevati kot pomični vpliv, ki je razporejen na najneugodnejših delih vplivne površine glede na obravnavani

učinek vpliva. Na sliki 22 prikazujemo razporeditev vplivov, ki učinkujejo na obravnavano medetažno ploščo.



Slika 22: Razporeditev stalne in koristne obtežbe

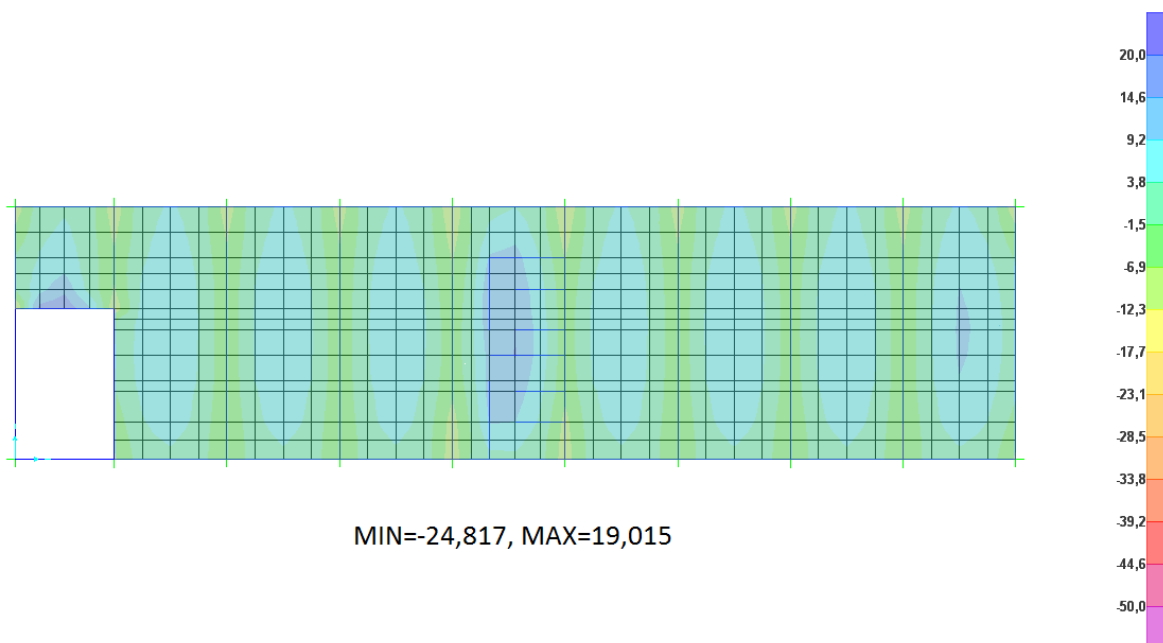
Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja tvorimo skladno z enačbo (4.2) ob sočasnem upoštevanju preglednic 36 in 37. Kombinacije prikazujemo v preglednici 39.

Preglednica 39: Obtežne kombinacije za medetažno konstrukcijo za mejna stanja nosilnosti (MSN)

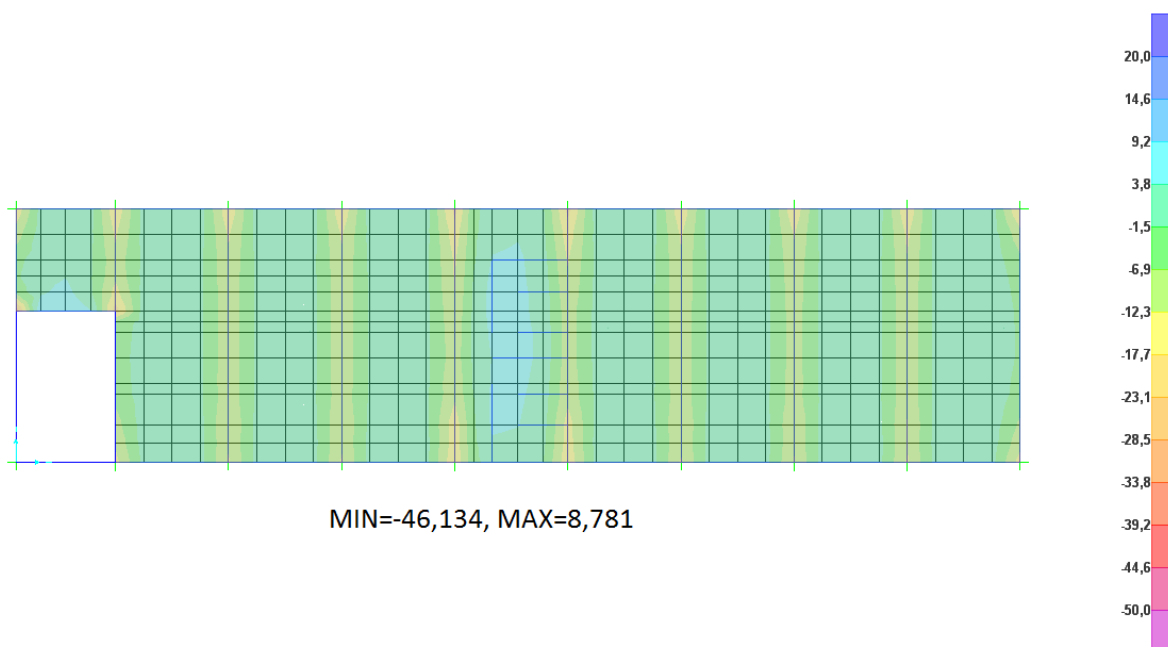
kombinacija	Lastna + stalna	Koristna obtežba			
		Koristna povsod	Šahovnica 1	Šahovnica 2	Dve polji
K1	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$			
K2	$1,00 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$			
K3	$1,35 \cdot G$		$1,5 \cdot Q$		
K4	$1,00 \cdot G$		$1,5 \cdot Q$		
K5	$1,35 \cdot G$			$1,5 \cdot Q$	
K6	$1,00 \cdot G$			$1,5 \cdot Q$	
K7	$1,35 \cdot G$				$1,5 \cdot Q$

5.3.2 Obremenitve

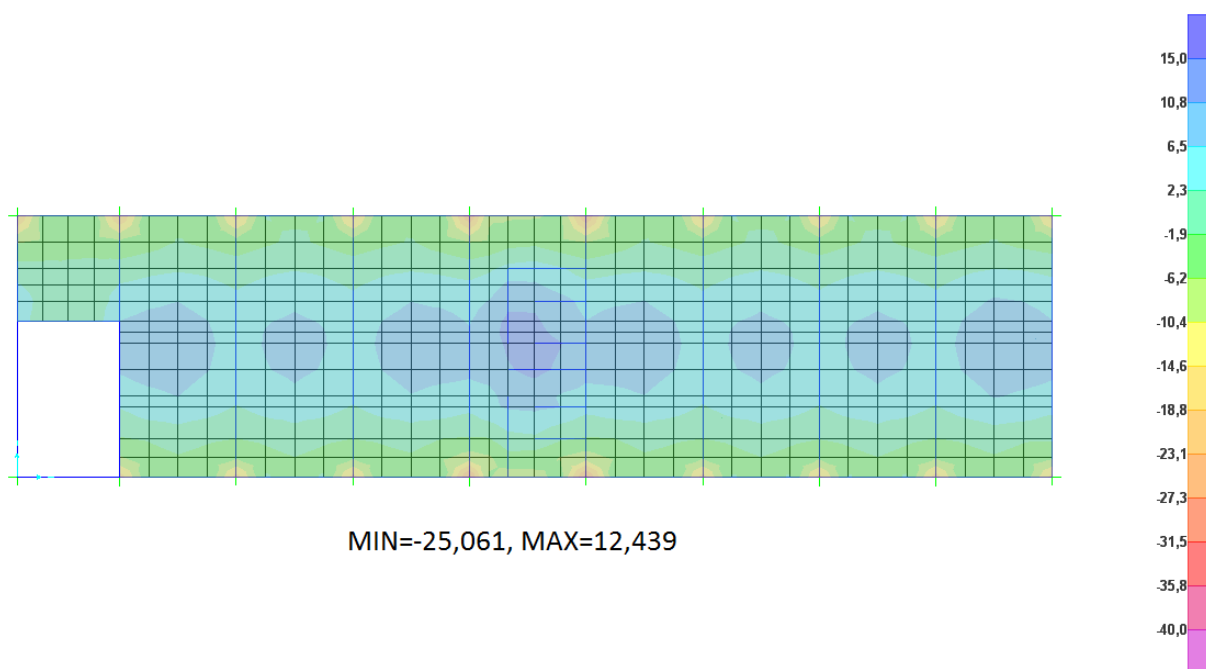
Na slikah od 23 do 32 prikazemo projektne obremenitve v plošči. K vsaki sliki pripišemo še ekstremni vrednosti za prikazano obremenitev. Z f_{11} in m_{11} označimo osne sile oziroma upogibne momente, ki povzročajo normalne napetosti v vzdolžni smeri plošče, z f_{22} in m_{22} pa obremenitve, ki povzročajo normalne napetosti v prečni smeri plošče.



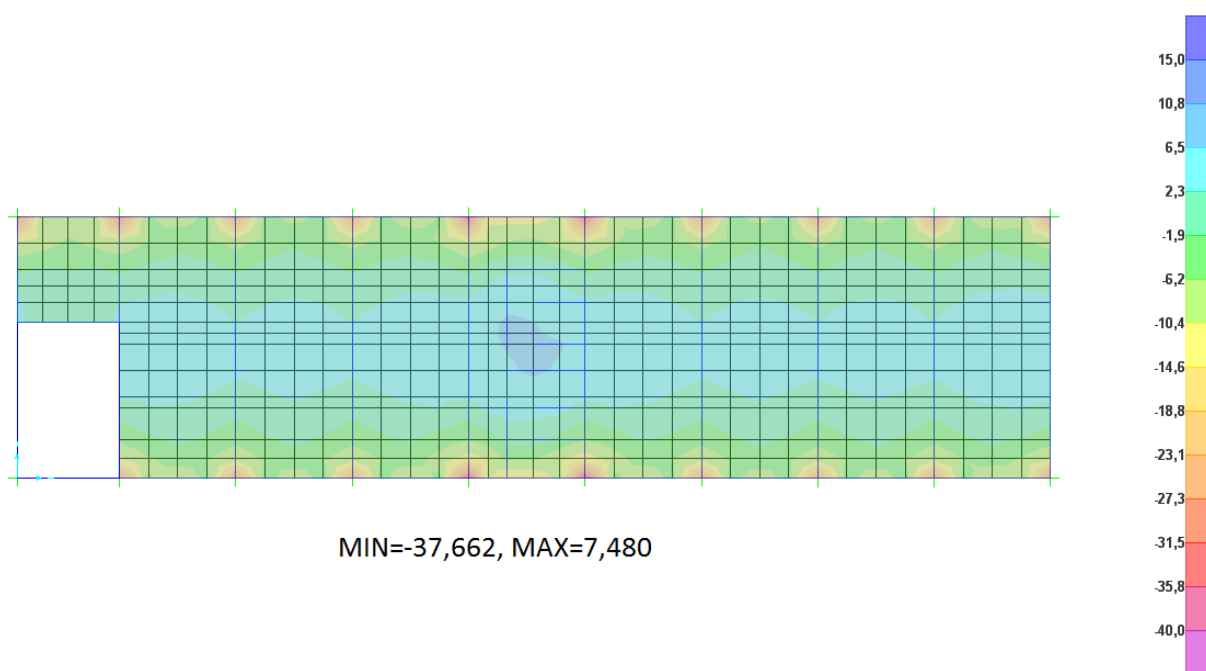
Slika 23: Ovojnica maksimalnih projektnih upogibnih momentov m_{11} v obravnavani medetažni plošči
(SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)



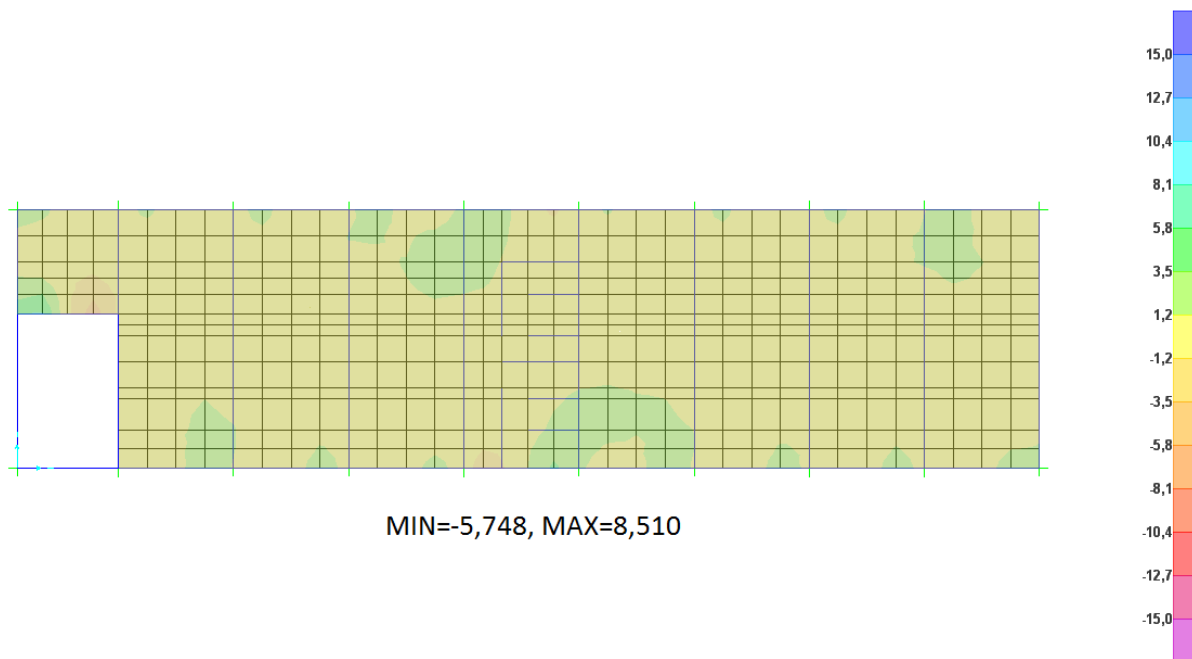
Slika 24: Ovojnica minimalnih projektnih upogibnih momentov m_{11} v obravnavani medetažni plošči
(SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)



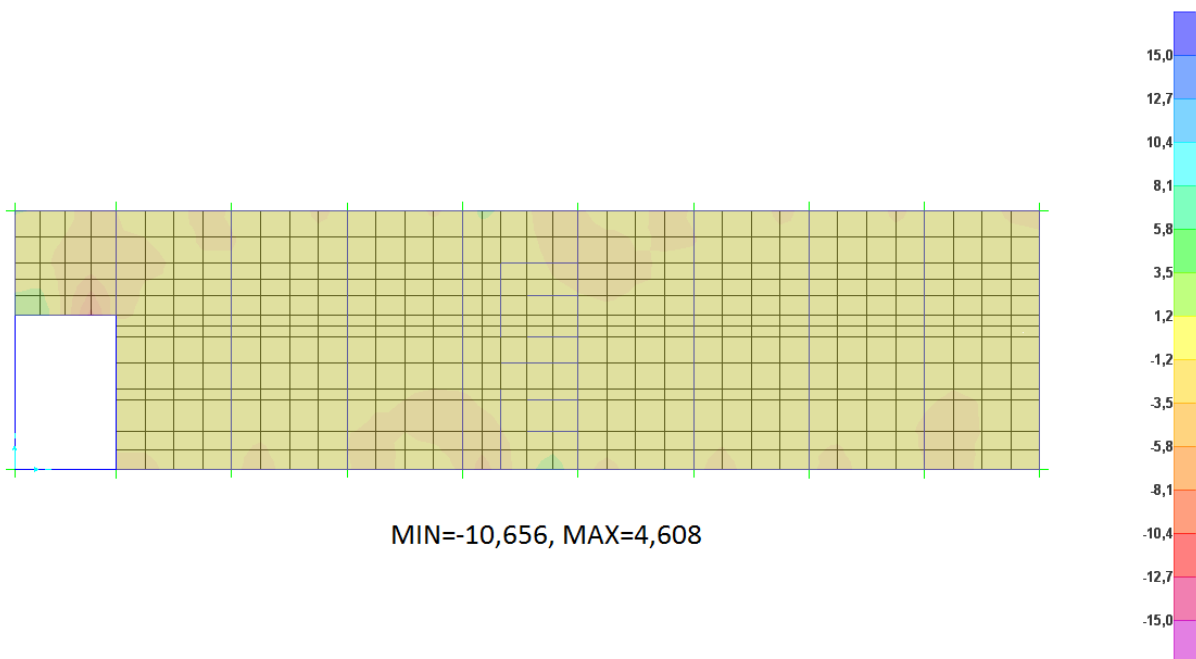
Slika 25: Ovojnica maksimalnih projektnih upogibnih momentov m_{22} v obravnavani medetažni plošči (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)



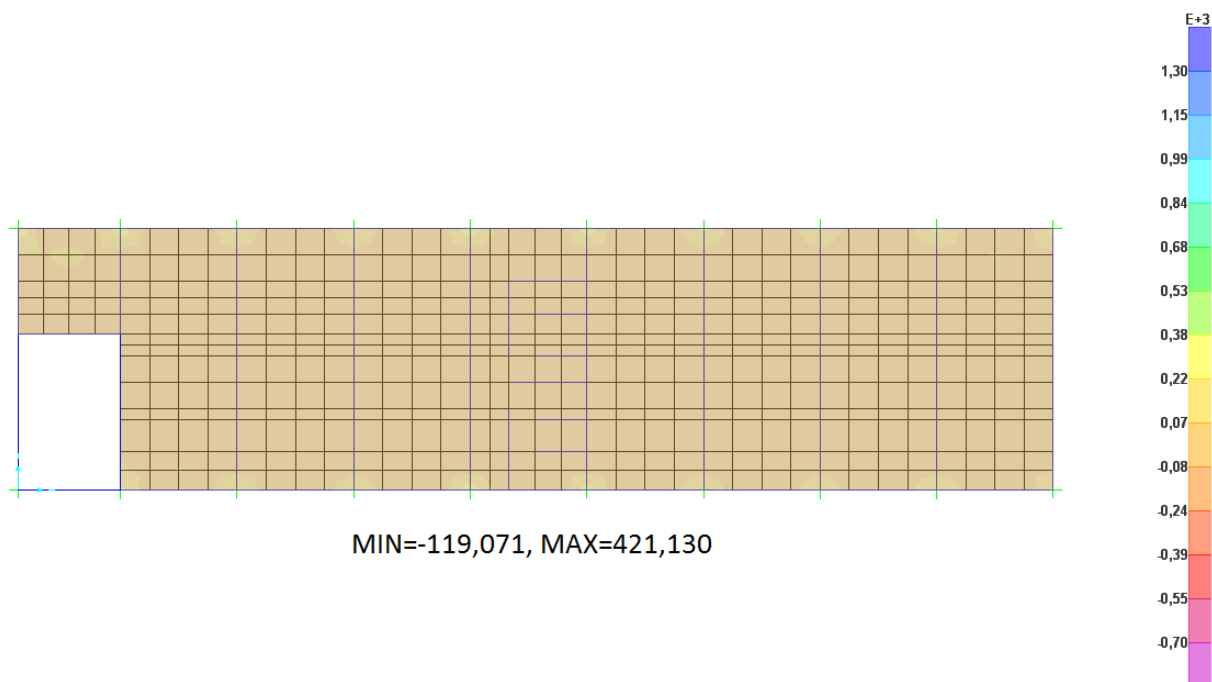
Slika 26: Ovojnica minimalnih projektnih upogibnih momentov m_{22} v obravnavani medetažni plošči (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)



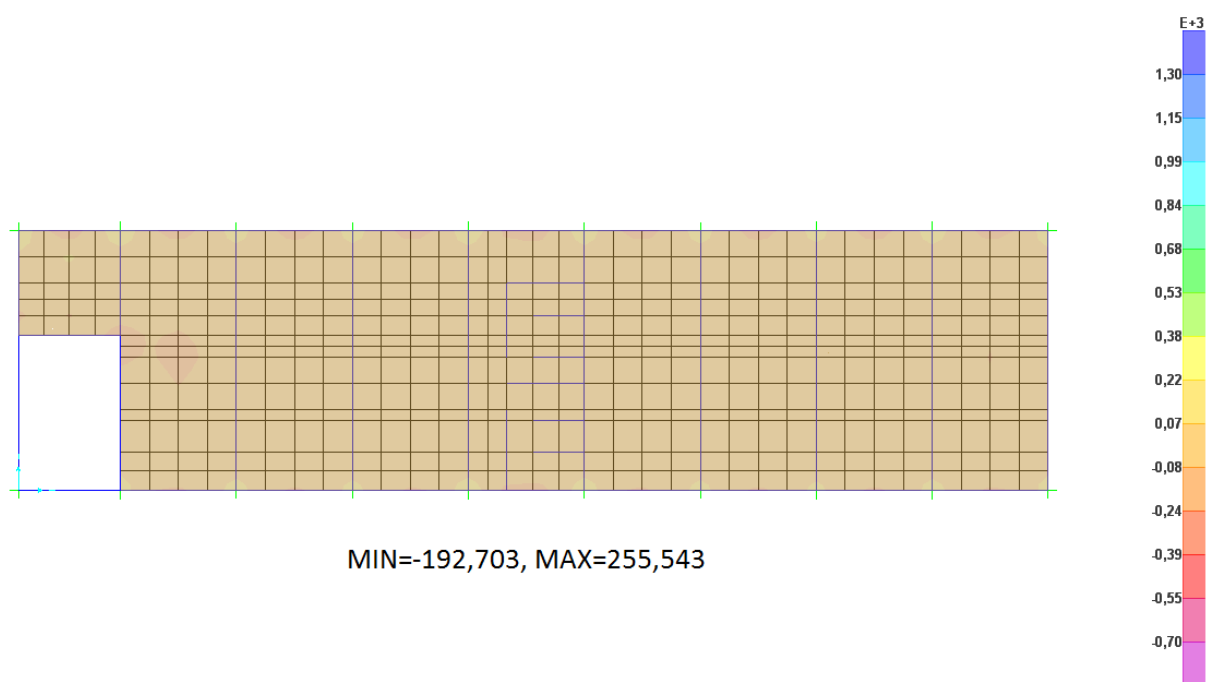
Slika 27: Ovojnica maksimalnih projektnih torzijskih momentov m_{12} v obravnavani medetažni plošči
(SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)



Slika 28: Ovojnica minimalnih projektnih torzijskih momentov m_{12} v obravnavani medetažni plošči
(SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)



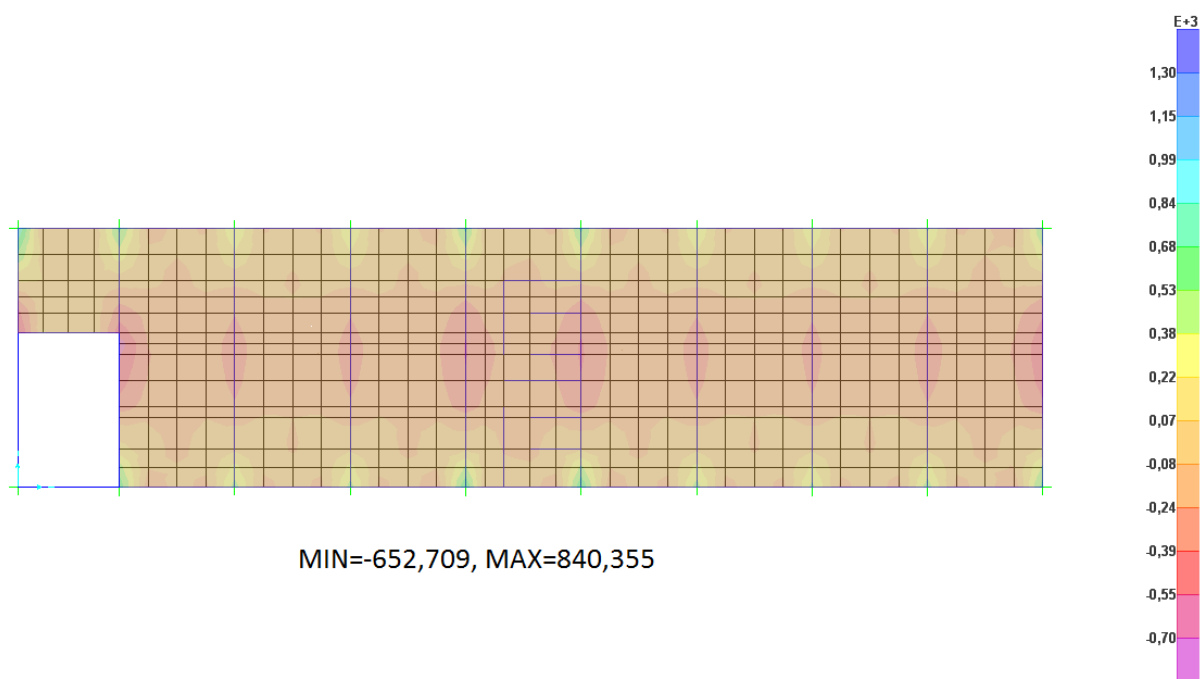
Slika 29: Ovojnica maksimalnih projektnih osnih sil f_{11} v obravnavani medetažni plošči (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)



Slika 30: Ovojnica minimalnih projektnih osnih sil f_{11} v obravnavani medetažni plošči (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)



Slika 31: Ovojnica maksimalnih projektnih osnih sil f_{22} v obravnavani medetažni plošči (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)



Slika 32: Ovojnica minimalnih projektnih osnih sil f_{22} v obravnavani medetažni plošči (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)

Na sliki 33 prikazujemo še projektne osne in na sliki 34 upogibne obremenitve v najbolj obremenjenem prečnem nosilcu pod ploščo, ki jih odčitamo v idealiziranem računskem modelu

medetažne plošče (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011). Obravnavan nosilec leži v osi 6 (glej sliko 5).



Slika 33: Prikaz projektних osnih sil v obravnavanem nosilcu



Slika 34: Prikaz projektnih upogibnih momentov v obravnavanem nosilcu

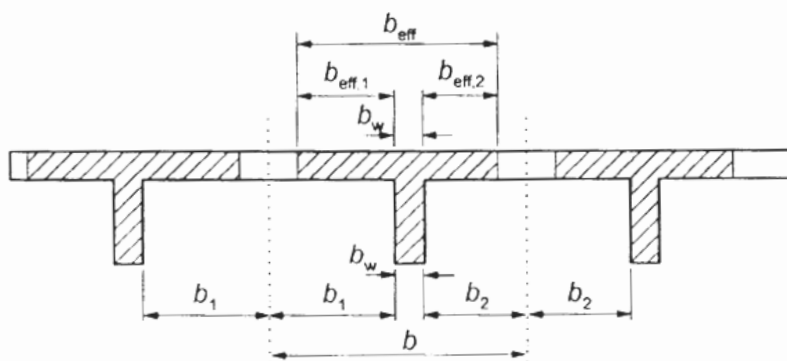
Zaradi toge povezave nosilca s ploščo moramo poleg obremenitev v nosilcu upoštevati še obremenitve, ki se pojavijo v plošči. Določimo jih z integracijo osnih sil f_{22} in upogibnih momentov m_{22} v plošči na območju sodelujoče širine. Celotna projektna obremenitev na sredini razpetine nosilca torej znaša $M_{Ed,s} = 182,6 \text{ kNm}$ in $N_{Ed,s} = -53,8 \text{ kN}$. Določena je glede na težišče natezne armature. Sodelujočo širino plošče b_{eff} določimo po členu 5.3.2.3 iz SIST EN 1992-1-1:2005 in sicer:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b, \quad (5.1)$$

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0, \quad (5.2)$$

$$b_{eff,i} \leq b_i. \quad (5.3)$$

Pri tem pomen oznak b_{eff} , $b_{eff,i}$, b_w in b prikazujemo na sliki 35, l_0 pa je medsebojna razdalja momentnih ničelnih točk in znaša za obojestransko vpet nosilec $0,7 \cdot l$, pri čemer je l razpetina nosilca.



Slika 35: Parametri za določitev sodelujoče širine plošče (povzeto po Slika 5.3 iz SIST EN 1992-1-1:2005)

S pomočjo enačb (5.1), (5.2) in (5.3) ter označb na sliki 35 izračunamo sodelujočo širino plošče:

$$b_{\text{eff},1,2} = 0,2 \cdot 167,5 + 0,1 \cdot 588 = 92,3 \text{ cm} \leq 0,2l_0 = 117,6 \text{ cm},$$

$$b_{\text{eff},1,2} = 92,3 \text{ cm} \leq b_i = 167,5 \text{ cm},$$

$$b_{\text{eff}} = 92,3 + 92,3 + 40 = 224,6 \text{ cm} \leq b = 375 \text{ cm}.$$

5.3.3 Minimalna in maksimalna armatura v prečnem nosilcu oziroma plošči

V uvodnem poglavju smo omenili, da je plošča iz betona trdnostnega razreda C16/20, nosilci v prečni smeri pa iz betona C30/37. Armatura, vgrajena v ploščo, je trdnostnega razreda S500, armatura v prečnem nosilcu pa S400. V skladu s členom 9.2.1.1(1) iz SIST EN 1992-1-1:2005 prerez vzdolžne natezne armature v nosilcu ne sme biti manjši od $A_{s,\text{min}}$, ki je:

$$A_{s,\text{min}} = \max \begin{cases} 0,26 \cdot \frac{f_{\text{ctm}}}{f_{y\text{k}}} \cdot b_t \cdot d, \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d. \end{cases} \quad (5.8)$$

V enačbi (5.8) je b_t srednja širina natezne cone. Minimalna natezna armatura tako znaša:

$$A_{s,\text{min}} = \max \begin{cases} 0,26 \cdot \frac{0,29}{40} \cdot 40 \cdot 45 = 3,39 \text{ cm}^2. \\ 0,0013 \cdot 40 \cdot 45 \end{cases}$$

Standard v členu 9.2.1.1(3) navaja, da prečni prerez natezne oziroma tlačne armature izven območja stikovanja s prekrivanjem ne sme biti večji od $A_{s,\text{max}}$. V nacionalnem dodatku je navedeno, da uporabimo priporočeno vrednost, ki znaša:

$$A_{s,\text{max}} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot (224,6 \cdot 14 + 40 \cdot 36) = 183,3 \text{ cm}^2. \quad (5.9)$$

Ugotovimo, da je potrebna količina vzdolžne armature v najbolj obremenjenem prečnem nosilcu med mejnima vrednostma. V nadaljevanju določimo minimalno in maksimalno količino vzdolžne armature še v plošči.

$$A_{s,\text{min}} = \max \begin{cases} 0,26 \cdot \frac{0,19}{50} \cdot 100 \cdot 10 = 1,3 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,0013 \cdot 100 \cdot 10 \end{cases} \quad (5.10)$$

$$A_{s,\text{max}} = 0,04 \cdot 100 \cdot 14 = 56 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.11)$$

5.3.4 Vzdolžna armatura nosilca v prečni smeri plošče

Najprej določimo obremenitve nosilca in potrebno količino vzdolžne armature s poenostavljenim računskim postopkom. Obtežbo nosilca določimo ob upoštevanju obtežne kombinacije K1 in sicer:

$$q_d \cong b \cdot (1,35g + 1,5q) + 1,35 \cdot g_{stena} = 3,75 \cdot (1,35 \cdot 4,49 + 1,5 \cdot 3,8) + 1,35 \cdot 9,94 = 57,5 \text{ kN/m} \quad (5.4)$$

Upoštevamo obojestransko vpet nosilec. Projektno vrednost upogibnega momenta na sredini razpetine nosilca izračunamo z enačbo:

$$M_{Ed} = \frac{q_d \cdot l^2}{24} = \frac{57,5 \cdot 8,4^2}{24} = 169,0 \text{ kNm}. \quad (5.5)$$

Potrebno količino vzdolžne armature A_s pa določimo z enačbo:

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Ed,s}}{d \cdot \sigma_s} + \frac{N_{Ed}}{\sigma_s}, \quad (5.6)$$

pri čemer je k_s koeficient natezne armature, σ_s je napetost v natezni armaturi, $M_{Ed,s}$ je projektna vrednost upogibnega momenta v težišču natezne armature, N_{Ed} pa je projektna vrednost osne sile. Koeficient k_s določimo v odvisnosti od koeficienta k_d , ki ga izračunamo z enačbo (5.7), pri čemer je f_{cd} projektna vrednost tlačne trdnosti betona.

$$k_d = \frac{M_{Ed,s}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{169,0 \cdot 100}{1,067 \cdot 224,6 \cdot 45^2} = 0,0348 \quad (5.7)$$

Za širino tlačno obremenjenega dela prereza upoštevamo sodelujočo širino plošče b_{eff} , ki je 224,6 cm. Ob upoštevanju mejne deformacijske ravnine $\varepsilon_s/\varepsilon_1 = 10,0/-1,00 \%$ je vrednost koeficienta $k_s = 1,033$. Sedaj izračunamo še količino potrebne vzdolžne natezne armature v prečnem nosilcu po enačbi (5.6):

$$A_s = 1,033 \cdot \frac{169,0 \cdot 100}{45 \cdot 34,78} = 11,2 \text{ cm}^2.$$

Sedaj izračunamo še potrebno armaturo v nosilcu na podlagi projektних obremenitev iz idealiziranega računskega modela medetažne plošče. Obremenitve v nosilcu smo določili glede na težišče natezne armature ($M_{Ed,s} = 182,6 \text{ kNm}$ in $N_{Ed,s} = -53,8 \text{ kN}$).

$$k_d = \frac{M_{Ed,s}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{182,6 \cdot 100}{1,067 \cdot 224,6 \cdot 45^2} = 0,0376$$

Z upoštevanjem mejne deformacijske ravnine $\varepsilon_s/\varepsilon_1 = 10,0/-1,25 \%$ odčitamo vrednost za $k_s = 1,041$.

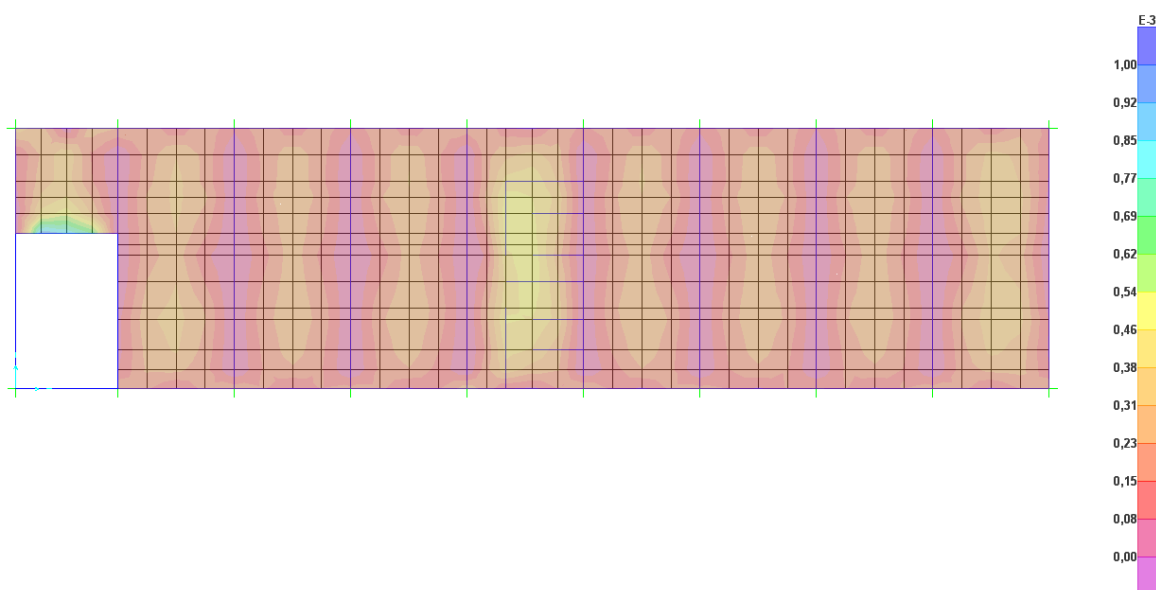
Količina potrebne vzdolžne armature tako znaša:

$$A_s = 1,041 \cdot \frac{182,6 \cdot 100}{45 \cdot 34,78} + \frac{-53,8}{34,78} = 10,6 \text{ cm}^2.$$

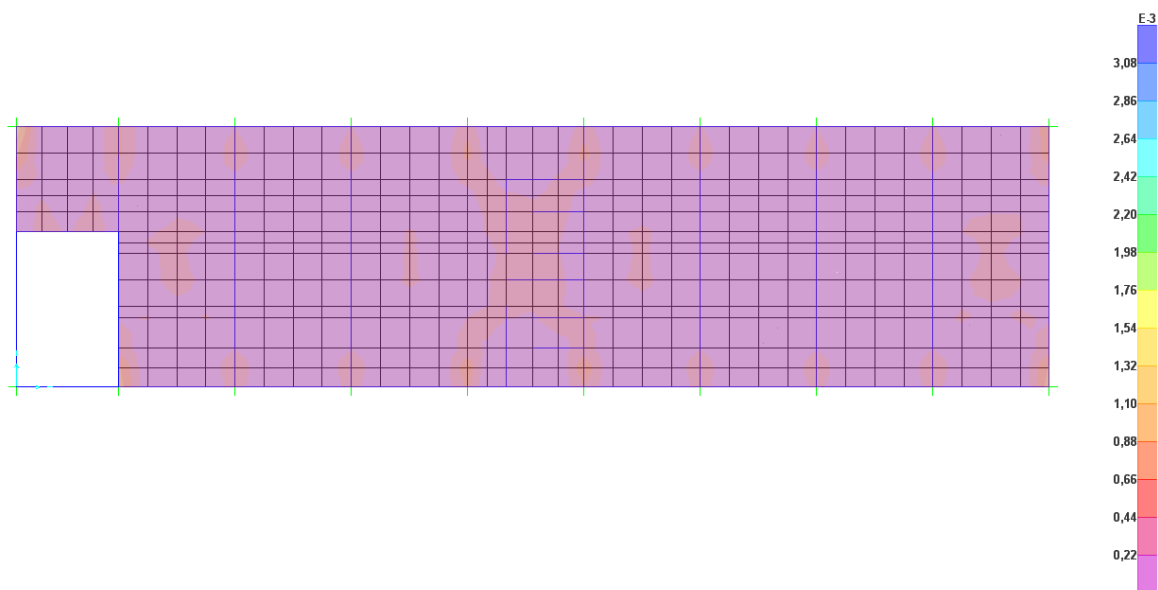
S primerjavo rezultatov ugotovimo dobro ujemanje količin potrebne armature, določene po dveh različnih postopkih. Preverimo še zahtevo za najmanjšo in največjo količino vzdolžne armature nosilca. Ugotovimo, da je potrebna količina vzdolžne armature v najbolj obremenjenem nosilcu v prečni smeri med mejnima vrednostma.

5.3.5 Vzdolžna armatura plošče

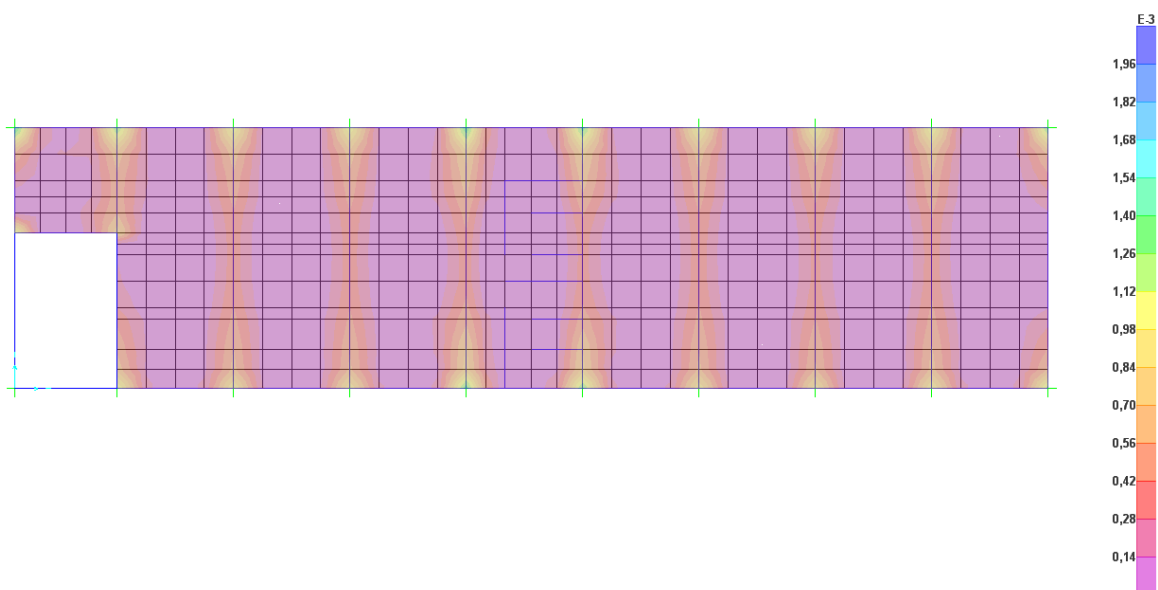
Potrebno količino vzdolžne armature v plošči izračunamo s programom (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011). Na slikah 36 in 37 prikazemo potrebno količino spodnje armature, na slikah 38 in 39 pa potrebno količino zgornje armature. Enota prikaza je m^2/m .



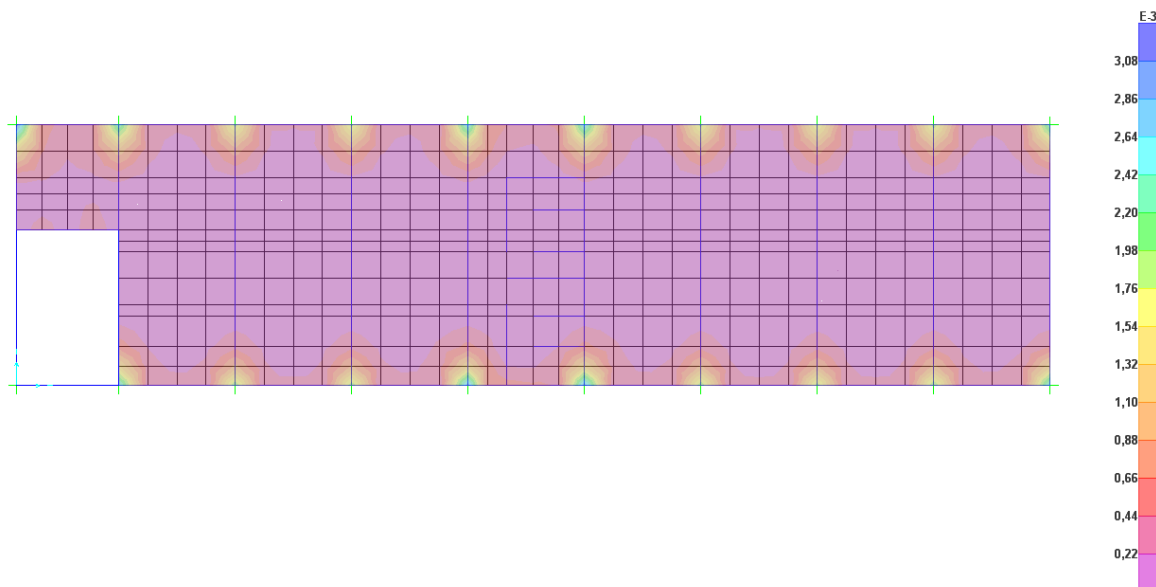
Slika 36: Ovojnica potrebne armature na spodnjem robu v smeri X (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)



Slika 37: Ovojnica potrebne armature na spodnjem robu v smeri Y (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)

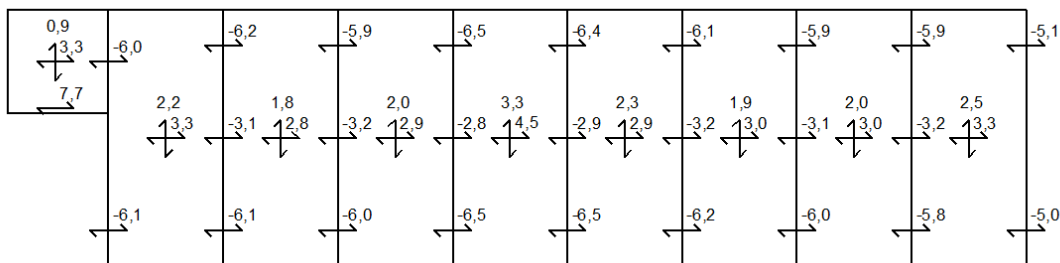


Slika 38: Ovojnica potrebne armature na zgornjem robu v smeri X (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)



Slika 39: Ovojnica potrebne armature na zgornjem robu v smeri Y (SAP2000, Computers and Structures, Inc., 2011)

Na sliki 40 prikažemo izpis potrebnih količin vzdolžne armature na značilnih mestih obravnavane medetažne plošče. Z »-« označimo armaturo, ki jo potrebujemo na zgornjem robu plošče, s »+« pa armaturo na spodnjem robu plošče.



Slika 40: Skica potrebne vzdolžne armature medetažne plošče

5.4 Projektiranje na mejna stanja uporabnosti (MSU)

5.4.1 Omejitev povosov

V skladu s členom 7.4.1 iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005, deformacije konstrukcije ne smejo biti takšne, da neugodno vplivajo na njeno uporabo ali videz. Velikost deformacij ne sme presežati vrednosti, ki jih lahko prenesejo ostali povezani elementi, kot so predelne stene, zasteklitve, obloge, inštalacije in zaključni sloji. Mejno stanje deformacij lahko dokažemo bodisi z omejitvijo razmerja med razpetino in statično višino prereza bodisi s primerjavo izračunanega povosa z mejno vrednostjo.

Mejno vrednost razmerja med razpetino in statično višino v skladu s členom 7.4.2(2) iz SIST EN 1992-1-1:2005 izračunamo z enačbama:

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad \text{če je } \rho \leq \rho_0, \quad (5.12)$$

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{če je } \rho > \rho_0, \quad (5.13)$$

pri čemer je l/d mejno razmerje med razpetino in statično višino prereza, K je faktor, s katerim upoštevamo vpliv različnih statičnih sistemov, ρ_0 je referenčno razmerje armiranja, ki ga izračunamo z izrazom (5.14), ρ je zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo v sredini razpetine, ki je potrebna za prevzem obremenitve zaradi projektnih obtežb in jo izračunamo z izrazom (5.15), ρ' je zahtevana stopnja armiranja s tlačno armaturo v sredini razpona, ki je potrebna za prevzem obremenitev zaradi projektnih obtežb. Razmerje med razpetino in statično višino preverimo za prečni nosilec pod ploščo v osi H (glej sliko 5).

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = \sqrt{16} \cdot 10^{-3} = 0,004 \quad (5.14)$$

Zahtevano stopnjo armiranja na sredini razpetine nosilca izračunamo s pomočjo enačbe (5.15), pri čemer upoštevamo potrebno armaturo, ki smo jo izračunali na podlagi obremenitve iz idealiziranega računskega modela medetažne plošče.

$$\rho = \frac{A_{s,potr}}{A_c} = \frac{10,6}{224,6 \cdot 14 + 40 \cdot 36} = 0,002312 \quad (5.15)$$

Iz Preglednice 7.4N iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005 za vrednost K odčitamo 1,5, ki velja za notranje polje nosilca preko več polj.

Ker velja $\rho \leq \rho_0$, mejno razmerje med razpetino in statično višino nosilca izračunamo z izrazom (5.12):

$$\frac{l}{d} = 1,5 \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{16} \cdot \frac{0,004}{0,002312} + 3,2 \cdot \sqrt{16} \cdot \left(\frac{0,004}{0,002312} - 1 \right)^{3/2} \right] = 25,2.$$

Dejansko razmerje med razpetino in statično višino nosilca je $l/d = 840/45 = 18,67$ in je manjše od mejnega razmerja, zato kontrola povesov plošče ni potrebna.

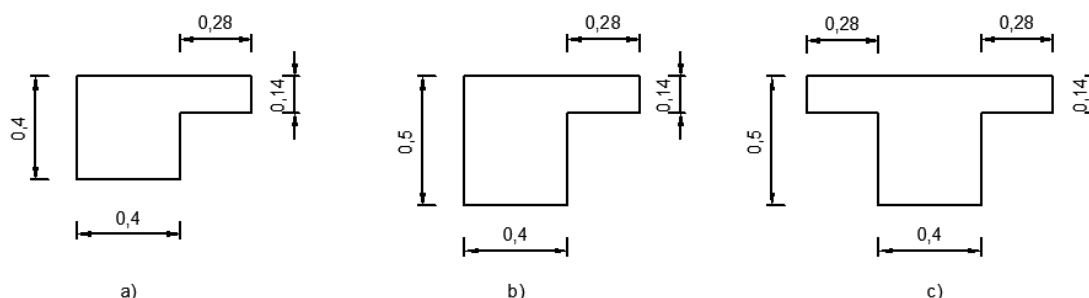
6 PROJEKTIRANJE VERTIKALNIH NOSILNIH ELEMENTOV

6.1 Splošno

V tem poglavju prikazujemo analizo in dimenzioniranje značilnih elementov vertikalne nosilne konstrukcije. Kot smo opisali že v uvodu je nosilna konstrukcija obravnavane stavbe sestavljena iz desetih enoladijskih tri etažnih okvirjev v prečni smeri, ki so v vzdolžni smeri med seboj povezani z gredami. Vertikalna obtežba se s plošč preko gred prenaša na stebre in nato v temeljna tla. Poleg lastne teže in stalne obtežbe upoštevamo tudi koristno obtežbo in obtežbo snega na strehi ter horizontalni vpliv vetra in potresa. Pri projektiranju konstrukcije upoštevamo načela in določila iz SIST EN 1992-1-1:2005 in SIST EN 1998-1:2005.

6.2 Idealiziran računski model konstrukcije

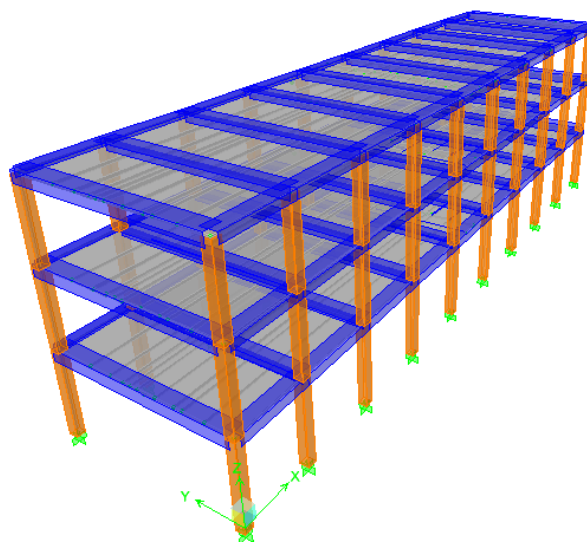
Računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov izdelamo v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2008), ki tako kot program SAP temelji na metodi končnih elementov. Stebre in grede modeliramo z linijskimi končnimi elementi, ki jih toga povežemo med seboj. Pri analizi potresnega vpliva moramo upoštevati razpokanost prereзов vertikalnih nosilnih elementov, zato stebrom reduciramo elastično upogibno in strižno togost na polovico. Pri modeliranju prečk upoštevamo sodelujočo širino plošče b_{eff} . Pri zunanjih stebrih, kjer v prečni smeri poteka greda, lahko v skladu s členom 5.4.3.1.1 iz SIST EN 1998-1:2005 sodelujočo širino povečamo za $2h_f$ na vsaki strani. Na sliki 41a) prikazujemo prečni prerez grede v vzdolžni smeri, na sliki 41b) prečni prerez zunanje grede v prečni smeri in na sliki 41c) prečni prerez notranje grede v prečni smeri.



Slika 41: Prečni prerezi gred z upoštevanjem sodelujoče širine plošče

V splošnem lahko predpostavimo, da so vertikalni nosilni elementi na nivojih plošč med seboj povezani s togo diafragmo, ki je v svoji ravnini dovolj toga, da zbira in prenaša vztrajnostne sile na vertikalne nosilne elemente in zagotavlja, da ti elementi pri prenosu vodoravnega potresnega vpliva

delujejo kot celota. V skladu s členom 5.10(1) iz SIST EN 1998-1:2006 lahko upoštevamo polno armiranobetonsko ploščo kot togo diafragma, če ni tanjša od 70 mm in je armirana v obeh smereh z vsaj minimalno armaturo, ki jo določimo po EN 1992-1-1:2004. V skladu s členom 4.2.1.5(2) iz SIST EN 1998-1:2006 moramo posebno pozornost nameniti zgoščenim ali zelo podolgovatim tlorisnim oblikam konstrukcij in konstrukcijam, ki imajo v ploščah velike odprtine. Na sliki 42 prikažemo idealiziran prostorski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov obravnavane konstrukcije.



Slika 42: Idealiziran prostorski računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov iz programa ETABS (Computers and Structures, Inc., 2008)

Iz obstoječe projektne dokumentacije smo razbrali, da so betonski okviri na nekaterih mestih zapolnjeni z zidanimi polnili. Standard SIST EN 1998-1:2006 v členu 4.3.6.3.1 navaja, da moramo zaradi tlorisne nepravilnosti zidanih polnil za analizo konstrukcije uporabiti prostorski model. Za natančnejšo razumevanje in boljši prikaz vpliva zidanih polnil na odziv obravnavane armiranobetonske okvirne konstrukcije izdelamo dva modela, v enem opečna polnila upoštevamo, v drugem pa jih zanemarimo.

6.2.1 Računski model konstrukcije brez polnil

V preglednicah 40 in 41 prikažemo nihajne čase konstrukcije in lego centra togosti posameznih etaž za idealiziran računski model nosilne konstrukcije stavbe brez upoštevanja opečnih polnil.

Preglednica 40: Nihajni časi za računski model konstrukcije brez opečnih polnil

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	Efektivne mase v X smeri [%]	Efektivne mase v Y smeri [%]	Vsota efektivnih mas v X smeri [%]	Vsota efektivnih mas v Y smeri [%]	Efektivne mase okoli Z osi [%]	Vsota efektivnih mas okoli Z osi [%]
1	0,86332	0,00	90,91	0,00	90,91	0,14	0,14
2	0,80782	2,89	0,12	2,89	91,04	88,24	88,37
3	0,80011	89,41	0,00	92,30	91,04	2,86	91,24
4	0,29055	0,00	7,93	92,30	98,96	0,01	91,25
5	0,27642	5,62	0,01	97,91	98,97	1,56	92,81
6	0,27120	1,33	0,02	99,24	98,99	6,19	99,00
7	0,17981	0,00	0,98	99,24	99,97	0,03	99,02
8	0,17600	0,75	0,00	99,99	99,97	0,00	99,03
9	0,16914	0,01	0,03	100,00	100,00	0,97	100,00
10	0,00449	0,00	0,00	100,00	100,00	0,00	100,00
11	0,00449	0,00	0,00	100,00	100,00	0,00	100,00
12	0,00448	0,00	0,00	100,00	100,00	0,00	100,00

S pomočjo rezultatov analize lastnega nihanja, zbranih v preglednici 40, ugotovimo, da je druga nihajna oblika konstrukcije torzijska. Standard SIST EN 1998-1:2005 nam v členu 4.3.3.3.1.(2)P narekuje, da moramo v analizi upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo h globalnemu odzivu. To zahtevo izpolnimo, če dokažemo, da vsota efektivnih modalnih mas za upoštevane nihajne oblike znaša vsaj 90 % celotne mase konstrukcije oziroma da v analizi upoštevamo vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, večjimi od 5 % celotne mase. Iz preglednice 40 je razvidno, da moramo v analizi upoštevati vsaj 6 nihajnih oblik.

Preglednica 41: Lega centra togosti po etažah za računski model konstrukcije brez opečnih polnil

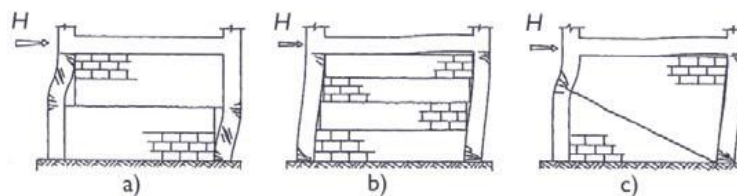
Etaža	Center togosti	
	XCR [m]	YCR [m]
3	16,454	4,200
2	16,454	4,200
1	16,463	4,200

Iz rezultatov, zbranih v preglednici 41, ugotovimo, da se center togosti v vseh etažah nahaja na sredini tlorisa etaže.

6.2.2 Računski model konstrukcije s polnili

V praksi se pri stavbah z jekleno ali armiranobetonsko okvirno konstrukcijo odprt prostor med stebri običajno zapolni z zidanimi polnili. Le-ta predstavljajo ločitveno funkcijo prostorov obenem pa nudijo ustrezno zvočno izolacijo. Zidano polnilo, kot sekundarni nosilni element, ki je pri obravnavani stavbi pozidano naknadno, po razopaževanju armiranobetonskih elementov, ne prispeva k nosilnosti konstrukcije, pač pa jo s svojo težo le dodatno obremenjuje. Vsekakor pa polnilo vpliva na obnašanje konstrukcije pri delovanju horizontalne obtežbe med potresom. Neugoden vpliv polnil se pojavi predvsem zaradi nesimetrične razporeditve polnil po tlorisu stavbe, kar povzroči odstopanje masnega središča in centra togosti in posledično pojav torzijskih vplivov. V primeru, ko polnila niso zvezno razporejena po višini stavbe, lahko pride na mestih nezveznosti do koncentracije poškodb. Če polnilo ustrezno seizmično dilatiramo od okvirne konstrukcije, lahko predpostavimo, da pri potresu ne sodeluje ter da se okvirna konstrukcija lahko deformira neodvisno od polnila. V obravnavanem primeru se polnilo tesno stikuje z armiranobetonsko nosilno konstrukcijo in preprečuje, da bi se konstrukcija med delovanjem horizontalnih vplivov neovirano deformirala. Zaradi togih polnil se nihajna doba konstrukcije skrajša, s tem pa se potresne sile običajno povečajo. Če se zidana polnila poškodujejo pred nastankom velikih potresnih sil, ki poškodujejo osnovni nosilni sistem konstrukcije, polnila delujejo kot dušilci, ki s poškodbami sipajo energijo, hkrati pa preprečujejo velike vodoravne deformacije armiranobetonskega ali jeklenega skeleta in s tem poškodbe na drugih nekonstrukcijskih elementih, ki bi nastale zaradi prevelikih deformacij osnovne nosilne konstrukcije (M. Tomaževič, 2009).

Porušnih mehanizmov stavb z zidanimi polnili je veliko, načeloma so strižnega tipa in so odvisni od razmerja togosti zidanega polnila in okvirja, od kakovosti materialov ter od stika med opečnim zidom in okvirom. Nekaj tipičnih porušnih mehanizmov prikazujemo na sliki 43 (M. Tomaževič, 2009).



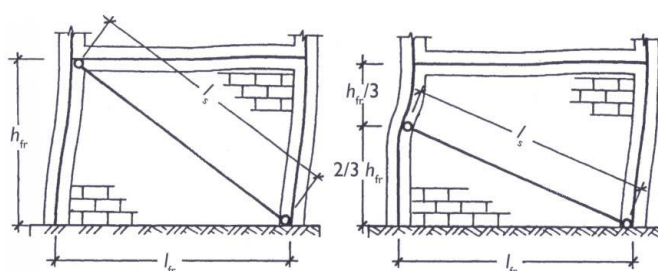
Slika 43: Tipični porušni mehanizmi armiranobetonskih okvirjev z zidanimi polnili (M. Tomaževič, 2009)

Prestrižno porušitev zidanega polnila vzdolž ene od naležnih leg prikazujemo na sliki 43a, pri čemer pride do učinka kratkega stebra zaradi zdrsa med ločenima deloma polnila. Na sliki 43b prikazujemo prestrižno porušitev vzdolž več naležnih leg, pri čemer se lahko okvir neovirano deformira. Na sliki 43c pa prikazujemo diagonalno natezno porušitev zidanega polnila. Poleg predstavljenih porušnih

mehanizmov lahko pride tudi do kršenja polnila v vogalu zaradi interakcijskih sil ali do izpada polnila iz svoje ravnine zaradi obremenitev pravokotno na ravnino polnila.

Pri modeliranju okvirnih konstrukcij z vgrajenimi opečnimi polnili uporabljamo mikro in makro modele. Mikro modeli navadno predstavljajo enoladijski enoetažni okvir, kjer polnilo modeliramo s ploskovnimi elementi in izvedemo nelinearno analizo, s katero poskušamo opisati čim bolj realno obnašanje sistema s čim manj ponastavitvami. V najbolj zahtevnih modelih modeliramo tudi stik med zidaki in malto ter stik med polnilom in okvirjem.

Za globalno analizo nosilne konstrukcije stavbe pa zaradi prezahtevnosti mikro modelov, problemov s konvergenco računa in časovne omejitve, uporabljamo makro modele, ki upoštevajo pri modeliranju polnil določene poenostavitve. V praksi se je najbolj uveljavil model, kjer polnilo modeliramo z nadomestno tlačno diagonalo. Najbolj preprost model z eno tlačno diagonalo v vsaki smeri korektno opiše obnašanje polnila, ker pa se sila prenese ravno v vozlišče stebra in prečke, s tem v okvirju ne izračunamo obremenitev, ki so posledica interakcije okvira s polnilom. Strižna porušitev stebrov, ki nastopi zaradi vpliva zidanega polnila, pa lahko bistveno vpliva na potresno odpornost konstrukcije (D. Celarec, M. Dolšek, 2012). Za bolj natančno analizo so bili razviti modeli z dvema, tremi ali celo več diagonalami, ki so bolj natančni in s pomočjo katerih natančneje ocenimo obremenitve v stebrih in prečkah zaradi vpliva polnila. Vendar pa je analiza z več diagonalami bolj zahtevna in včasih časovno neekonomična. Poleg števila diagonal se spreminja tudi mesto priključka diagonale na nosilno konstrukcijo in sicer glede na porušni mehanizem. Na sliki 44 prikazujemo dva modela.



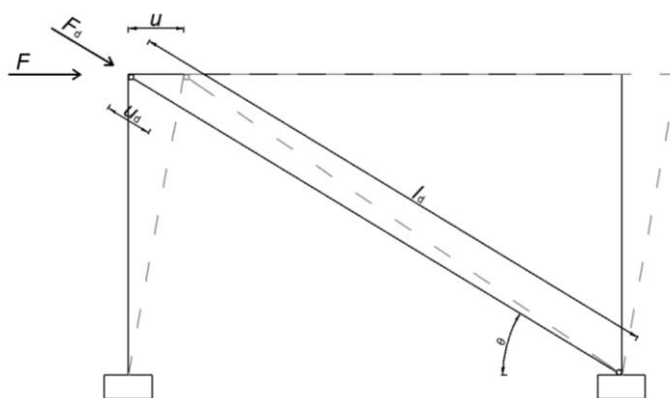
Slika 44: Določanje ekvivalentne tlačne diagonale oziroma razpore (M. Tomaževič, 2009)

V diplomski nalogi vpliv opečnih polnil modeliramo z eno tlačno diagonalo v vsaki smeri, ki je na osnovno nosilno konstrukcijo priključena v vozlišču stebra in prečke kot to prikazujemo na levi skici na sliki 45. Efektivna višina diagonale je odvisna od razmerja med togostjo okvira in togostjo zidanega polnila, pa tudi od vodoravne obtežbe pri končnem mejnem stanju. V večini praktičnih primerov lahko privzamemo, da je višina diagonale h_s enaka 25 % dolžine razpore l_s (M. Tomaževič, 2009).

Dodatno upoštevamo, da se preko diagonale del sile prenese kot strižna obremenitev na steber. V skladu s priporočili iz literature upoštevamo kot dodatno strižno obremenitev v stebru 50 % sile v diagonali (L. Novak, 2013). Za določitev togosti nadomestne diagonale je v literaturi na voljo več različnih postopkov. Med najbolj uveljavljenimi je postopek, ki ga priporoča Fardis (1996). Skladno s tem postopkom začetno horizontalno togost nadomestne diagonale $K_{el,h}$ izračunamo z izrazom:

$$K_{el,h} = \frac{G_w \cdot A_w}{h_w} = \frac{F}{u}, \quad (6.1)$$

pri čemer je G_w strižni modul polnila, A_w je horizontalni prerez polnila, h_w je višina polnila, F je horizontalna sila, u pa horizontalni pomik, kot ga prikazujemo na sliki 45.



Slika 45: Parametri za določitev togosti nadomestne tlačne diagonale

Horizontalno togost diagonale $K_{el,h}$ transformiramo v osno togost nadomestne diagonale $K_{el,d}$ s pomočjo izraza:

$$K_{el,d} = \frac{F_d}{u_d}, \quad (6.2)$$

kjer je F_d osna sila v diagonali, u_d pa je pomik v diagonali zaradi sile F_d (glej sliko 45). Z uporabo kotnih funkcij izpeljemo izraza (6.3) in (6.4).

$$F_d = \frac{F}{\cos \theta} \quad (6.3)$$

$$u_d = u \cdot \cos \theta \quad (6.4)$$

Iz enačbe (6.2) z upoštevanjem enačb (6.1), (6.3) in (6.4) izpeljemo izraz (6.5) za račun osne togosti nadomestne diagonale.

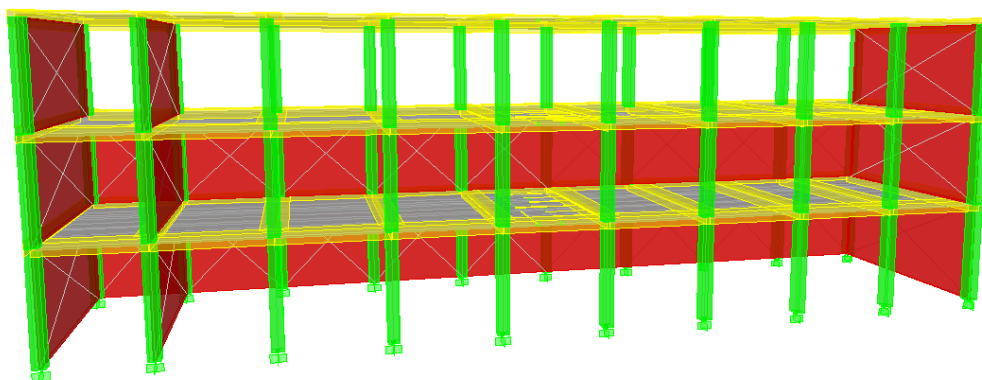
$$K_{el,d} = \frac{K_{el,h}}{\cos^2 \theta} \quad (6.5)$$

V idealiziranem prostorskem modelu nosilne konstrukcije obravnavane stavbe nadomestne tlačne diagonale podamo kot *Link* elemente s karakteristikami, ki jih prikazujemo v preglednici 42. Pri tem je l_d dolžina diagonale in $K_{el,d,red}$ reducirana osna togost diagonale s faktorjem 0,5 zaradi razpokanosti prereza in nato še s faktorjem 0,5 zaradi vpliva druge diagonale.

Preglednica 42: Karakteristike nadomestnih tlačnih diagonal

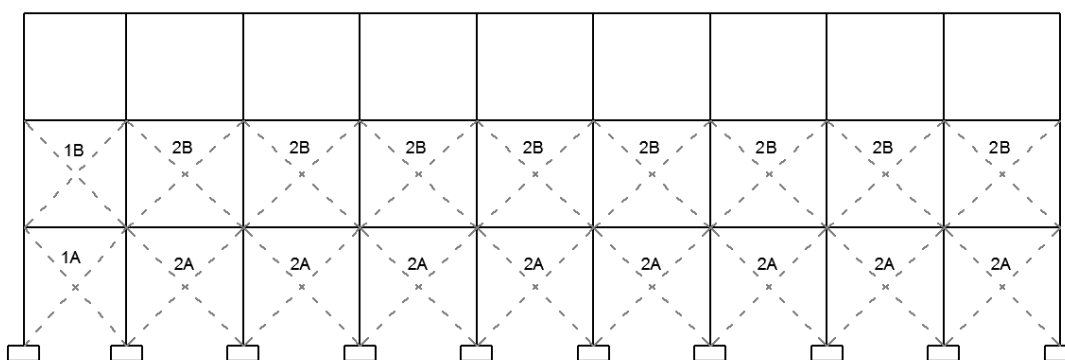
Oznaka diagonale	G_w [kN/cm ²]	A_w [cm ²]	h_w [m]	$K_{el,h}$ [kN/cm]	ϑ_d [rad]	$K_{el,d}$ [kN/cm]	l_d [cm]	$K_{el,d,red}$ [kN/m]
1A	49	5800	345	756,52	0,8718	1827,21	501	49740
1B	49	5800	305	855,74	0,8106	1802,29	477	49062
2A	49	6700	345	873,91	0,8001	1800,78	532	49021
2B	49	6700	305	988,52	0,7386	1807,93	510	49215
3A	49	16000	335	2149,25	0,3966	2526,13	921	68766
3B	49	16000	295	2440,68	0,3533	2772,55	908	75475

Idealiziran računski model konstrukcije z nadomestnimi diagonalami prikazujemo na sliki 46. Polja, kjer se nahajajo nadomestne diagonale, so obarvana rdeče.

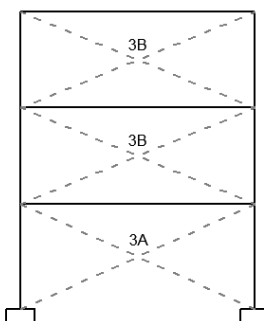


Slika 46: Idealiziran računski model konstrukcije z nadomestnimi diagonalami

Pri modeliranju zanemarimo vpliv parapetov pod okni v vseh etažah na zahodni strani stavbe in zgornji etaži na vzhodni strani stavbe. Parapete pa moramo upoštevati pri projektiranju stebrov, saj parapet deluje neugodno in povzroča efekt kratkega stebra. Na sliki 47 in 48 prikazemo oznake diagonal.



Slika 47: Oznake nadomestnih tlačnih diagonal v okviru v osi B (glej slika 5) v vzdolžni smeri stavbe



Slika 48: Oznake nadomestnih tlačnih diagonal v okviru v osi 1 (glej slika 5) v prečni smeri stavbe

V preglednici 43 in 44 prikažemo nihajne čase konstrukcije in lego centra togosti posamezne etaže za idealiziran računski model nosilne konstrukcije stavbe z upoštevanja opečnih polnil.

Preglednica 43: Nihajni časi za računski model konstrukcije z opečnimi polnili

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	Efektivne mase v X smeri [%]	Efektivne mase v Y smeri [%]	Vsota efektivnih mas v X smeri [%]	Vsota efektivnih mas v Y smeri [%]	Efektivne mase okoli Z osi [%]	Vsota efektivnih mas okoli Z osi [%]
1	0,43851	52,64	20,25	52,64	20,25	9,01	9,01
2	0,40244	19,61	64,38	72,24	84,62	1,41	10,42
3	0,27566	0,50	6,73	72,74	91,35	76,79	87,20
4	0,19821	24,66	0,11	97,40	91,45	3,72	90,92
5	0,14609	0,04	7,05	97,44	98,51	0,98	91,90
6	0,10523	0,74	0,37	98,18	98,87	4,57	96,47
7	0,09642	0,37	1,04	98,55	99,91	1,08	97,55

se nadaljuje...

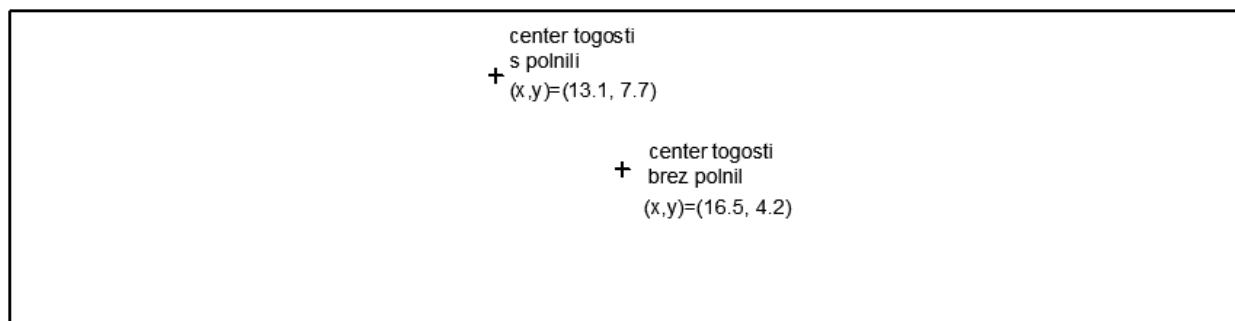
... nadaljevanje preglednice 43

8	0,09060	1,37	0,04	99,91	99,95	1,64	99,18
9	0,06484	0,09	0,05	100,00	100,00	0,82	100,00
10	0,00449	0,00	0,00	100,00	100,00	0,00	100,00
11	0,00449	0,00	0,00	100,00	100,00	0,00	100,00
12	0,00448	0,00	0,00	100,00	100,00	0,00	100,00

Preglednica 44: Lega centra togosti za računski model konstrukcije s polnili

Etaža	Center togosti	
	XCR [m]	YCR [m]
3	13,115	6,741
2	13,094	7,767
1	13,167	7,618

Na sliki 49 primerjamo lege centra togosti konstrukcije v drugi etaži in sicer za model brez oziroma z opečnimi polnili. Opazimo, da imajo opečna polnila velik vpliv na lego centra togosti.



Slika 49: Lega centra togosti druge etaže pri računskem modelu konstrukcije brez oziroma z opečnimi polnili

S primerjavo nihajnih časov iz preglednic 40 in 43 ugotovimo, da se nihajni časi pri računskem modelu konstrukcije z opečnimi polnili zmanjšajo za polovico, kar posledično povzroči večji potresni vpliv. Standard SIST EN 1998-1:2005 v členu 4.3.3.3.1.(2)P določa, da moramo v analizi potresnega vpliva upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo h globalnemu odzivu. To zahtevo izpolnimo tako, da upoštevamo vsaj 5 nihajnih oblik. Standard v nadaljevanju navaja, da lahko predpostavimo, da sta odziva v dveh nihajnih oblikah i in j (upoštevane so tako translacijske kot torzijske nihajne oblike) med seboj neodvisna, če njuna nihajna časa ustrezata naslednjemu pogoju:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i, \quad (6.6)$$

pri čemer sta T_i in T_j nihajna časa ($T_j \leq T_i$). Ugotovimo, da pogoj (6.6) ni izpolnjen že pri prvih dveh nihajnih oblikah, saj je $0,40244 > 0,9 \cdot 0,43851 = 0,39466$. Zato moramo za kombinacijo največjih vrednosti posameznih nihajnih oblik uporabiti natančnejše postopke. En izmed takšnih je »kompletna kvadratna kombinacija«, imenovana tudi CQC.

V preglednici 45 prikazujemo primerjavo mas po posameznih etažah. Primerjamo mase, ki jih izračunamo s »peš« postopkom (glej preglednico 34) ter mase, ki jih odčitamo pri analizi nosilne konstrukcije z idealiziranim prostorskim računskim modelom v programu ETABS. Opazimo dobro ujemanje mas, kar pomeni, da je v računskem modelu ustrezno zajeta vsa masa.

Preglednica 45: Primerjava mas posameznih etaž

Masa etaže	Peš račun [t]	ETABS [t]	Razlika [t]
3	304,48	300,76	3,72
2	353,95	348,51	5,44
1	382,08	376,96	5,12

V nadaljevanju značilne vertikalne nosilne elemente konstrukcije dimenzioniramo in projektiramo na obremenitve, ki jih določimo na idealiziranem računskem modelu z upoštevanjem opečnih polnil.

6.2.2.1 Modeliranje plošč brez toge diafragme

V tem podpoglavju preverimo vpliv predpostavke o neskončno togih ploščah v svoji ravnini na lastno nihanje obravnavane konstrukcije. Med seboj primerjamo nihajne čase in nihajne oblike in sicer za računski model konstrukcije s togimi diafragmami v višini stropov, ter za model, kjer togih diafragm ne upoštevamo. Nihajne čase ter efektivne modalne mase prikažemo v preglednici 46 in 47 in sicer ločeno za oba računski modela konstrukcije.

Preglednica 46: Nihajni časi ter efektivne modalne mase za računski model konstrukcije z diafragmami

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	Efektivne mase v X smeri [%]	Efektivne mase v Y smeri [%]	Vsota efektivnih mas v X smeri [%]	Vsota efektivnih mas v Y smeri [%]	Efektivne mase okoli Z osi [%]	Vsota efektivnih mas okoli Z osi [%]
1	0,43851	52,64	20,25	52,64	20,25	9,01	9,01
2	0,40244	19,61	64,38	72,24	84,62	1,41	10,42
3	0,27566	0,50	6,73	72,74	91,35	76,79	87,20
4	0,19821	24,66	0,11	97,40	91,45	3,72	90,92
5	0,14609	0,04	7,05	97,44	98,51	0,98	91,90
6	0,10523	0,74	0,37	98,18	98,87	4,57	96,47
7	0,09642	0,37	1,04	98,55	99,91	1,08	97,55
8	0,09060	1,37	0,04	99,91	99,95	1,64	99,18
9	0,06484	0,09	0,05	100,00	100,00	0,82	100,00
10	0,00449	0,00	0,00	100,00	100,00	0,00	100,00
11	0,00449	0,00	0,00	100,00	100,00	0,00	100,00
12	0,00448	0,00	0,00	100,00	100,00	0,00	100,00

Preglednica 47: Nihajni časi ter efektivne modalne mase za računski model konstrukcije brez diafragm

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	Efektivne mase v X smeri [%]	Efektivne mase v Y smeri [%]	Vsota efektivnih mas v X smeri [%]	Vsota efektivnih mas v Y smeri [%]	Efektivne mase okoli Z osi [%]	Vsota efektivnih mas okoli Z osi [%]
1	0,44111	47,43	26,36	47,43	26,36	9,26	9,26
2	0,40775	24,85	58,70	72,28	85,06	0,75	10,01
3	0,27663	0,53	6,26	72,81	91,32	77,20	87,21
4	0,19879	24,55	0,14	97,36	91,46	3,61	90,82
5	0,16436	0,10	6,82	97,46	98,28	0,69	91,52
6	0,11776	0,05	0,60	97,51	98,88	0,05	91,57
7	0,10769	0,52	0,38	98,02	99,26	5,34	96,91
8	0,09461	1,86	0,03	99,88	99,29	2,15	99,06
9	0,07501	0,00	0,26	99,88	99,55	0,01	99,07
10	0,06864	0,10	0,01	99,99	99,57	0,82	99,88
11	0,06230	0,00	0,34	99,99	99,90	0,04	99,92
12	0,05125	0,00	0,09	99,99	100,00	0,02	99,94

Iz primerjave rezultatov ugotovimo, da so razlike zanemarljive. V obeh modelih pa moramo pri analizi potresnega vpliva upoštevati vsaj pet nihajnih oblik.

6.2.3 Kontrola pravilnosti nosilne konstrukcije

Poleg ostalih vodilnih načel pri konstruiranju potresnoodpornih objektov, kot so ustrezno temeljenje, učinek diafragem na nivojih etaž, torzijska nosilnost in togost, uniformnost, simetrija, statična nedoločeniost, nosilnost in togost v dveh smereh, je ena izmed bolj pomembnih lastnosti konstrukcije njena pravilnost. Pri pravilnih konstrukcijah lažje in bolj zanesljivo predvidevamo odziv pri potresu. Da lahko stavbo uvrstimo med pravilne, mora le-ta ustrezati merilom za tlorisno pravilnost in merilom za pravilnost po višini.

6.2.3.1 Merila za tlorisno pravilnost

Konstrukcija je tlorisno pravilna, če zadošča vsem pogojem, ki so določeni v SIST EN-1998-1:2005. Obravnavana stavba ima približno simetrično razporejene togosti in mase, tlorisna razporeditev je konveksna, togost stropov v svoji ravnini je zadostna, vitkost stavbe pa ni prevelika, kar dokažemo s pogojem:

$$\lambda = L_{\max}/L_{\min} = \frac{34,14}{9,02} = 3,78 \leq 4, \quad (6.7)$$

pri čemer je λ vitkost stavbe, ki ne sme biti večja od 4, L_{\max} in L_{\min} pa je večja oziroma manjša izmed tlorisnih dimenzij. Stavba mora ustrezati tudi pogojema, da sta v vsaki etaži in v vsaki smeri analize (t.j. v smeri osi X in Y) izpolnjena naslednja pogoja:

$$e_{oX(Y)} \leq 0,30 \cdot r_{X(Y)} \quad \text{in} \quad (6.8)$$

$$r_{X(Y)} \geq l_s. \quad (6.9)$$

Pri tem je $e_{oX(Y)}$ razdalja med središčem togosti in masnim središčem, merjena v smeri X, ki je pravokotna na smer analize, $r_{X(Y)}$ je kvadratni koren razmerja med torzijsko in translacijsko togostjo v smeri Y (torzijski polmer), l_s pa je vztrajnostni polmer mase etaže (koncentrirane v višini stropa) v vodoravni ravnini (kvadratni koren razmerja med polarnim momentom mase etaže v vodoravni ravnini glede na masno središče etaže in maso etaže). V programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2008) lahko za idealiziran prostorski računski model nosilne konstrukcije obravnavane stavbe odčitamo lego centra mase in togosti za posamezne etaže, ki jih prikažemo v preglednici 48.

Preglednica 48: Lega centra mase in centra togosti ter njuna medsebojna oddaljenost za posamezne etaže

Etaža i	Center mase i -te etaže		Center togosti 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]	$e_{oX,i}$ [m]	$e_{oY,i}$ [m]
3	16,589	4,157	13,115	6,741	3,474	2,584
2	16,063	4,152	13,094	7,767	2,969	3,615
1	16,291	4,592	13,167	7,618	3,124	3,026

Torzijska polmera r_X in r_Y , ki nastopata v enačbah (6.8) in (6.9), izračunamo za vsako smer in etažo posebej s pomočjo naslednjih enačb.

$$r_X = \sqrt{\frac{K_M}{K_{FY}}} \quad \text{in} \quad r_Y = \sqrt{\frac{K_M}{K_{FX}}} \quad (6.10)$$

Pri tem sta K_{FX} in K_{FY} translacijski togosti v smeri X oziroma Y , K_M pa torzijska togost. Togosti določimo z enačbami:

$$K_M = \frac{M_{TZ}}{R_Z}, K_{FY} = \frac{F_{TY}}{U_Y} \quad \text{in} \quad K_{FX} = \frac{F_{TX}}{U_X}. \quad (6.11)$$

V enačbi (6.11) je U_X pomik posamezne etaže v smeri X zaradi sile $F_{TX} = 10^6$ kN, ki prijmlje v težišču togosti in deluje v smeri osi X , U_Y je pomik posamezne etaže v smeri Y zaradi sile $F_{TY} = 10^6$ kN, ki prijmlje v težišču togosti in deluje v smeri Y , R_Z pa je rotacija posamezne etaže okoli navpične osi Z zaradi momenta $M_{TZ} = 10^6$ kNm, ki prijmlje v težišču togosti in deluje okoli navpične osi Z . V preglednici 49 pokažemo pomike oziroma rotacije posameznih etaž, translacijski in torzijsko togost ter torzijska polmera.

Preglednica 49: Prikaz translacijske in rotacijske togosti ter izračun torzijskih polmerov posameznih etaž

Etaža	Pomik U_Y zaradi sile F_Y	Pomik U_X zaradi sile F_X	Rotacija R_Z zaradi momenta M_Z	K_{FX} [kN/m]	K_{FY} [kN/m]	K_M [kNm/m]	r_X [m]	r_Y [m]
3	17,871561	14,418016	0,067615	55954,8	69357,7	14789617	14,60	16,26
2	9,334637	11,786046	0,055194	107127,9	84846,1	18117911	14,61	13,00
1	5,676636	7,097710	0,033453	176160,7	140890,5	29892685	14,57	13,03

Vztrajnostni polmer mase etaže l_s , ki nastopa v enačbi (6.9), izračunamo s pomočjo enačbe (6.12), pri čemer je MMI polarni moment mase etaže, m pa masa etaže. Rezultate računa prikažemo v preglednici 50.

$$l_s = \sqrt{\frac{MMI}{m}} \quad (6.12)$$

Preglednica 50: Vztrajnostni polmer mase etaže

Etaža	MMI [tm ²]	m [t]	l_s [m]
3	24433,5	300,76	9,01
2	29314,3	348,04	9,18
1	32128,7	376,49	9,24

V nadaljevanju preverimo pogoja (6.8) in (6.9). Rezultate prikažemo v preglednicah 51 in 52.

Preglednica 51: Kontrola ekscentričnosti konstrukcije po etažah

Etaža	X smer				Y smer			
	e_{ox} [m]	\leq	$0,3r_x$ [m]	Kontrola je izpolnjena?	e_{oy} [m]	\leq	$0,3r_y$ [m]	Kontrola je izpolnjena?
3	3,474	<	4,38	DA	2,584	<	4,88	DA
2	2,969	<	4,38	DA	3,615	<	3,90	DA
1	3,124	<	4,37	DA	3,026	<	3,91	DA

Preglednica 52: Kontrola pogoja minimalne torzijske togosti

Etaža	X smer				Y smer			
	l_s [m]	\leq	r_x [m]	Kontrola je izpolnjena?	l_s [m]	\leq	r_y [m]	Kontrola je izpolnjena?
3	9,01	<	14,60	DA	9,01	<	16,26	DA
2	9,18	<	14,61	DA	9,18	<	13,00	DA
1	9,24	<	14,57	DA	9,24	<	13,03	DA

Ker sta pogoja (6.8) in (6.9) izpolnjena, nosilna konstrukcija obravnavane več-etažne stavbe spada med tlorisno pravilne.

6.2.3.2 Merila za pravilnost po višini

Konstrukcija je pravilna po višini, če so izpolnjeni vsi pogoji, ki jih navaja standard. Okvirji pri obravnavani stavbi potekajo neprekinjeno od temeljev do strehe in vsi deli stavbe so enako visoki. Vendar pa na podlagi rezultatov, zbranih v preglednici 44 ugotovimo, da se center togosti v tretji etaži zaradi vpliva opečnih polnil premakne za 1 m. Zato nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe uvrstimo med konstrukcije, ki so nepravilne po višini. Poleg tega standard v členu 4.3.6.3.2. navaja, da moramo povečati učinke potresnega vpliva na vertikalne elemente, če obstajajo znatne nepravilnosti po višini (npr. zelo veliko zmanjšanje polnil v eni ali več etažah v primerjavi z ostalimi etažami). Ker analizo opravimo z natančnejšim računskim modelom, povečanje potresnih vplivov ni potrebno. Ustrezno povečamo le prečne sile v stebrih ob opečnih polnilih (glej podglavje 5.2.2).

6.2.4 Faktor obnašanja in projektni spekter

Za obravnavano stavbo je faktor obnašanja q različen glede na X oziroma Y smer analize (glej podglavje 3.5.3). Nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe projektiramo za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM). Za stavbe, ki so tlorisno pravilne, lahko uporabimo približne vrednosti za razmerje α_w/α_1 . Pri obravnavani stavbi je v prečni smeri razmerje α_w/α_1 enako 1,2, saj je nosilna konstrukcija izvedena kot večetažni okvir z enim poljem, v vzdolžni smeri pa je razmerje α_w/α_1 enako 1,3, ker je nosilna konstrukcija izvedena kot večetažni okvir z več polji. Po enačbi (3.23) izračunamo vrednosti faktorja obnašanja za X in Y smer. Zaradi nepravilnosti obravnavane stavbe po višini, vrednost faktorja obnašanja reduciramo za 20 %. Ker je obravnavana stavba tlorisno pravilna, dodatna redukcija ni potrebna.

$$q_X = q_0 \cdot k_w = 0,8 \cdot 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \cdot k_w = 0,8 \cdot 3,0 \cdot 1,3 \cdot 1,0 = 3,12$$

$$q_Y = q_0 \cdot k_w = 0,8 \cdot 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \cdot k_w = 0,8 \cdot 3,0 \cdot 1,2 \cdot 1,0 = 2,88$$

Potek projektnih spektrov izračunamo s pomočjo enačb (6.13) do (6.16) (glej SIST EN 1998-1:2005, člen 3.2.2.5) za vsako smer posebej in ju grafično prikažemo na sliki 50.

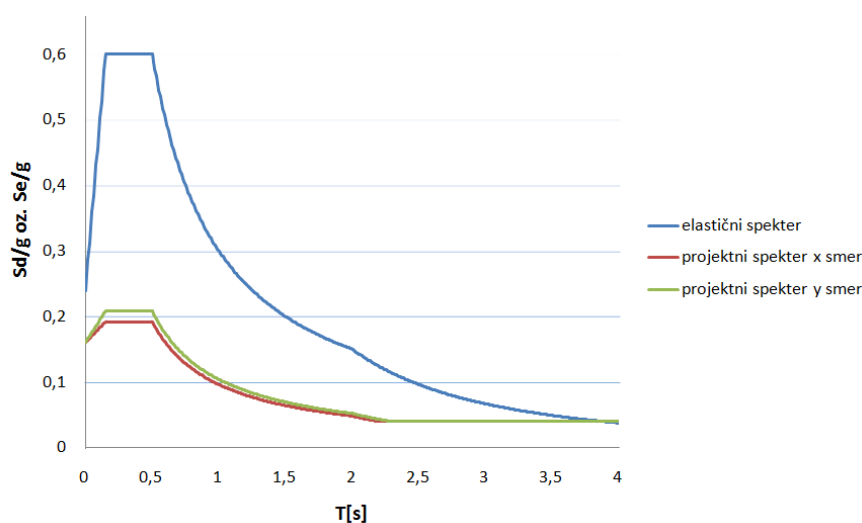
$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (6.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (6.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (6.15)$$

$$T_D \leq T: \quad S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (6.16)$$

V enačbah (6.13)-(6.16) je $S_d(T)$ projektni spekter, a_g projektni pospešek, izračunan v razdelku 3.5 in znaša 0,2 g, q je faktor obnašanja in znaša za X smer 3,12 in in za Y smer 2,88, β faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru in je določena v nacionalnem dodatku ter znaša 0,2, T_B spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost, T_C zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost, T_D vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika in S faktor tal. Vrednosti S , T_B , T_C in T_D so odvisne od tipa tal in so podane v preglednici 3.2. v SIST EN 1998-1:2005. Za tip tal B so vrednosti parametrov sledeče: $S=1,2$, $T_B=0,15$ s, $T_C=0,5$ s in $T_D=2,0$ s.



Slika 50: Potek elastičnega in projektnih spektrov

6.3 Kombinacija vplivov

6.3.1 Stalna in začasna projektna stanja

Kombinacijo vplivov za stalna in začasna projektna stanja smo podrobneje predstavili že v poglavju 5.3.1. V nadaljevanju prikažemo vplive, ki delujejo na vertikalne nosilne elemente konstrukcije ter njihove kombinacije.

Ob upoštevanju enačbe (4.2) ter vrednosti iz preglednic 36 in 37 zapišemo kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja ter jih prikažemo v preglednici 53.

Preglednica 53: Obtežne kombinacije za stalna in začasna projektna stanja

Obtežna kombinacija	Lastna + stalna obtežba	Koristna obtežba povsod	Obtežba snega	Veter v smeri X	Veter v smeri Y
K1	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$			
K2	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$	$0,75 \cdot S$		
K3	$1,35 \cdot G$	$1,05 \cdot Q$	$1,50 \cdot S$		
K4(5)	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$		$\pm 0,9 \cdot W_X$	
K6(7)	$1,00 \cdot G$			$\pm 1,5 \cdot W_X$	
K8(9)	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$			$\pm 0,9 \cdot W_Y$
K10(11)	$1,00 \cdot G$				$\pm 1,5 \cdot W_Y$

6.3.2 Potresna projektna stanja

Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja tvorimo s pomočjo enačb (4.6) in (4.7). Prikažemo jih v preglednici 54.

Preglednica 54: Obtežne kombinacije za potresna projektna stanja

Obtežna kombinacija	Lastna + stalna obtežba	Koristna obtežba povsod	Potres v smeri X	Potres v smeri Y
K12	$1,0 \cdot G$	$0,3 \cdot Q$	$1,0 \cdot E_{EdX}$	$0,3 \cdot E_{EdY}$
K13	$1,0 \cdot G$	$0,3 \cdot Q$	$-1,0 \cdot E_{EdX}$	$-0,3 \cdot E_{EdY}$
K14	$1,0 \cdot G$	$0,3 \cdot Q$	$0,3 \cdot E_{EdX}$	$1,0 \cdot E_{EdY}$
K15	$1,0 \cdot G$	$0,3 \cdot Q$	$-0,3 \cdot E_{EdX}$	$-1,0 \cdot E_{EdY}$

V skladu s členom 4.3.3.3.3 iz SIST EN 1998-1:2006 vpliv naključne ekscentričnosti mase upoštevamo z dodatnim torzijskim momentom $M_{a,i}$ okrog navpične osi, ki ga v i -ti etaži izračunamo z enačbo:

$$M_{a,i} = e_{a,i} \cdot F_i, \quad (6.17)$$

kjer je $e_{a,i}$ naključna ekscentričnost mase v i -ti etaži, F_i pa je horizontalna potresna sila v i -ti etaži (glej preglednico 55). Naključno ekscentričnost v posamezni etaži določimo z izrazom:

$$e_{a,i} = \pm 0,05 \cdot L_i, \quad (6.18)$$

pri čemer je L_i tlorisna dimenzija i -te etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva. Vpliv slučajne ekscentričnosti upoštevamo v vseh etažah v isti smeri. Rezultate računa vpliva naključne ekscentričnosti po etažah predstavimo v preglednici 55.

Preglednica 55: Upoštevanje naključne ekscentričnosti mase v posamezni etaži

Etaža	Potres v X smeri		Potres v Y smeri	
	F_i [kN]	M_i [kNm]	F_i [kN]	M_i [kNm]
3	723,51	303,87	683,25	1137,61
2	349,51	146,79	591,37	984,63
1	298,12	125,21	380,88	634,17

6.4 Vpliv teorije drugega reda in pomiki

V skladu s členom 4.4.2.2(2) iz SIST EN 1998-1:2006 nam vpliv teorije drugega reda ni potrebno upoštevati, če je v vseh etažah izpolnjen pogoj:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10, \quad (6.19)$$

pri čemer je θ koeficient za etažne pomike, P_{tot} celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo, ki je upoštevana pri potresnem projektnejem stanju, d_r projektni etažni pomik, ki ga določimo kot razliko med povprečnima vodoravnima pomikoma d_s na vrhu in na dnu obravnavane etaže, ki ju izračunamo z enačbo (6.20), V_{tot} celotna prečna sila v etaži zaradi potresa in h višina etaže.

Vrednost koeficienta θ ne sme biti večja od 0,3. Če je vrednost med 0,1 in 0,2, lahko vpliv teorije drugega reda upoštevamo tako, da se ustrezni učinki potresnega vpliva povečajo s faktorjem $1/(1-\theta)$.

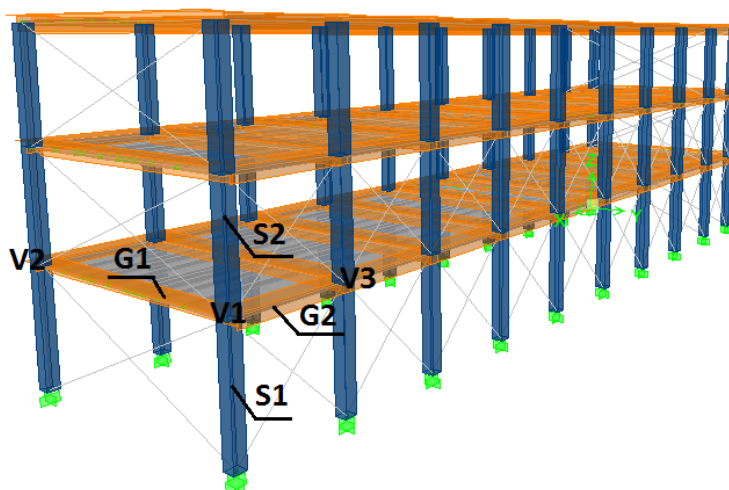
$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (6.20)$$

V enačbi (6.20) je d_s pomik točke konstrukcijskega sistema zaradi projektne potresnega vpliva, q_d faktor obnašanja za pomike (enak faktorju obnašanja), d_e pa pomik iste točke konstrukcijskega sistema. Vrednosti koeficienta za pomike prikažemo v preglednici 56 ločeno za smer X in Y. Ugotovimo, da je pogoj (6.19) izpolnjen v obeh smereh in v vseh etažah. Vpliv teorije drugega reda torej lahko zanemarimo.

Preglednica 56: Koeficient za etažne pomike

Etaža	h [cm]	P_{tot} [kN]	$V_{tot,X}$ [kN]	$V_{tot,Y}$ [kN]	$d_{r,X}$ [cm]	$d_{r,Y}$ [cm]	θ_X	θ_Y
3	1068	2950,46	723,51	683,25	0,400	0,308	0,0148	0,0112
2	723	6369,34	1073,02	1274,62	0,281	0,531	0,0151	0,0231
1	378	10067,32	1371,14	1655,50	0,344	0,650	0,0209	0,0301

V poglavju 6.5, 6.6 in 6.7 podrobneje prikažemo postopek projektiranja in dimenzioniranja nekaterih elementov vertikalne nosilne konstrukcije obravnavane stavbe. Izberemo gredo G1, G2 ter steber S1. Lego omenjenih elementov prikazujemo na sliki 51.



Slika 51: Lega obravnavanih nosilnih elementov S1, S2, G1 in G2 v idealiziranem prostorskem računskem modelu konstrukcije obravnavane stavbe (Computers and Structures, Inc., 2008)

6.5 Projektiranje grede G1

6.5.1 Geometrijske omejitve

Geometrijske omejitve za betonske konstrukcije, ki so projektirane na srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) so podane v členu 5.4.1.2.1(1)P iz SIST EN 1998-1:2006. Omejiti moramo ekscentričnost osi grede glede na os stebra, v katerega se greda vpenja. To omogoča učinkovit prenos cikličnih momentov iz primarne potresne grede v steber. Ta zahteva je izpolnjena, če je razdalja med težiščnima osemama obeh elementov manjša od $b_c/4$, kjer je b_c največja dimenzija prečnega prereza stebra, normalna na vzdolžno os grede. Zahtevi zadostimo, saj je os grede glede na os stebra zamaknjena za 5,6 cm, kar je manj od 10 cm. Da izkoristimo ugoden vpliv tlačne sile v stebru na sprejemnost vodoravnih armaturnih palic, ki potekajo skozi vozlišče, mora širina primarne potresne grede b_w zadostiti pogoju:

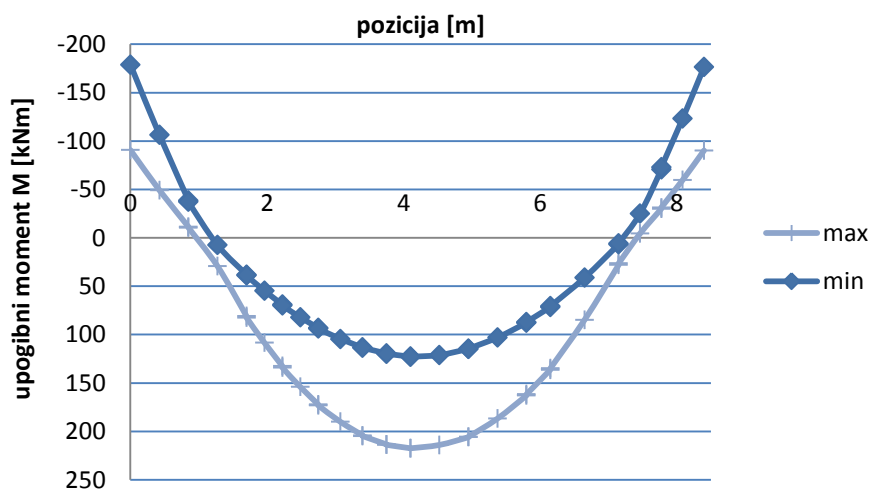
$$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2b_c\}, \quad (6.21)$$

pri čemer je h_w višina grede. Ugotovimo, da je pogoj izpolnjen.

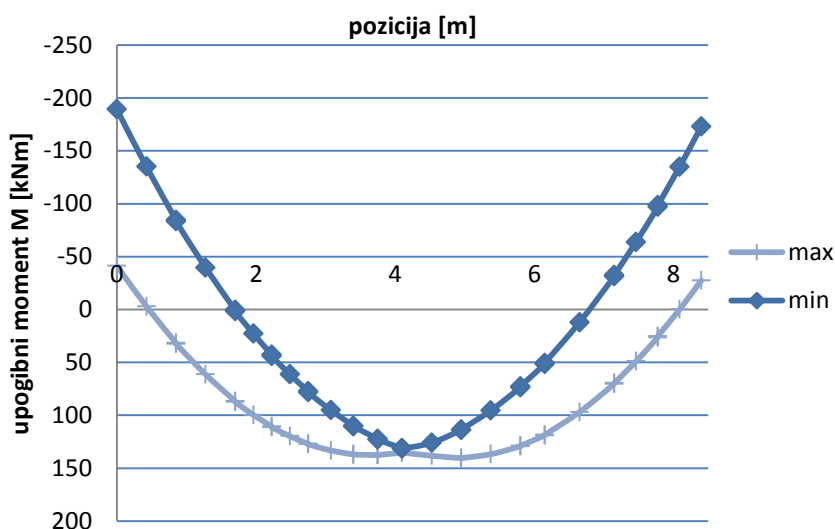
$$40 \leq \min\{40 + 50; 2 \cdot 40\} = 80$$

6.5.2 Projektni vplivi

Projektne vrednosti obremenitev v gredi G1 odčitamo iz idealiziranega računskega modela iz programa ETABS (Computers and Structures, Inc., 2008). Osne sile v prečki so v primerjavi z upogibnim momentom in prečno silo zanemarljive. Na sliki 52 prikazujemo ovojnico projektnih upogibnih momentov za stalna in začasna projektna stanja, na sliki 53 pa za potresna projektna stanja. Minimalni moment v levem krajišču znaša -189,25 kNm (potresna projektna stanja), v desnem pa -176,35 kNm (stalna in začasna projektna stanja). Maksimalni moment v polju pa je 217,48 kNm (stalna in začasna projektna stanja). Pozicija 0 m sovпада z vozliščem V1 na sliki 51.



Slika 52: Ovojnica projektnih upogibnih momentov vzdolž grede G1 za stalna in začasna projektna stanja



Slika 53: Ovojnica projektnih upogibnih momentov vzdolž grede G1 za potresna projektna stanja

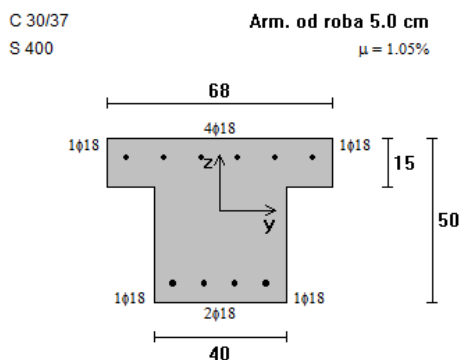
6.5.3 Vzdolžna armatura

Najprej določimo minimalno oziroma maksimalno količino vzdolžne armature v gredi G1 (glej enačbo (5.8)):

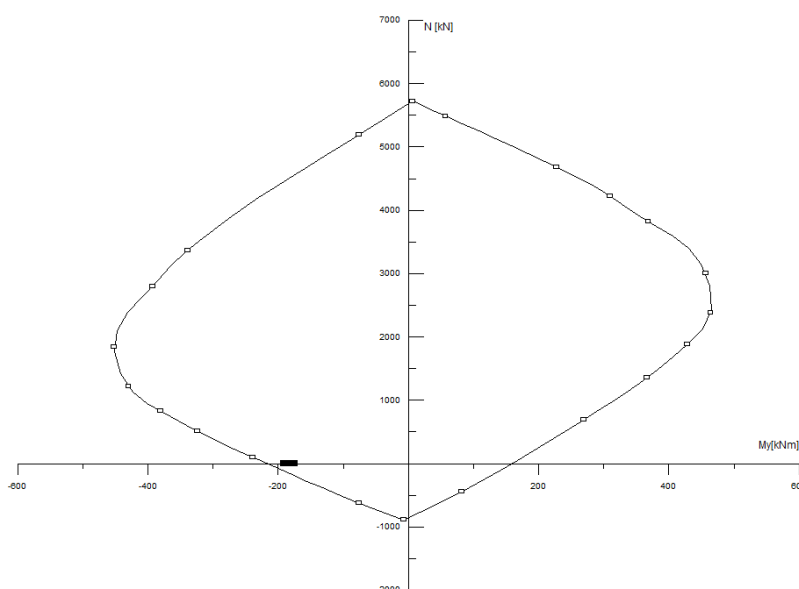
$$A_{s,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{0,29}{40} \cdot 40 \cdot 45 = 3,39 \text{ cm}^2, \\ 0,0013 \cdot 40 \cdot 45 \end{array} \right. \quad (6.22)$$

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot (40 \cdot 50 + 28 \cdot 14) = 95,58 \text{ cm}^2. \quad (6.23)$$

Najprej dimenzioniramo armaturo v levem oziroma desnem krajišču grede G1. Na zgornjem robu izberemo 6 palic premera $\phi 18$ mm, na spodnjem robu pa 4 palice. Razporeditev vzdolžne armature po prečnem prerezu v krajiščih grede prikazujemo na sliki 54 ($A_{s,\text{dej}} = 25,45 \text{ cm}^2$). Za izbrano količino armature določimo interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti prečke (DIAS, Fischinger et al., 1999) in ga prikažemo na sliki 55. Ugotovimo, da je odpornostni moment prečke pri pozitivnem upogibnem momentu $M_{Rb} = 156,96 \text{ kNm}$, pri negativnem upogibnem momentu pa $M_{Rb} = 217,35 \text{ kNm}$. Ker obravnavamo enoosno upogibno obremenitev, lahko L prerez grede G1 nadomestimo s T prerezom.



Slika 54: Prečni prerez grede G1 v obeh krajiščih (DIAS, Fischinger et al., 1999)



Slika 55: Interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza v levem in desnem krajišču grede G1 (DIAS, Fischinger et al., 1999)

V skladu s členom 5.4.3.1.2 iz SIST EN 1998-1:2006 moramo območja primarne potresne grede na razdalji do $l_{cr} = h_w$ od krajnih prerezov ob vozliščih gred s stebri obravnavati kot kritična območja. Pri tem je h_w višina grede, tako da za kritično območje upoštevamo dolžino $l_{cr} = 50$ cm. Da zadostimo zahtevam za lokalno duktilnost v kritičnih območjih primarne potresne grede, mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ vsaj enaka vrednostim iz enačbe (6.24) oziroma (6.25).

$$\mu_\phi = 2 \cdot q_0 - 1 \quad \text{če je} \quad T_1 \geq T_C \quad (6.24)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \frac{T_C}{T_1} \quad \text{če je} \quad T_1 < T_C \quad (6.25)$$

Iz analize lastnega nihanja odčitamo $T_1 = 0,4385$ s (glej preglednico 43), T_C pa je 0,5 s. Faktor obnašanja za prečno smer $q_{0,Y} = 2,88$. Torej:

$$\mu_{\phi} = 1 + 2 \cdot (q_{0,Y} - 1) \cdot T_C / T_1 = 1 + 2 \cdot (2,88 - 1) \cdot \frac{0,5}{0,4385} = 5,287$$

Zahtevi zadostimo, če sta za obe pasnici grede izpolnjena naslednja pogoja:

- v tlačnem območju je poleg armature, ki sledi iz preveritve mejnega stanja grede pri potresnem projektnem stanju, položena še armatura s prerezom, ki znaša vsaj polovico prereza dejanske natezne armature,
- delež armature v natezni coni ρ ne presega vrednosti ρ_{\max} , ki jo izračunamo z enačbo:

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0057 + \frac{0,0018}{5,287 \cdot 0,00174} \cdot \frac{2}{34,78} = 0,01695. \quad (6.26)$$

V enačbi (6.26) deleža armature v natezni (ρ) in tlačni (ρ') coni normiramo z $b \cdot d$, kjer je b širina tlačene pasnice grede, d pa je statična višina. Račun prikazujemo v nadaljevanju.

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{15,27}{40 \cdot 45} = 0,0085 \quad (6.27)$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b \cdot d} = \frac{10,18}{40 \cdot 45} = 0,0057 \quad (6.28)$$

V natezni coni grede se nahaja plošča, zato bi morali njeno armaturo na območju sodelujoče širine upoštevati pri deležu natezne armature prečnega prereza grede ρ . Ker pa je prispevek te armature majhen, ga v analizi zanemarimo. Glavna armatura v plošči namreč poteka pravokotno na os nosilca. Ugotovimo, da delež armature v natezni coni ρ ne presega vrednosti ρ_{\max} . Dodatno moramo zagotoviti, da delež armature v natezni coni vzdolž primarne potresne grede ni manjši od ρ_{\min} , ki ga izračunamo z enačbo:

$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \cdot \left(\frac{0,29}{40} \right) = 0,00363. \quad (6.29)$$

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{34,78}{20000} = 0,00174$$

V krajiščih grede, kjer je delež armature v natezni coni $\rho = 0,85 \%$, je pogoj izpolnjen:

$$\rho_{\min} = 0,363 \% \leq \rho = 0,85 \% \leq \rho_{\max} = 1,695 \%$$

Izberemo še vzdolžno armaturo v polju grede, kjer projektna upogibna obremenitev znaša $M_{Ed} = 217$ kNm. Na spodnjem robu izberemo 6 palic premera $\phi 18$ mm ($\rho \geq \rho_{min}$), na zgornjem robu pa dve palici $\phi 18$ mm. Odpornostni upogibni moment prečnega prereza v polju grede je $M_{Rd} = 224,54$ kNm.

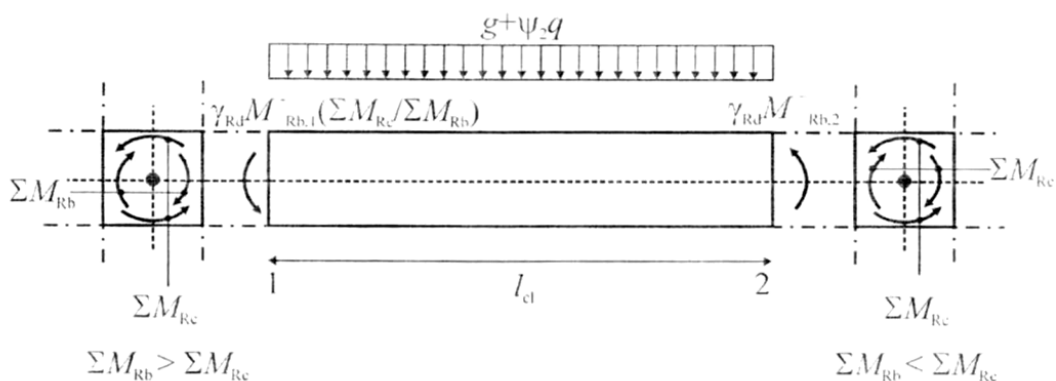
6.5.4 Strižna armatura

V skladu s členom 5.4.2.2(1)P iz SIST EN 1998-1:2006 moramo v primarnih potresnih gredah prečne sile določiti v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti. Upoštevamo ravnotežje grede pri a) prečni obtežbi, ki deluje na gredo v potresnem projektnem stanju, in b) upogibnih 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 smer delovanja potresne obtežbe. Izračunamo jih s pomočjo enačbe (6.30). Predpostavimo, da se plastični členki formirajo na krajiščih gred.

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (6.30)$$

V enačbi (6.30) je γ_{Rd} faktor, s katerim upoštevamo morebitno povečano nosilnost zaradi utrjevanja jekla in za DCM lahko privzamemo vrednost 1,0, $M_{Rb,i}$ je projektna vrednost upogibne nosilnosti grede v i -tem krajišču v smeri upogibnega momenta zaradi potresa pri upoštevanju smeri potresnega delovanja, $\sum M_{Rc}$ in $\sum M_{Rb}$ pa sta vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti stebrov in vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti gred, ki se stikajo v vozliščju.

V i -tem krajišču grede izračunamo vrednosti prečne sile, to je največja $V_{Ed,max,i}$ in najmanjša $V_{Ed,min,i}$, ki ustrezata največjim pozitivnim in največjim negativnim momentom $M_{i,d}$, ki se lahko pojavijo v krajiščih gred 1 in 2.



Slika 56: Prečne sile v gredi, določene s postopkom načrtovanja nosilnosti (povzeto po SIST EN 1998-1:2006, Slika 5.1)

V okviru predstavljene analize tudi steber projektiramo po metodi načrtovanja nosilnosti in je le-ta varovan nosilni element, zato je vrednost oklepaja v enačbi (6.31) enaka 1.

Prečne sile v gredi z načrtovanjem nosilnosti izračunamo ločeno za »PLUS« (6.31) in »MINUS« (6.32) smer.

$$\text{»PLUS«} \quad V_{Ed} = + \frac{|M_{1,d}| + |M_{2,d}|}{l_{cl}} + V_{G+0,3Q} = +V_{CD} + V_{G+0,3Q} \quad (6.31)$$

$$\text{»MINUS«} \quad V_{Ed} = - \frac{|M_{1,d}| + |M_{2,d}|}{l_{cl}} + V_{G+0,3Q} = -V_{CD} + V_{G+0,3Q} \quad (6.32)$$

Pri tem je l_{cl} dolžina grede, $V_{G+0,3Q}$ je prečna sila v gredi zaradi vpliva vertikalne obtežbe $1,0G+0,3Q$, in znaša v krajišču V1 $V_{G+0,3Q,1} = -111,31$ kN, v krajišču V2 pa $V_{G+0,3Q,2} = 154,27$ kN. Ko upoštevamo potresni vpliv v »PLUS« smeri, se v prečki v krajišču V1 pojavijo natezne obremenitve na spodnjem robu ($M_{Rb,1} = 156,96$ kNm), v krajišču V2 pa na zgornjem robu ($M_{Rb,2} = 217,35$ kNm). Upogibna momenta v krajiščih grede (glej enačbo (6.30)) tako znašata $M_{1,d} = 156,96$ kNm in $M_{2,d} = 217,35$ kNm. Rezultate računa prikažemo v preglednici 57.

Preglednica 57: Prečne sile v gredi G1 z načrtovanjem nosilnosti za »PLUS« in »MINUS« smer potresnega delovanja

Smer	Krajišče	$M_{Rb,i}$ [kNm]	$M_{i,d}$ [kNm]	$V_{G+0,3Q}$ [kN]	V_{CD} [kN]	V_{ED} [kN]
»PLUS«	V1	156,96	156,96	-111,31	44,56	-66,75
	V2	217,35	217,35	109,71	44,56	+154,27
»MINUS«	V1	217,35	217,35	-111,31	-44,56	-155,87
	V2	156,96	156,96	109,71	-44,56	+65,15

Prečne sile, izračunane s postopkom načrtovanja nosilnosti, primerjamo s prečnimi silami iz potresnega projektnega stanja in s prečnimi silami iz stalnih in začasnih projektnih stanj. Primerjavo prikažemo v preglednici 58.

Preglednica 58: Projektne vrednosti prečnih sil v krajiščih grede G1 v [kN]

Upoštevana kombinacija vplivov	Krajišče V1	Krajišče V2
Stalno in začasno projektno stanje	-176,73	174,09
Potresno projektno stanje	-131,79	125,63
Načrtovanje nosilnosti	-66,75	+154,27
	-155,87	+65,15

Ugotovimo, da maksimalna vrednost projektne prečne sile v absolutnem smislu znaša 176,73 kN. Ker sta maksimalni prečni sili v krajišču V1 in V2 skoraj enaki, v obeh krajiščih zagotavljamo enako količino strižne armature. Najprej preverimo strižno odpornost prečnega prereza grede G1 brez dodatne strižne armature po členu 6.2.2 iz SIST EN 1992-1-1: 2005. Projektno vrednost strižne odpornosti $V_{Rd,c}$ izračunamo s pomočjo enačbe:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, \quad (6.33)$$

Pri tem je strižna odpornost omejena z vrednostjo:

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d. \quad (6.34)$$

V nadaljevanju prikažemo izračun spremenljivk, ki nastopajo v enačbah (6.33) in (6.34).

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1,667 \leq 2,0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{15,27}{40 \cdot 45} = 0,008483 \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,667^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,4123 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

Pomen oznak je sledeč: A_{sl} je ploščina prereza natezne armature, N_{Ed} je projektna tlačna osna sila zaradi obtežbe ali prednapetja [N], A_c je ploščina prečnega prereza betona [mm²], b_w je najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone v [mm], d pa je statična višina v [mm]. Vrednosti spremenljivk vstavimo v enačbi (6.33) in (6.34) in dobimo:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,667 \cdot (100 \cdot 0,008483 \cdot 30)^{1/3} + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 400 \cdot 450 = 105,912 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,c,min} = (0,4123 + 0,15 \cdot 0) \cdot 400 \cdot 450 = 74,214 \text{ kN}.$$

Strižna odpornost prečnega prereza grede G1 brez strižne armature torej znaša 105,91 kN in je manjša od strižne obremenitve v krajišču grede:

$$V_{Rd,c} = 105,912 \text{ kN} < V_{Ed} = 176,73 \text{ kN}.$$

Zato moramo celotno prečno silo prevzeti z ustrezno strižno armaturo. Vzdlž grede izberemo 2-strižna navpična zaprta stremena, pri čemer predpostavimo, da je kot med tlačno diagonalo in vzdolžno osjo grede enak 45° . Strižna odpornost prereza s strižno armaturo je navzgor omejena s porušitvijo tlačne diagonale v betonu. Izračunamo jo skladno s členom 6.2.3(3) iz SIST EN 1992-1-1:2005 in sicer:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d \cdot v_1 \cdot \frac{f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}, \quad (6.35)$$

pri čemer je α_{cw} koeficient, s katerim upoštevamo stanje napetosti v tlačnem pasu in je v skladu z nacionalnim dodatkom enak 1,0, v_1 pa je redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega prereza in znaša:

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck} [\text{MPa}]}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528. \quad (6.36)$$

Maksimalna strižna odpornost prereza po enačbi (6.35) sedaj znaša:

$$V_{Rd,max} = 1,0 \cdot 40 \cdot 0,9 \cdot 45 \cdot 0,528 \cdot \frac{2}{\cot 45^\circ + \tan 45^\circ} = 855,36 \text{ kN}.$$

Ugotovimo, da je projektna prečna sila manjša od strižne odpornosti prereza, ki je omejena s porušitvijo tlačne razpore v betonu. Potrebo količino navpične strižne armature izračunamo s pomočjo enačbe (glej enačbo (6.8) iz SIST EN 1992-1-1:2005):

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta}. \quad (6.37)$$

Pri tem je A_{sw} ploščina prečnega prereza strižne armature v eni strižni ravnini, s je razdalja med stremeni, f_{ywd} pa je projektna meja elastičnosti strižne armature. Torej:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{176,73}{0,9 \cdot 45 \cdot 34,78 \cdot \cot 45^\circ} = 12,55 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}.$$

Pri izbiri ustrezne navpične strižne armature moramo izpolniti tudi zahteve iz SIST EN 1998-1:2006. V kritičnih območjih moramo uporabiti stremena, ki ustrezajo naslednjim pogojem in sicer premer stremen d_{bw} ne sme biti manjši od 6 mm, razmik med stremeni pa ne sme biti večji od pogoja (6.38). Prvo streme ob krajišču grede ne sme biti od stebra oddaljeno za več kot 50 mm.

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24 \cdot d_{bw}; 225; 8 \cdot d_{bL} \right\} = \min \left\{ \frac{500}{4}; 24 \cdot 6; 225; 8 \cdot 18 \right\} = 125 \text{ mm}. \quad (6.38)$$

V izrazu (6.38) je d_{bL} premer najtanjše vzdolžne palice v milimetrih, h_w pa je višina grede v milimetrih. Izberemo 2-strižno streme $\phi 8/8$ cm ($A_{sw}/s = 12,56 \text{ cm}^2/\text{m} > 12,55 \text{ cm}^2/\text{m}$).

6.6 Projektiranje grede G2

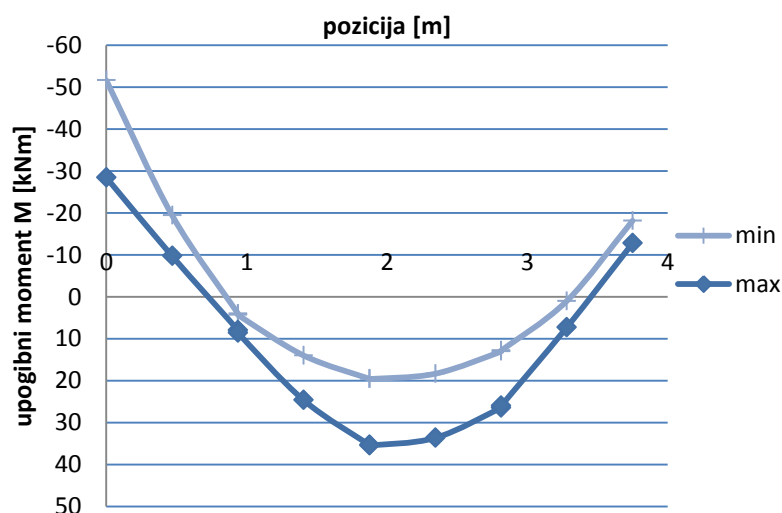
6.6.1 Geometrijske omejitve

Geometrijske omejitve smo že predstavili v poglavju 6.5.1. Tudi prečka G2 ustreza geometrijskim zahtevam, saj je os grede glede na os stebra zamaknjena za 6,7 cm, kar je manj od 10 cm, prav tako pa je izpolnjen pogoj (6.21):

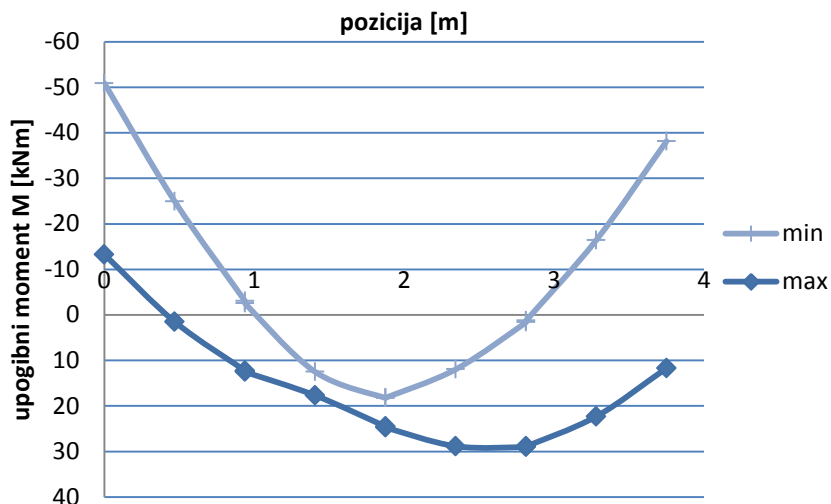
$$40 \leq \min\{40 + 40; 2 \cdot 40\} = 80$$

6.6.2 Projektni vplivi

Projektne vrednosti obremenitev v gredi G1 odčitamo iz idealiziranega računskega modela iz programa ETABS (Computers and Structures, Inc., 2008). Osne sile v prečki so v primerjavi z upogibnim momentom in prečno silo zanemarljive. Na sliki 57 prikazujemo ovojnico projektnih upogibnih momentov za stalna in začasna projektna stanja, na sliki 58 pa za potresna projektna stanja. Minimalni moment v levem krajišču (V3, glej slika 57) znaša -51,64 kNm (potresna projektna stanja), v desnem pa -38,15 kNm (stalna in začasna projektna stanja). Maksimalni moment v polju pa je 35,42 kNm (stalna in začasna projektna stanja). Pozicija 0 m sovpada z vozliščem V3 na sliki 51.



Slika 57: Ovojnica projektnih upogibnih momentov vzdolž grede G2 za stalna in začasna projektna stanja



Slika 58: Ovojnica projektnih upogibnih momentov vzdolž grede G2 za potresna projektna stanja

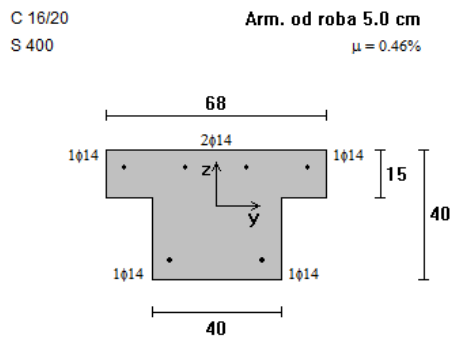
6.6.3 Vzdolžna armatura

Najprej določimo minimalno oziroma maksimalno količino vzdolžne armature v gredi G2 (glej enačbo (5.8)):

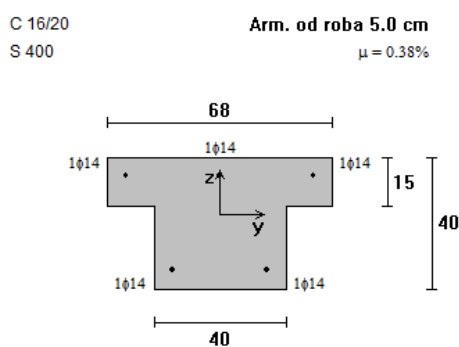
$$A_{s,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{0,19}{40} \cdot 40 \cdot 35 = 1,82 \text{ cm}^2, \\ 0,0013 \cdot 40 \cdot 35 \end{array} \right.$$

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot (40 \cdot 40 + 28 \cdot 14) = 79,68 \text{ cm}^2.$$

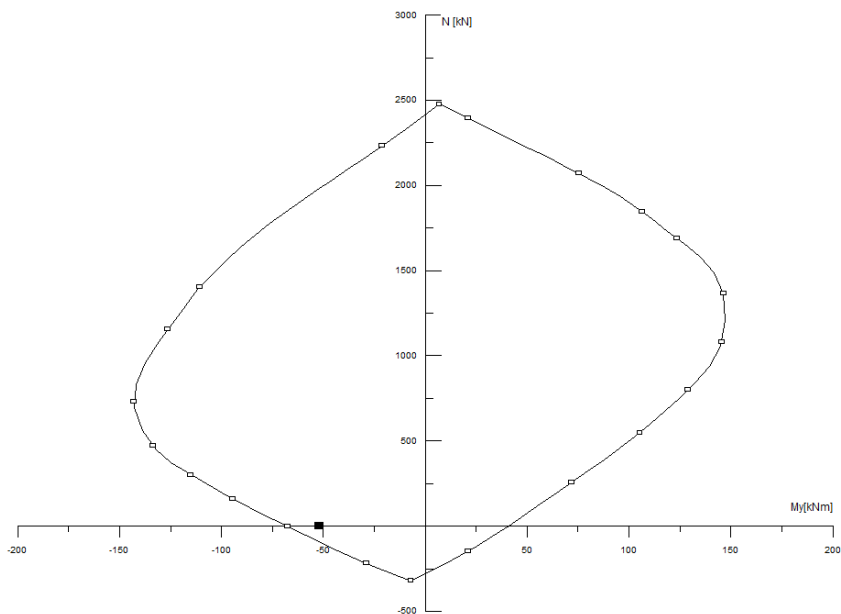
Najprej dimenzioniramo armaturo v levem oziroma desnem krajišču grede G2. Na zgornjem robu v levem krajišču izberemo 4 palice premera $\phi 14$ mm, na spodnjem robu pa 2, v desnem krajišču pa zgoraj izberemo 4 palice premera $\phi 14$ mm, na spodnjem robu pa 3 palice. Razporeditev vzdolžne armature po prečnem prerezu v krajiščih grede prikazujemo na sliki 59 za levo krajišče ($A_{s,\text{dej}} = 9,24 \text{ cm}^2$) oziroma na sliki 60 za desno krajišče ($A_{s,\text{dej}} = 7,7 \text{ cm}^2$). Za izbrano količino armature določimo interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti prečke (DIAS, Fischinger et al., 1999) in ga prikažemo na sliki 60 oziroma 61. Ugotovimo, da je odpornostni moment prečke pri pozitivnem upogibnem momentu v levem krajišču $M_{Rb} = 40,25 \text{ kNm}$, pri negativnem upogibnem momentu $M_{Rb} = 68,12 \text{ kNm}$, v desnem krajišču $M_{Rb} = 52,52 \text{ kNm}$ pri negativnem upogibnem momentu, pri pozitivnem pa enak v levem krajišču.. Ker obravnavamo enoosno upogibno obremenitev, lahko L prerez grede G2 nadomestimo s T prerezom.



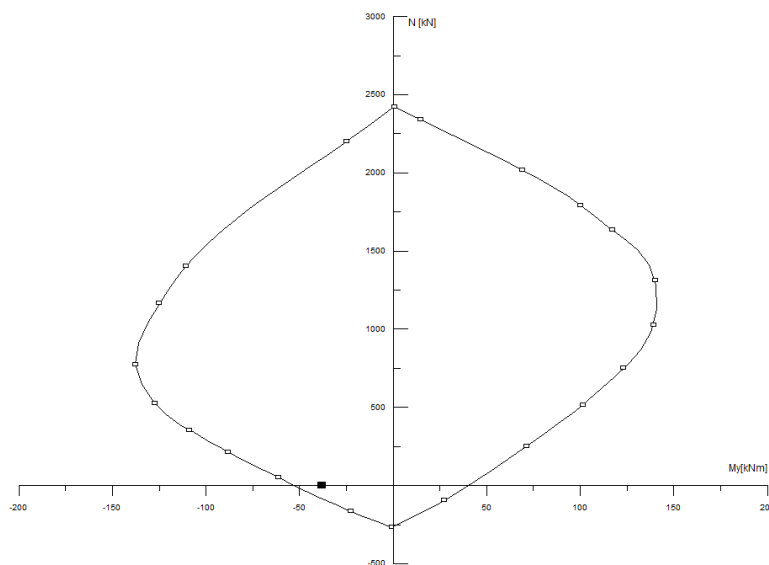
Slika 59: Prečni prerez grede G2 v levem krajišču (DIAS, Fischinger et al., 1999)



Slika 60: Prečni prerez grede G2 v desnem krajišču (DIAS, Fischinger et al., 1999)



Slika 61: Interakcijski diagram osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza v levem krajišču grede G2
(DIAS, Fischinger et al., 1999)



Slika 62: Interakcijski diagram osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza v desnem krajišču grede G2
(DIAS, Fischinger et al., 1999)

Dolžina kritičnega območja $l_{cr} = 40$ cm. Da zadostimo zahtevam za lokalno duktilnost v kritičnih območjih primarnih potresnih gred, mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_{ϕ} vsaj enaka vrednostim iz pogoja (6.25). Iz analize lastnega nihanja odčitamo $T_1 = 0,4385$ s, T_C pa je 0,5 s. Faktor obnašanja za vzdolžno smer $q_{0,X}=3,12$.

$$\mu_{\phi} = 1 + 2 \cdot (q_{0,X} - 1) \frac{T_C}{T_1} = 1 + 2 \cdot (3,12 - 1) \cdot \frac{0,5}{0,4385} = 5,835$$

V levem in desnem krajišču zadostimo pogoju, da je v tlačeni coni vsaj polovico toliko armature kolikor je dejanske natezne armature. Preverimo še pogoj, da je delež armature v natezni coni ρ v mejah med ρ_{\min} in ρ_{\max} (6.26). Najprej preverimo levo krajišče.

$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \cdot \left(\frac{0,19}{40} \right) = 0,00238$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6,16}{40 \cdot 35} = 0,0044$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b \cdot d} = \frac{3,08}{40 \cdot 35} = 0,0022$$

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0022 + \frac{0,0018}{5,835 \cdot 0,00174} \cdot \frac{1,067}{34,78} = 0,00764$$

$$\rho_{\min} = 0,238 \% \leq \rho = 0,44\% \leq \rho_{\max} = 0,764\%$$

Ugotovimo, da vsem pogojem ustrezamo. Preverimo še desno krajišče.

$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \cdot \left(\frac{0,19}{40} \right) = 0,00238$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4,62}{40 \cdot 35} = 0,0033$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b \cdot d} = \frac{3,08}{40 \cdot 35} = 0,0022$$

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0022 + \frac{0,0018}{5,835 \cdot 0,00174} \cdot \frac{1,067}{34,78} = 0,00764$$

$$\rho_{\min} = 0,238 \% \leq \rho = 0,33 \% \leq \rho_{\max} = 0,764 \%$$

Izberemo še vzdolžno armaturo v polju grede, kjer projektna upogibna obremenitev znaša $M_{Ed} = 35,1$ kNm. Na spodnjem robu izberemo 3 palice premera $\phi 14$ mm ($\rho \geq \rho_{\min}$), na zgornjem robu pa dve palici $\phi 14$ mm. Odpornostni upogibni moment prečnega prereza v polju grede je $M_{Rd} = 55,6$ kNm.

6.6.4 Strižna armatura

Podobno, kot v poglavju 6.5.4 tudi tukaj preverimo strižno armaturo. Vrednosti prečnih sil v gredi G2 z načrtovanjem nosilnosti prikažemo v preglednici 59. Dolžina grede je 3,75 m, prečne sile zaradi vpliva vertikalne obtežbe $1,0G+0,3Q$, znašajo v krajišču V3, $V_{G+0,3Q,1} = -47,57$ kN, v krajišču V1 pa $V_{G+0,3Q,2} = 39,00$ kN. Ko upoštevamo potresni vpliv v »PLUS« smeri, se v prečki v krajišču V3 pojavijo nategi na spodnjem robu ($M_{Rb,1} = 38,85$ kNm), v krajišču V1 pa na zgornjem robu ($M_{Rb,2} = 63,44$ kNm).

Preglednica 59: Prečne sile v gredi G2 z načrtovanjem nosilnosti za »PLUS« in »MINUS« smer potresnega delovanja

Smer	Vozlišče	$M_{Rb,i}$ [kNm]	$M_{i,d}$ [kNm]	$V_{G+0,3Q}$ [kN]	V_{CD} [kN]	V_{ED} [kN]
»PLUS«	V3	40,25	40,25	-47,57	28,90	-18,67
	V1	-68,12	-68,12	39,00		+67,9
»MINUS«	V3	-52,52	-52,52	-47,57	-24,74	-72,31
	V1	40,25	40,25	39,00		+14,26

Prečne sile, izračunane s postopkom načrtovanja nosilnosti, primerjamo s prečnimi silami iz potresnega projektne stanja in s prečnimi silami iz stalnih in začasnih projektne stanj. Primerjavo prikažemo v preglednici 60.

Preglednica 60: Projektne vrednosti prečnih sil v krajiščih grede G2 v [kN]

Upoštevana kombinacija vplivov	Krajišče V3	Krajišče V1
Stalno in začasno projektne stanje	-74,50	+57,99
Potresno projektne stanje	-59,66	+50,65
Načrtovanje nosilnosti	-18,67	+67,9
	-72,31	+14,26

Ugotovimo, da maksimalna vrednost projektne prečne sile v absolutnem smislu znaša za levo krajišče (V3) 74,5 kN, za desno krajišče (V1) pa 67,9 kN. Najprej preverimo strižno odpornost prečnega prereza grede G2, v levem krajišču, brez dodatne strižne armature. Projektne vrednosti strižne odpornosti $V_{Rd,c}$ izračunamo s pomočjo enačbe:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

Pri tem je strižna odpornost omejena z vrednostjo:

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d.$$

V nadaljevanju prikažemo izračun spremenljivk.

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1,756 \leq 2,0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{6,16}{40 \cdot 35} = 0,0044 \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,756^{3/2} \cdot 16^{1/2} = 0,326 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

Ko vstavimo vrednosti spremenljivk v enačbi, dobimo:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,756 \cdot (100 \cdot 0,0044 \cdot 16)^{1/3} \right] \cdot 400 \cdot 350 = 56,54 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 0,326 \cdot 400 \cdot 350 = 45,64 \text{ kN}$$

Strižna odpornost prečnega prereza je manjša kot strižna obremenitev. Enako velja tudi za desno krajišče. Vzdlž grede izberemo 2-strižna navpična zaprta stremena, pri čemer predpostavimo, da je kot med tlačno diagonalo in vzdolžno osjo grede enak 45° . Strižna odpornost prereza s strižno armaturo je navzgor omejena s poružitvijo tlačne diagonale v betonu:

$$V_{Rd,max} = 1,0 \cdot 40 \cdot 0,9 \cdot 35 \cdot 0,562 \cdot \frac{1,067}{\cot 45^\circ + \tan 45^\circ} = 377,8 \text{ kN},$$

pri čemer vrednost redukcijskega faktorja tlačne trdnosti strižno razpokanega prereza znaša:

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{16}{250} \right) = 0,562.$$

Potrebo strižno armaturo določimo po enačbi (6.37).

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{74,5}{0,9 \cdot 35 \cdot 34,78 \cdot \cot 45^\circ} = 6,8 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Pri izbiri ustrezne navpične strižne armature moramo izpolniti tudi zahteve iz SIST EN 1998-1:2006. V kritičnih območjih moramo uporabiti stremena, ki ustrezajo naslednjim pogojem in sicer premer stremen d_{bw} ne sme biti manjši od 6 mm, razmik med stremeni pa ne sme biti večji od pogoja (6.38). Prvo streme ob krajišču grede ne sme biti od stebra oddaljeno za več kot 50 mm.

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24 \cdot d_{bw}; 225; 8 \cdot d_{bL} \right\} = \min \left\{ \frac{400}{4}; 24 \cdot 6; 225; 8 \cdot 13 \right\} = 100 \text{ mm}$$

Izberemo 2-strižno streme $\phi 8/14 \text{ cm}$ ($A_{sw}/s = 7,18 \text{ cm}^2/\text{m} > 6,8 \text{ cm}^2/\text{m}$). Določimo še potrebno strižno armaturo v krajišču V1:

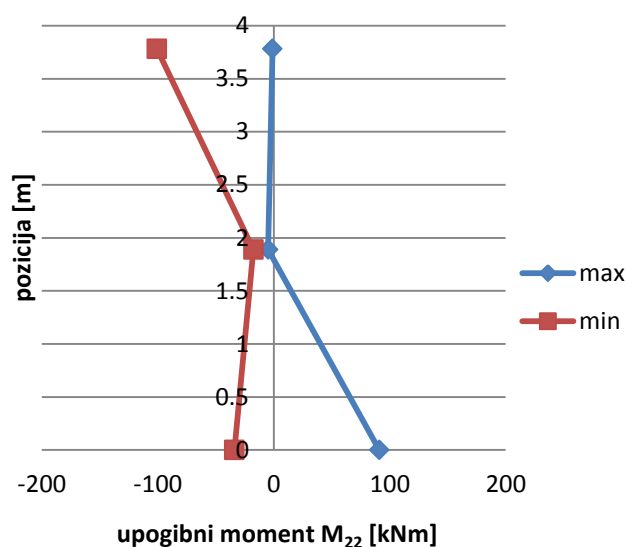
$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{67,9}{0,9 \cdot 35 \cdot 34,78 \cdot \cot 45^\circ} = 6,2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}.$$

Izberemo 2-strižno streme $\phi 8/16$ cm ($A_{sw}/s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m} > 6,2 \text{ cm}^2/\text{m}$).

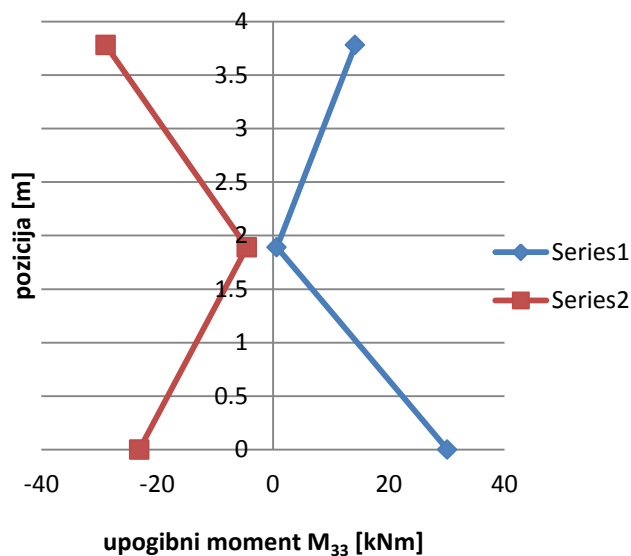
6.7 Projektiranje stebra S1

6.7.1 Projektni vplivi

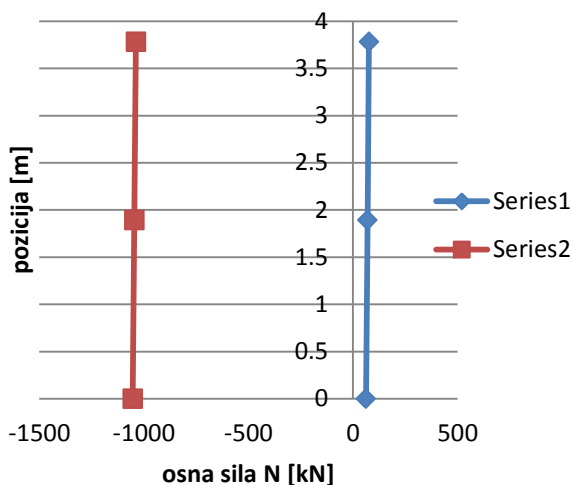
Projektne vrednosti obremenitev v stebri S1 odčitamo iz idealiziranega računskega modela iz programa ETABS (Computers and Structures, Inc., 2008). Na slikah 63, 64 in 65 prikažemo ovojnice projektne upogibne momente in osne sile za potresna projektna stanja.



Slika 63: Ovojnica projektne upogibne momente M_{22} vzdolž stebra S1 za potresna projektna stanja



Slika 64: Ovojnica projektne upogibne momente M_{33} vzdolž stebra S1 za potresna projektna stanja



Slika 65: Ovojnica projektne osne sile N vzdolž stebra S1 za potresna projektna stanja

Upogibno in strižno nosilnost določimo v skladu z EN 1992-1-1:2004, pri čemer uporabimo vrednost osne sile iz analize za potresno projektno stanje.

Najprej, skladno s členom 5.4.3.2.1(3)P iz SIST EN 1998-1:2006, preverimo vrednost normirane osne sile v_d v primarnih potresnih stebrih. Vrednost ne sme biti višja od 0,65, sicer so dimenzije stebra premajhne.

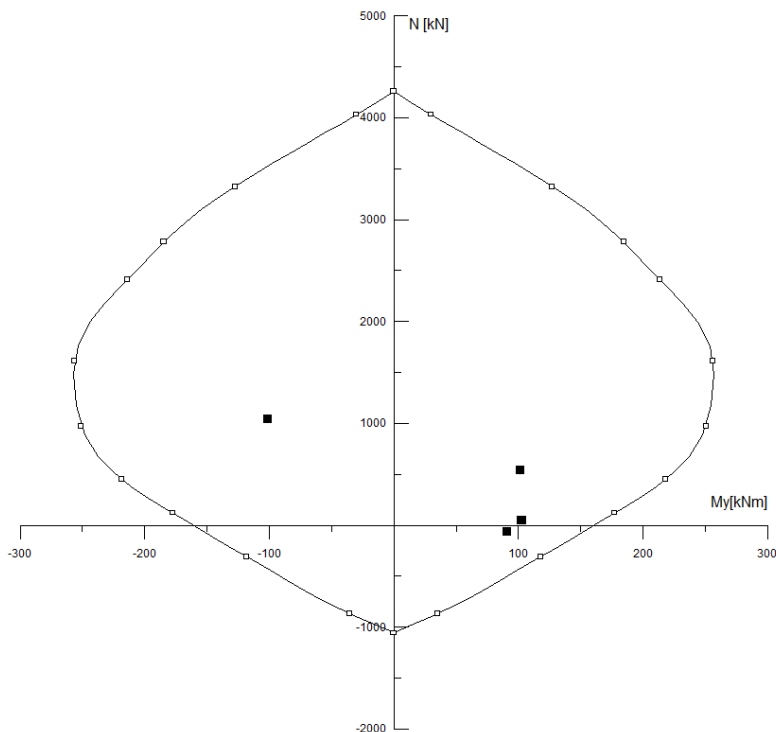
$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{61,68}{40 \cdot 40 \cdot 1,67} = 0,0231 < 0,65 \quad (6.39)$$

Za konstruiranje armature uporabimo pogoja stopnje armiranja prereza. V skladu s členom 5.4.3.2.2.1(P) iz SIST EN 1998-1:2006, celotni delež vzdolžne armature ρ_1 ne sme biti manjši od 0,01 in ne večji od 0,04. V simetričnih prerezih se uporabi simetrična armatura ($\rho = \rho'$). Poleg tega upoštevamo pogoj, da moramo vzdolž vsake stranice stebra med vogalne armaturene palice postaviti vsaj še eno vmesno palico, da se zagotovi integriteta vozlišč stebrov z gredami. Minimalna količina vzdolžne armature torej znaša:

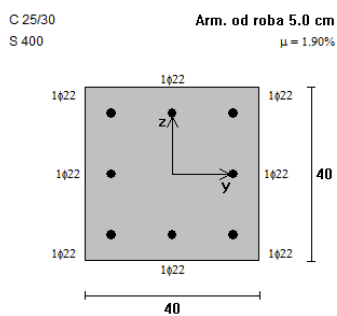
$$A_s = 0,01 \cdot 40 \cdot 40 = 16 \text{ cm}^2.$$

Izberemo 8 palic $\phi 22$. Razporeditev vzdolžne armature po prečnem prerezu v stebri S1 prikazujemo na sliki 67 ($A_{s,dej} = 25,45 \text{ cm}^2$). Zaradi simetrije prereza je upogibna odpornost prereza v y in z smeri enaka in sicer za steber v prvi etaži (S1) $M_{Rc,S1} = 107,0 \text{ kNm}$, za steber v drugi etaži (S2) pa $M_{Rc,S2} = 116,4 \text{ kNm}$, upoštevajoč redukcijo. V skladu s členom 5.4.3.2.1(2) iz SIST EN 1998-1:2006 se dvoosni upogib lahko upošteva na poenostavljen način, tako da se preveri vsaka smer ločeno in se pri tem upošteva za 30 % zmanjšana enoosna upogibna trdnost. Za izbrano količino armature določimo

interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti prečke (DIAS, Fischinger et al., 1999) in ga prikažemo na sliki 66.



Slika 66: Interakcijski diagram osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza stebra S1 (DIAS, Fischinger et al., 1999)



Slika 67: Prečni prerez stebra S1 (DIAS, Fischinger et al., 1999)

6.7.2 Pogoji globalne in lokalne duktilnosti

V skladu s členom 4.4.2.3 iz SIST EN 1998-1:2006 moramo v večetažnih stavbah preprečiti tvorbo plastičnega mehanizma v mehki etaži. Zahtevi zadostimo tako, da v vseh vozliščih primarnih in sekundarnih (potresnih) nosilcev s stebri, ki tvorijo primarni potresni sistem, ustrezamo pogoju:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} \quad (6.40)$$

V enačbi (6.40) je ΣM_{Rc} vsota projektnih upogibnih nosilnosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču. Pri določevanju upogibnih nosilnosti upoštevamo celotno območje osnih sil, ki se pojavijo pri potresnem projektnem stanju, in v izrazu (6.40) uporabimo najmanjšo vrednost nosilnosti, ΣM_{Rb} pa je vsota projektnih upogibnih nosilnosti nosilcev, ki se stikajo v vozlišču. V skladu s členom 4.4.2.3(5) iz SIST EN 1998-1:2006 mora biti zgornji izraz izpolnjen v dveh pravokotnih navpičnih ravninah, ki sta pri stavbah z okviri, postavljeni v dveh pravokotnih smereh, opredeljeni z ravninama okvirov. Pogoji izpolnimo za obe smeri (pozitivno in negativno) vplivov momentov okoli vozlišča v nosilcih, pri čemer momenti v stebrih vedno delujejo v nasprotni smeri kot momenti v nosilcih. Preverimo v štirih ločenih smereh.

Smer +X:

$$\Sigma M_{Rc} = M_{Rc,S1} + M_{Rc,S2} = 223,4 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{Rb} = M_{Rb,P2}^- = 52,52 \text{ kNm}$$

Smer -X:

$$\Sigma M_{Rc} = M_{Rc,S1} + M_{Rc,S2} = 223,4 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{Rb} = M_{Rb,P2}^+ = 40,25 \text{ kNm}$$

Smer +Y:

$$\Sigma M_{Rc} = M_{Rc,S1} + M_{Rc,S2} = 223,4 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{Rb} = M_{Rb,P1}^+ = 156,96 \text{ kNm}$$

Smer -Y:

$$\Sigma M_{Rc} = M_{Rc,S1} + M_{Rc,S2} = 223,4 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{Rb} = M_{Rb,P1}^- = 217,35 \text{ kNm}$$

Ugotovimo, da pogoju (6.40) v smer -Y ne zadoščamo. Posledično povečamo armaturo v stebrih S1 in S2 na $8\phi 28$ ($A_{s,dej} = 49,26 \text{ cm}^2$, $\rho = 0,035$). Odpornostni moment za stebra S1 $M_{Rc,S1} = 167,53 \text{ kNm}$ in S2 $M_{Rc,S2} = 177,37 \text{ kNm}$. Pogoji (6.40) sedaj izpolnjujemo ($344,9 > 1,3 \cdot 217,35 = 282,56$).

6.7.3 Dimenzioniranje na strižno obremenitev

V skladu s členom 5.4.2.3(1)P iz SIST EN 1998-1:2006 moramo v stebrih prečne sile določiti v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti. Pri tem upoštevamo ravnotežje stebra delovanju momentov $M_{i,d}$ na krajiščih (kjer $i = 1,2$ označuje krajna prereza stebra), ki ustrezajo stanju, ko se formirajo plastični

členki za pozitivno in negativno smer delovanja potresne obtežbe in se izračunajo po (6.41). Upoštevamo, da se plastični členki formirajo na krajiščih stebrov.

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) \quad (6.41)$$

Pri čemer je γ_{Rd} faktor, ki upošteva morebitno večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla in se za DCM privzame vrednost 1,1, $M_{Rc,i}$ je projektna vrednost upogibne nosilnosti stebra v krajišču i . Izpeljana je v smeri upogibnega momenta zaradi potresnega vpliva in v njegovi smeri. $\sum M_{Rc}$ in $\sum M_{Rb}$ pa sta vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnih stebrov in vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnih gred, ki se stikajo v vozlišču.

Vrednosti posameznih količin in rezultate iz enačbe (6.41) predstavimo v preglednici 61 za vse štiri možne kombinacije. Vozlišče 1 predstavlja vpetje stebra S1 v tla, vozlišče 2 pa stik obeh prečk in obeh stebrov.

Preglednica 61: Prečne sile v stebri S1 z načrtovanjem nosilnosti v »PLUS« in »MINUS« smeri potresnega delovanja za smer X in Y

	Smer	Vozlišče	$M_{Rc,i}$ [kNm]	$\sum M_{Rb}$ [kNm]	$\sum M_{Rc}$ [kNm]	$M_{i,d}$ [kNm]	V_{CD} [kN]
X	»PLUS«	1	167,53	∞	167,53	184,28	56,18
		2	167,53	52,52	344,9	28,06	
	»MINUS«	1	167,53	∞	167,53	184,28	54,44
		2	167,53	40,25	344,9	21,51	
Y	»PLUS«	1	167,53	∞	167,53	184,28	70,94
		2	167,53	156,96	344,9	83,87	
	»MINUS«	1	167,53	∞	167,53	184,28	79,47
		2	167,53	217,35	344,9	116,13	

Prečne sile, izračunane s postopkom načrtovanja nosilnosti, primerjamo s prečnimi silami iz potresnega projektnega stanja in s prečnimi silami iz stalnih in začasnih projektnih stanj. Kot smo opisali v poglavju 6.2.2 k prečnim silam pri potresnem projektnem stanju prištejemo polovično vrednost osne sile v diagonalah. Primerjavo prikažemo v preglednici 62.

Preglednica 62: Projektne vrednosti prečnih sil v krajiščih stebra S1 v [kN]

Smer	Prečna sila (absolutna vrednost) [kN]	
	X	Y
Stalno in začasno projektno stanje	5,68	33,13
Potresno projektno stanje	74,51	286,12
Načrtovanje nosilnosti	56,18	79,47

Ugotovimo, da maksimalna vrednost projektne strižne obremenitve v absolutnem smislu znaša 286,12 kN. Najprej preverimo strižno odpornost prečnega prereza stebra S1 brez dodatne strižne armature. Projektno vrednost strižne odpornosti $V_{Rd,c}$ izračunamo s pomočjo enačbe:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d,$$

pri tem je strižna odpornost omejena z vrednostjo:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d.$$

V nadaljevanju prikažemo izračun spremenljivk, ki nastopajo gornjih enačbah.

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{350}} = 1,756 \leq 2,0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{49,26}{40 \cdot 35} = 0,035 \leq 0,02 \quad \rightarrow \quad \rho_1 = 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{61,68 \cdot 1000}{400 \cdot 400} = 0,3855 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,333 \text{ MPa}$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,756^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,407 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

Ko vstavimo vrednosti spremenljivk v enačbi, dobimo:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,756 \cdot (100 \cdot 0,02 \cdot 25)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,333 \right] \cdot 400 \cdot 350 = 115,68 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = (0,407 + 0,15 \cdot 0,333) \cdot 400 \cdot 350 = 63,98 \text{ kN}$$

Strižna odpornost prečnega prereza je manjša kot strižna obremenitev. Vzdlž stebra izberemo $2 + \sqrt{2}$ strižnimi stremeni, pri čemer predpostavimo, da je kot med tlačno diagonalo in vzdolžno osjo grede enak 45° . Strižna odpornost prereza s strižno armaturo je navzgor omejena s poružitvijo tlačne diagonale v betonu:

$$V_{Rd,max} = 1,0 \cdot 40 \cdot 0,9 \cdot 35 \cdot 0,54 \cdot \frac{1,667}{\cot 45^\circ + \tan 45^\circ} = 566,99 \text{ kN},$$

pri čemer vrednost redukcijskega faktorja tlačne trdnosti strižno razpokanega prereza znaša:

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54.$$

Potrebo strižno armaturo določimo po enačbi (6.37). Izberemo $2 + \sqrt{2}$ strižno streme $\phi 8/8\text{cm}$ ($A_{sw}/s = 0,215$).

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{286,12}{0,9 \cdot 35 \cdot 43,78 \cdot \cot 45^\circ} = 0,207 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

V skladu s členom 5.4.3.2.2(3)P iz SIST EN 1998-1:2006 območja primarnih potresnih stebrov na razdalji do l_{cr} od obeh krajišč stebra obravnavamo kot kritična območja. Dolžino kritičnega območja izračunamo z enačbo (6.42):

$$l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl}/6; 0,45\} = \max\{0,4; 3,78/6; 0,45\} = 63 \text{ cm}, \quad (6.42)$$

pri tem je h_c večja dimenzija prečnega prereza stebra [m], l_{cl} pa je svetla višina stebra [m]. V kritičnem območju primarnih potresih stebrov mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ vsaj enaka pogoju (6.24) oziroma (6.25). Iz analize lastnega nihanja odčitamo $T_1 = 0,4385$ s (glej preglednico 43), T_C pa je 0,5 s Faktor obnašanja za prečno smer $q_{0,Y} = 2,88$, za vzdolžo smer pa $q_{0,X} = 2,88$. Torej:

$$\mu_{\phi,X} = 1 + 2 \cdot (q_{0,X} - 1) \frac{T_C}{T_1} = 1 + 2 \cdot (3,12 - 1) \cdot \frac{0,5}{0,4385} = 5,835,$$

$$\mu_{\phi,Y} = 1 + 2 \cdot (q_{0,Y} - 1) \frac{T_C}{T_1} = 1 + 2 \cdot (2,88 - 1) \cdot \frac{0,5}{0,4385} = 5,287.$$

Če je za zahtevano vrednost μ_ϕ kjerkoli v prerezu potrebna deformacija betona večja od $\varepsilon_{cu/2} = 0,0035$, je treba izgubo nosilnosti zaradi odlučenja betonskega kritja nadomestiti z ustreznim objetjem betonskega jedra s stremeni. Upoštevamo, da sta zgornji zahtevi izpolnjeni, če velja:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035, \quad (6.43)$$

pri tem je ω_{wd} mehanski volumski delež (zaprtih) stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega območja in ga izračunamo z enačbo (6.44) in mora znašati vsaj 0,08 v kritičnem območju ob vpetju primarnih potresnih stebrov, μ_ϕ je zahtevana vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost, ν_d je normirana projektna osna sila po enačbi (6.39), $\varepsilon_{sy,d}$ je projektna vrednost deformacije na meji plastičnosti za natezno armaturo, h_c je višina celega betonskega prereza (merjena v vodoravni smeri, ki ustreza μ_ϕ), h_0 je višina objetega jedra (merjena od srednje črte stremen), b_c je širina celega betonskega prereza, b_0 je širina objetega jedra (merjena do srednje črte stremen).

$$\omega_{wd} = \frac{\text{prostornina stremen za objetje}}{\text{prostornina objetega betonskega jedra}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (6.44)$$

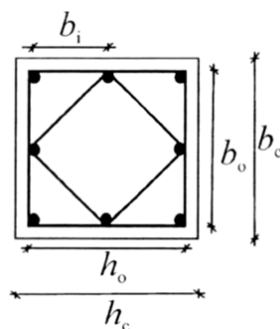
Faktor učinkovitosti objetega jedra α izračunamo z enačbo (6.45)

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,734 \cdot 0,776 = 0,57. \quad (6.45)$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} = 1 - \frac{8 \cdot 15^2}{6 \cdot 33,6 \cdot 33,6} = 0,734 \quad (6.46)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right) = \left(1 - \frac{8}{2 \cdot 33,6}\right) \cdot \left(1 - \frac{8}{2 \cdot 33,6}\right) = 0,776 \quad (6.47)$$

V enačbi (6.46) je n skupno število vzdolžnih armaturnih palic, ki jih v prečni smeri podpirajo stremena ali prečne vezi, b_i pa je razdalja med sosednjimi podprtimi palicami. Oznake h_0 , h_c , b_0 , b_c in b_i prikažemo na sliki 68.



Slika 68: Objetje betonskega jedra (povzeto po Slika:5.7 iz SIST EN 1998-1:2006)

Enačbo (6.44) sedaj zapišemo kot:

$$\omega_{wd} = \frac{4 \cdot A_{sw} \cdot (b_0 + b_i \cdot \sqrt{2})}{b_0^2 \cdot s} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{4 \cdot 1,72 \cdot (33,6 + 15 \cdot \sqrt{2})}{33,6^2 \cdot 8} \cdot \frac{34,78}{1,666} = 0,0871 > 0,08.$$

Pogoj (6.43) preverimo zgolj za merodajno X smer in vidimo, da pogoju ustrezamo.

$$0,57 \cdot 0,0871 = 0,0496 \geq 30 \cdot 5,835 \cdot 0,02313 \cdot 0,00174 \cdot \frac{40}{33,6} - 0,035 = -0,0266$$

V skladu s členom 5.4.3.2.2(10)P iz SIST EN 1998-1:2006 moramo v kritičnih območjih primarnih potresnih stebrov uporabiti stremena in prečne vezi s premerom vsaj 6 mm na takšni medsebojni razdalji, da je zagotovljena najmanjša duktilnost in se prepreči lokalni uklon vzdolžnih armaturnih palic. Stremena moramo oblikovati tako, da ustvarjajo ugodno triosno napetostno stanje v objetem jedru. Upoštevamo, da so minimalni pogoji izpolnjeni, če velja enačba (6.48) in če je razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi manjša od 200 mm. Slednjemu pogoju smo zadostili, preverimo še enačbo (6.48):

$$s = \min \left\{ \frac{b_0}{2}; 175; 8 \cdot d_{bL} \right\} = \min \left\{ \frac{400}{2}; 175; 8 \cdot 28 \right\} = 175 \text{ mm}, \quad (6.48)$$

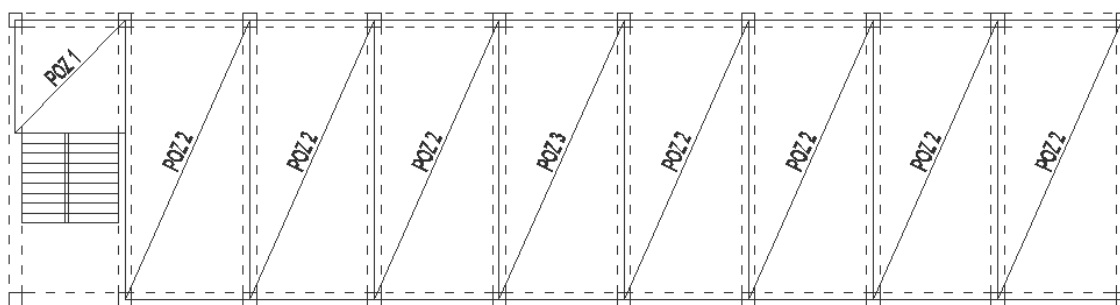
pri čemer je h_c večja dimenzija prečnega prereza stebra [m], l_{cl} pa je svetla višina stebra [m]. Vidimo, da izbrano $2 + \sqrt{2}$ strižno streme $\phi 8/8\text{cm}$ izpolnjuje vse pogoje.

7 PRIMERJAVA REZULTATOV

V tem poglavju predstavimo rezultate primerjave količin armature v značilnih nosilnih elementih obravnavane več-etažne stavbe. Med seboj primerjamo količino armature, ki je rezultat analize in dimenzioniranja nosilnih elementov po evrokod standardih, in količine armature, ki jo za analiziran nosilni element odčitamo iz obstoječe projektne dokumentacije. Le-ta je rezultat projektiranja po starih jugoslovanskih predpisih za beton in armiran beton.

7.1 Medetažna plošča

Primerjamo količine spodnje in zgornje armature v analizirani medetažni plošči (glej 5. poglavje). Za potrebe primerjave tloris plošče razdelimo na pozicije kot prikazujemo na sliki 69.



Slika 69: Razdelitev plošče na pozicije

7.1.1 Armatura spodaj

V preglednici 63 prikazemo primerjavo količin spodnje armature po posameznih pozicijah medetažne plošče.

Preglednica 63: Primerjava količin spodnje armature v medetažni plošči

Pozicija	Evrokod		PBAB
	$A_{s,potr}$ [cm ² /m]	$A_{s,dej}$ [cm ² /m]	$A_{s,dej,vgr}$ [cm ² /m]
POZ 1	7,7	8,1 (Q335+φ8/11)	4,72 (R331+φ6/20 cm)
POZ 2	3,3	3,35 (Q335)	3,31 (R331)
POZ 3	4,5	5,03 (Q503)	4,72 (R331+φ6/20 cm)

Ugotovimo, da je količina armature v smeri osi X, ki je rezultat projektiranja po Evrokodih, zelo podobna vgrajeni armaturi. Do odstopanj pride zgolj pri POZ 1, verjetno zaradi drugačnih robnih pogojev. Iz slike 40 pa lahko razberemo, da potrebujemo armaturo tudi v smeri osi Y. Nastala razlika v primerjavi z vgrajeno armaturo je najverjetneje posledica različnih robih pogojev, saj je plošča v idealiziranem računskem modelu podprta s podajnimi nosilci.

7.1.2 Armatura zgoraj

V preglednici 65 prikažemo primerjavo količin zgornje armature po posameznih pozicijah medetažne plošče.

Preglednica 64: Primerjava količin zgornje armature v medetažni plošči

Pozicija	Evrokod		PBAB
	$A_{s,potr}$ [cm ² /m]	$A_{s,dej}$ [cm ² /m]	$A_{s,dej,vgr}$ [cm ² /m]
POZ 1- POZ 2	6,0	6,7 (R335+ ϕ 8/15)	4,76 (2 R238)
POZ 2- POZ 2 v polju	3,2	3,35 (R335)	4,76 (2 R238)
POZ 2- POZ 2 ob podpori	6,2	6,7 (R335+ ϕ 8/15)	4,76 (2 R238)
POZ 2- POZ 3 v polju	2,9	3,35 (R335)	4,76 (2 R238)
POZ 2- POZ 3 ob podpori	6,5	6,7 (R335+ ϕ 8/15)	4,76 (2 R238)

Ugotovimo, da je količina zgornje armature v smeri osi X, ki je rezultat projektiranja po Evrokodih, zelo podobna vgrajeni armaturi. Do odstopanj pride na mestih, kjer smo v idealiziranem računskem modelu plošče predpostavili togo vpetost nosilcev v vertikalne nosilne elemente.

7.2 Greda

7.2.1 Greda G1

V preglednici 66 prikažemo primerjavo količin vzdolžne in strižne armature v gredi G1.

Preglednica 65: Primerjava količin vzdolžne in strižne armature v gredi G1

		EC	PBAB
Prerez ob podpori	Armatura zgoraj	15,27 (6 ϕ 18)	34,15 (5 ϕ 25+4 ϕ 8+2 ϕ 22)
	Armatura spodaj	10,18 (4 ϕ 18)	11,40 (3 ϕ 22)
Prerez v polju	Armatura zgoraj	5,09 (2 ϕ 18)	2,01 (4 ϕ 8)
	Armatura spodaj	15,27 (6 ϕ 18)	19,01 (5 ϕ 22)
Strižna armatura	V polju	4,52 (ϕ 8/20, n=2)	4,52 (ϕ 8/20, n=2)
	Ob podpori	12,56 (ϕ 8/8, n=2)	10,06 (ϕ 8/10, n=2)

Ugotovimo, da največja odstopanja v količinah armature nastopajo pri zgornji armaturi in sicer v prečnem prerezu ob podpori ter v polju. Odstopanja v polju so posledica poenostavitve pri izbiri vzdolžne armature v okviru predstavljene analize, ob podpori pa zahtev za zagotovitev lokalne duktilnosti prečke iz evrokod standardov. Do odstopanj pride tudi pri količinah strižne armature v prečnem prerezu ob podpori. V okviru predstavljene analize je večja količina strižne armature posledica projektiranja po metodi načrtovanja nosilnosti.

7.2.2 Greda G2

V preglednici 67 prikažemo primerjavo količin vzdolžne in strižne armature v gredi G2.

Preglednica 66: Primerjava količin vzdolžne in strižne armature v gredi G2

		EC	PBAB
Prerez ob podpori levo	Armatura zgoraj	6,16 (4 ϕ 14)	5,53 (4 ϕ 12+2 ϕ 8)
	Armatura spodaj	3,08 (2 ϕ 14)	2,26 (2 ϕ 12)
Prerez ob podpori desno	Armatura zgoraj	4,62 (3 ϕ 14)	5,53 (4 ϕ 12+2 ϕ 8)
	Armatura spodaj	3,08 (2 ϕ 14)	2,26 (2 ϕ 12)
Prerez v polju	Armatura zgoraj	3,08 (2 ϕ 14)	1,01 (2 ϕ 8)
	Armatura spodaj	4,62 (3 ϕ 14)	4,52 (4 ϕ 12)
Strižna armatura	V polju	5,02 (ϕ 8/20, n=2)	5,02 (ϕ 8/20, n=2)
	Ob podpori	6,28 (ϕ 8/16, n=2)	6,70 (ϕ 8/15, n=2)

Ugotovimo, da je količina vzdolžne armature, ki je rezultat projektiranja po Evrokodih, zelo podobna vgrajeni armaturi. Največja odstopanja v količinah armature nastopajo pri zgornji armaturi v prečnem prerezu v polju in pri spodnji armaturi v prečnem prerezu ob podpori. Odstopanja v polju so posledica poenostavitve pri izbiri vzdolžne armature v okviru predstavljene analize, ob podpori pa zahtev za zagotovitev lokalne duktilnosti prečke iz evrokod standardov.

7.3 Steber S1

V preglednici 68 prikažemo primerjavo količin vzdolžne in strižne armature še za steber S1.

Preglednica 67: Primerjava količin vzdolžne in strižne armature v stebru S1

Armatura	EC	PBAB
Vzdolžna	49,26 (8 ϕ 28)	49,09 (10 ϕ 25)
Strižna	21,44 (ϕ 8/8, $n=2+\sqrt{2}$)	10,06 (ϕ 8/10, $n=2$)

Ugotovimo, da je količina vzdolžne armature, ki je rezultat projektiranja po Evrokodih, zelo podobna vgrajeni armaturi. Do odstopanj pride pri količinah strižne armature v prečnem prerezu ob podpori. V okviru predstavljene analize je večja količina strižne armature posledica projektiranja po metodi načrtovanja nosilnosti.

8 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo analizirali in projektirali armiranobetonsko nosilno konstrukcijo že obstoječe več-etažne poslovne stavbe v Idriji. Nosilna konstrukcija stavbe, sestavljajo jo AB okviri in polne AB plošče, je bila projektirana po takratnih veljavnih jugoslovanskih predpisih za beton in armiran beton (PBAB), v diplomski nalogi pa smo jo projektirali po trenutno veljavnih standardih Evrokod, ter primerjali količine in razporeditev potrebne armature s količinami in razporeditvijo že vgrajene armature.

Analizo nosilne konstrukcije smo izvedli s pomočjo dveh idealiziranih računskih modelov in sicer ločeno za analizo vertikalnih in ločeno za analizo horizontalnih nosilnih elementov in sicer v programu ETABS oziroma SAP2000 (oba Computers and Structures, Inc.).

Pri analizi tipične medetažne plošče smo poleg lastne teže in stalne obtežbe upoštevali tudi koristno obtežbo. Pri analizi vertikalnih elementov smo dodatno upoštevali še vpliv snega na strehi, vpliv vetra na ovoj stavbe ter potresni vpliv. Dodatno smo izvedli analizo vpliva opečnih polnil med stebri na lastno nihanje konstrukcije ter na odziv konstrukcije pri delovanju horizontalne obtežbe. Ugotovili smo, da se nihajni časi pri računskem modelu konstrukcije z opečnimi polnili zmanjšajo za polovico, kar posledično povzroči večji potresni vpliv. Zaradi nezveznosti polnil po etažah, stavbo nismo uvrstili med pravilne po višini, kar je povzročilo zmanjšanje vrednosti faktorja obnašanja.

Na podlagi primerjave med izračunanimi količinami armature in količinami vgrajene armature, odčitane iz obstoječe projektne dokumentacije, v nadaljevanju podajamo zaključke.

Ugotovili smo, da je količina armature spodaj, v smeri pravokotno na nosilce, ki je rezultat projektiranja po Evrokodih, zelo podobna vgrajeni armaturi, v smeri poteka nosilcev pa je nastala razlika v primerjavi z vgrajeno armaturo in je najverjetneje posledica različnih robih pogojev, saj je plošča v idealiziranem računskem modelu podprta s podajnimi nosilci. Prav tako pride do odstopanj količine armature zgoraj, na mestih, kjer smo v idealiziranem računskem modelu plošče predpostavili togo vpetost nosilcev v vertikalne nosilne elemente.

Ugotovili smo, da je količina vzdolžne armature v gredah, ki je rezultat projektiranja po Evrokodih, zelo podobna vgrajeni armaturi. Največja odstopanja v količinah armature nastopajo pri zgornji armaturi v prečnem prerezu v polju in pri spodnji armaturi v prečnem prerezu ob podpori. Odstopanja v polju so posledica poenostavitve pri izbiri vzdolžne armature v okviru predstavljene analize, ob podpori pa zahtev za zagotovitev lokalne duktilnosti prečke iz evrokod standardov.

Ugotovili smo, da je količina vzdolžne armature v stebri, ki je rezultat projektiranja po Evrokodih, zelo podobna vgrajeni armaturi. Do odstopanj pride pri količinah strižne armature v prečnem prerezu ob podpori. V okviru predstavljene analize je večja količina strižne armature posledica projektiranja po metodi načrtovanja nosilnosti.

VIRI

Agencija republike Slovenije za okolje (ARSO). 2001. Karta potresne nevarnosti.

http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektني_pospesek_tal.html

(Pridobljeno 08. 11. 2013.)

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

Celarec, D., Dolšek, M. 2012. Practice-oriented probabilistic seismic performance assessment of infilled frames with consideration of shear failure of columns. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 42, 9: 1339-1360.

Celarec, D., Ricci, P., Dolšek, M. 2012. The sensitivity of seismic response parameters to the uncertain modelling variables of masonry-infilled reinforced concrete frames. *Engineering Structures* 34, 35: 165-177

Fardis, M. N. 1996. Experimental and numerical investigations on the seismic response of R.C. infilled frames and recommendations for code provisions. Lisboa, Laboratorio Nacional de Engenharia Civil: 199 str.

Novak, L. 2013. Analiza armiranobetonskih okvirov s polnili na potresno obtežbo. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba L. Novak): 35 str.

Pavlin, R. 2012. Projektiranje upravne stavbe CGP po evropskih standardih Evrokod. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba R. Pavlin): 104 str.

Pirc, N. 2012. Projektiranje večstanovanjske AB stavbe v naselju "Sončni Log" v Logatcu. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba N. Pirc): 117 str.

Rombach, G. A. 2004. Finite element design of concrete structures: practical problems and their solutions. London, Telford: 285 str.

Tomažević, M. 2009. Potresno odporne zidane stavbe. Ljubljana, Tehnis: 301 str.

Standardi

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

SIST EN1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristna obtežba stavb.

SIST EN1991-1-1:2004/A101:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristna obtežba stavb – Nacionalni dodatek.

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

SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek.

SIST EN 1991-1-4:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vpliv vetra.

SIST EN 1991-1-4:2005/A101:2007. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek.

SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1992-1-1:2005/A101:2006. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in 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.

Programi

Autodesk, Inc. 2011. AutoCAD: programski paket za računalniško podprto konstruiranje.

California.

Computers and Structures, Inc. 2008. ETABS 9.7.4: računalniški program za analizo in dimenzioniranje konstrukcijskih sistemov po metodi končnih elementov. Berkeley, CSI.

Computers and Structures, Inc. 2009. SAP2000 v15.2.1: računalniški program za analizo in dimenzioniranje konstrukcijskih sistemov po metodi končnih elementov. Berkeley, CSI.

Fischinger, M., Isaković, T., Marolt, V., Sočan, S. 1999. DIAS: računalniški program za dimenzioniranje in analizo armiranobetonskih elementov. Ljubljana, UL FGG.

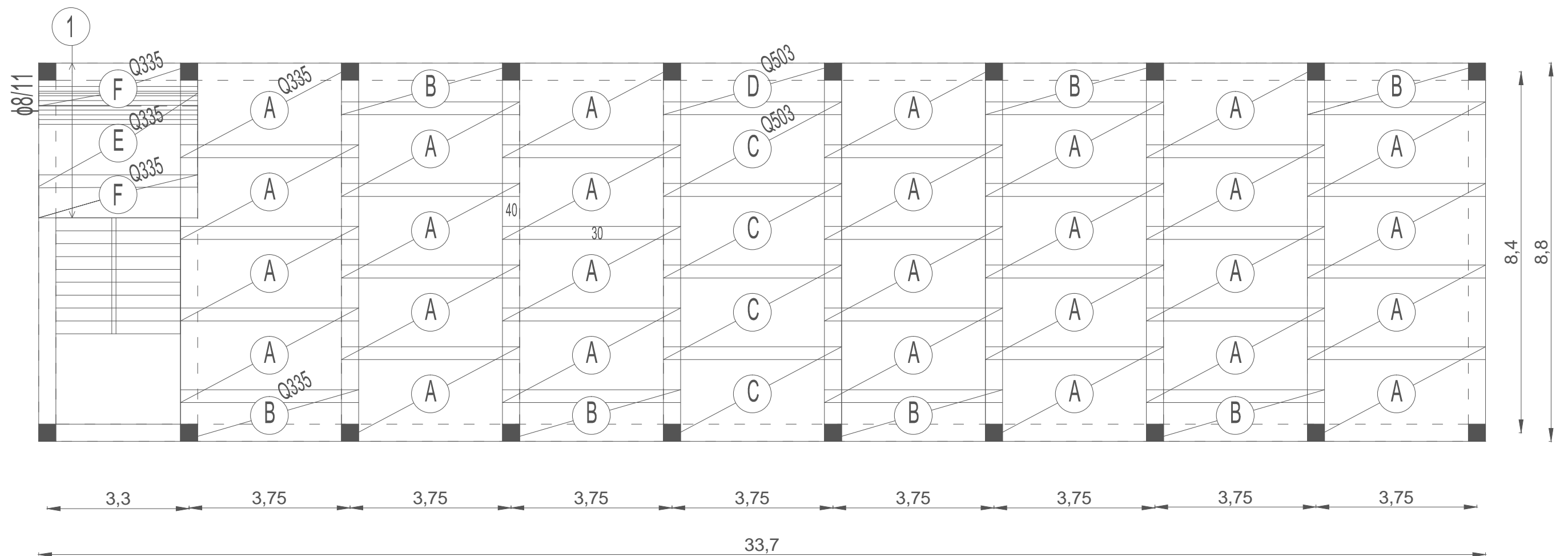
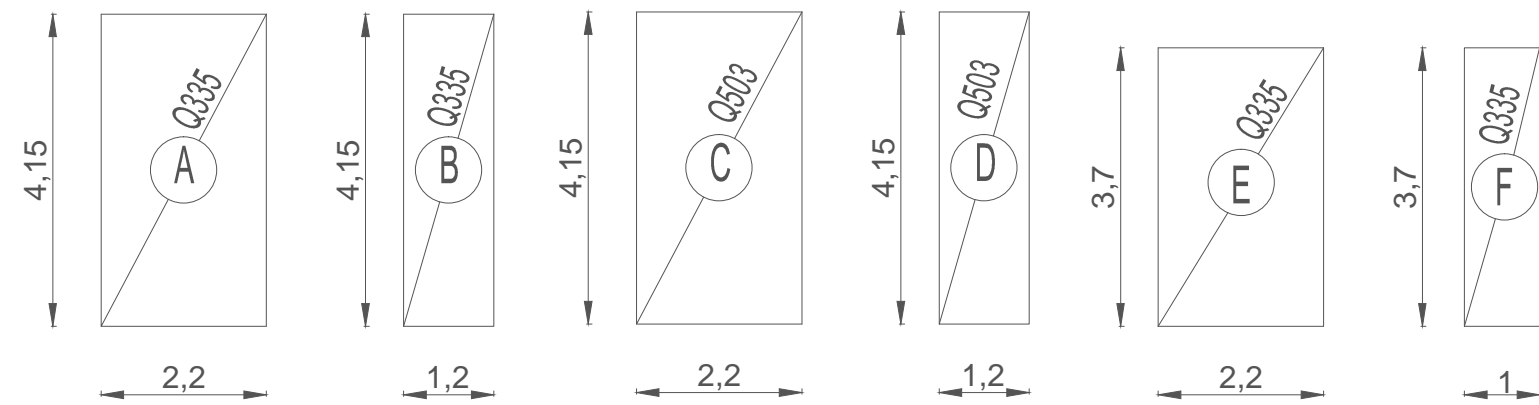
SEZNAM PRILOG

PRILOGA A: ARMATURNI NAČRTI

Priloga A1: Armaturni načrt AB medetažne plošče – armatura spodaj

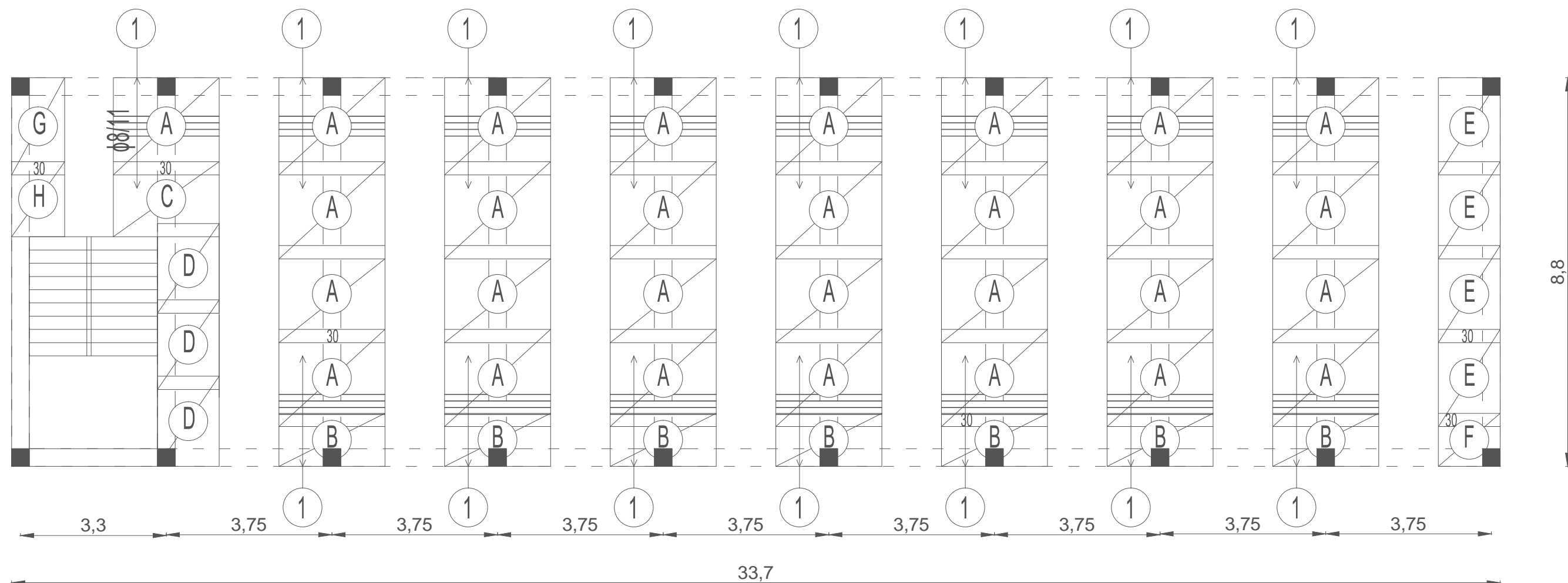
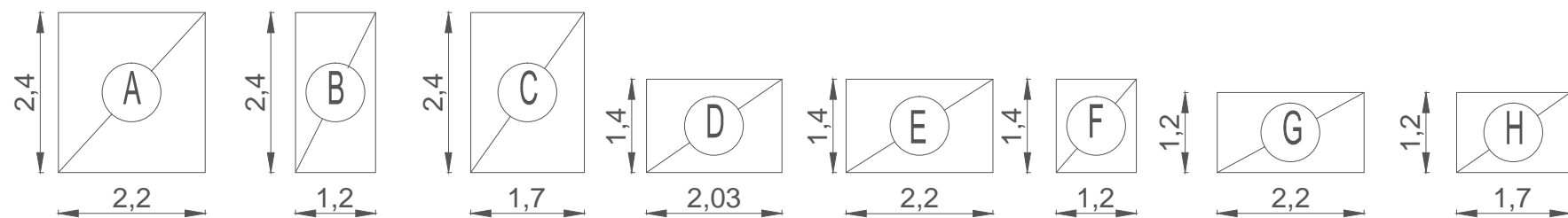
Priloga A2: Armaturni načrt AB medetažne plošče – armatura zgoraj

Priloga A3: Armaturni načrt AB okvirja

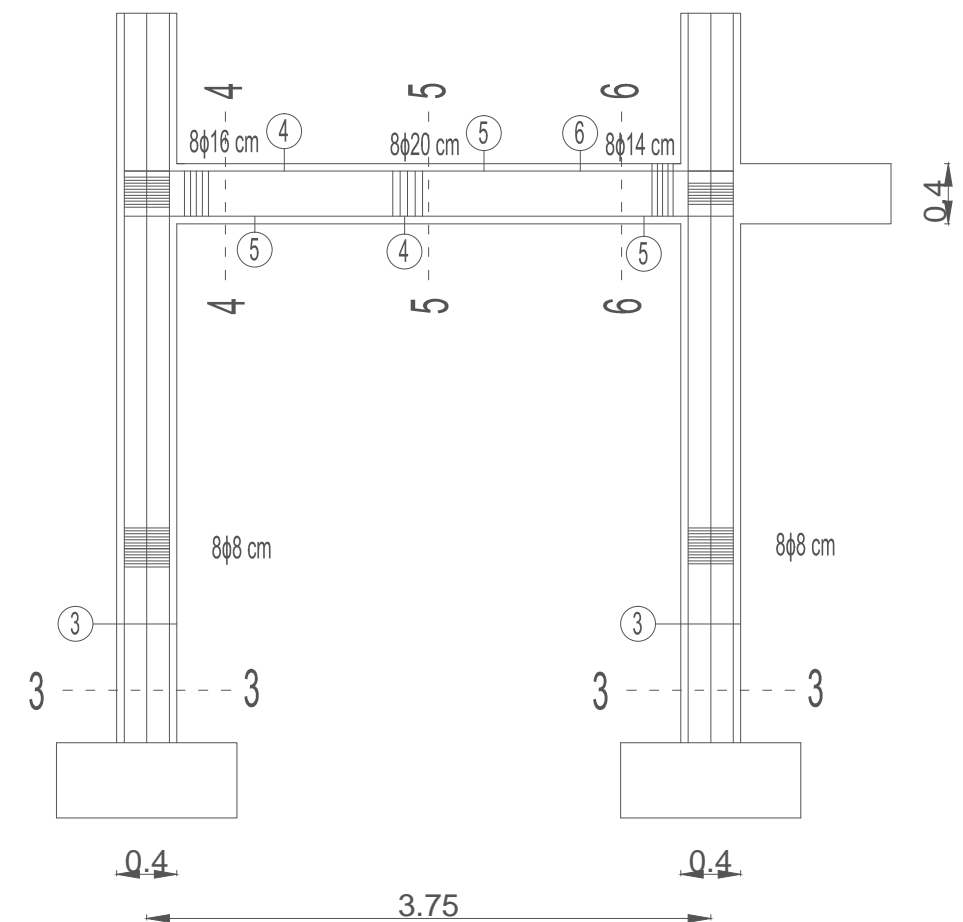
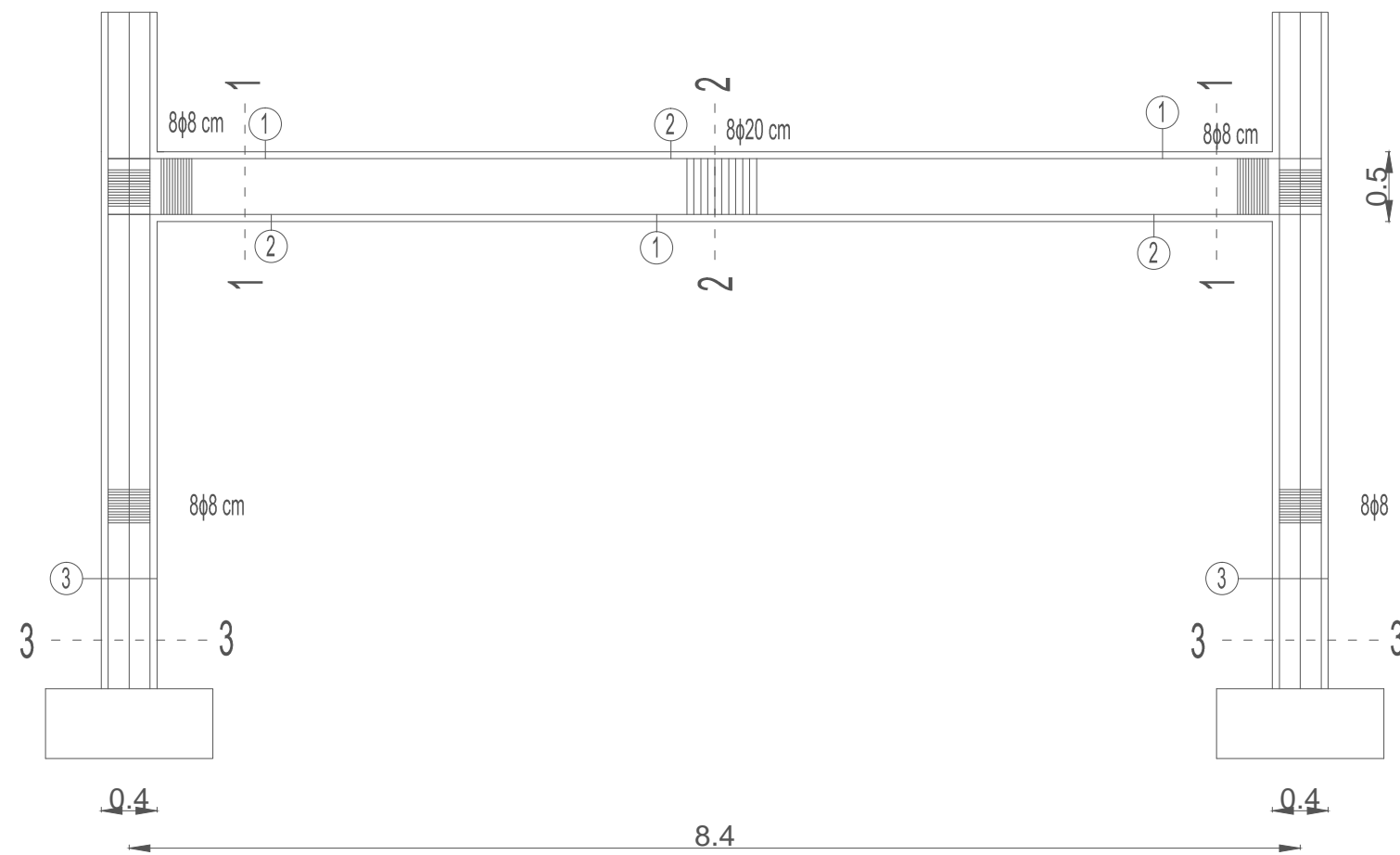


NASLOV: Analiza nosilne konstrukcije večetažne poslovne stavbe v Idriji		VSEBINA: Armaturni načrt AB medetažne plošče - armatura spodaj	
Mentor:	doc. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. grad.	Faza:	Merilo: 1:100
Avtor:	Primož Novak	Št. lista: Priloga A1	Datum: December 2013

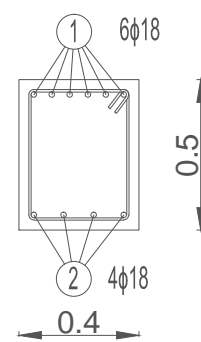
Opomba: vse mreže so R335



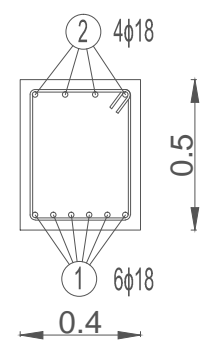
NASLOV: Analiza nosilne konstrukcije večetažne poslovne stavbe v Idriji		VSEBINA: Armaturni načrt AB medetažne plošče - armatura zgoraj	
Mentor: doc. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. grad.	Faza:	Merilo: 1:100	Datum:
Avtor: Primož Novak	Št. lista: Priloga A2	Datum:	December 2013



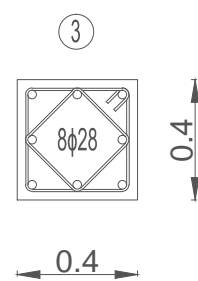
prerez 1 M 1:25



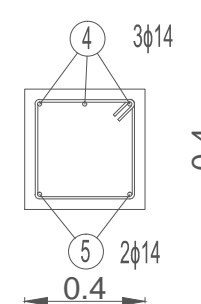
prerez 2 M 1:25



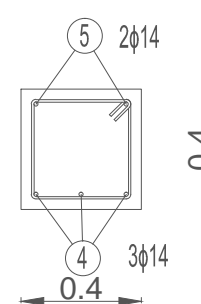
prerez 3 M 1:25



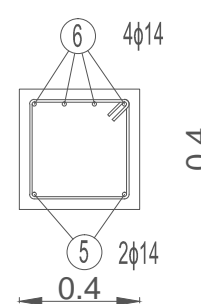
prerez 4 M 1:25



prerez 5 M 1:25



prerez 6 M 1:25



NASLOV:
Analiza nosilne konstrukcije večetažne
poslovne stavbe v Idriji

VSEBINA:
Armaturni načrt AB okvirja

Mentor: doc. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. grad.

Faza: PZI

Merilo: 1:50

Avtor: Primož Novak

Št. lista: Priloga A3

Datum: December 2013