

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:

Klopčič, J. 2012. Projektiranje in dimenzioniranje nosilnih elementov večstanovanjske stavbe. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Bratina, S.): 74 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:

Klopčič, J. 2012. Projektiranje in dimenzioniranje nosilnih elementov večstanovanjske stavbe. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Bratina, S.): 74 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

**VISOKOŠOLSKI ŠTUDIJ
PRVE STOPNJE
OPERATIVNEGA
GRADBENIŠTVA**

Kandidat:

JURE KLOPČIČ

**PROJEKTIRANJE IN DIMENZIONIRANJE NOSILNIH
ELEMENTOV VEČSTANOVANJSKE STAVBE**

Diplomska naloga št.: 22/OG-MK

**DESIGN OF LOAD-BEARING ELEMENTS OF A
MULTIRESIDENTAL BUILDING**

Graduation thesis No.: 22/OG-MK

Mentor:

doc. dr. Sebastjan Bratina

Predsednik komisije:

doc. dr. Tomo Cerovšek

Član komisije:

izr. prof. dr. Violeta Bokan Bosiljkov

Ljubljana, 25. 09. 2012

POPRAVKI

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani Jure Klopčič izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Projektiranje in dimenzioniranje nosilnih elementov večstanovanjske stavbe«.

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

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

Ljubljana, 14.9.2012

Jure Klopčič

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali:

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.07:728.2(043.2)
Avtor:	Jure Klopčič
Mentor:	doc. dr. Sebastjan Bratina
Naslov:	Projektiranje in dimenzioniranje nosilnih elementov večstanovanjske stavbe
Tip dokumenta:	diplomska naloga – visokošolski strokovni študij
Obseg in oprema:	74 str., 41 pregl., 50 sl.
Ključne besede:	projektiranje, armirani beton, standardi Evrokod, plošče, stene

Izveček

V diplomski nalogi projektiramo in dimenzioniramo nosilno konstrukcijo štirietažne večstanovanjske stavbe po standardih Evrokod. Nosilno konstrukcijo stavbe sestavljajo medetažne armiranobetonske polne plošče, strešna plošča, samostojne stene, stene z odprtinami in stebri. Pri analizi nosilne konstrukcije upoštevamo stalne vplive, koristne vplive, vplive obtežbe snega in vetra ter potresne vplive. Obremenitve v stropnih ploščah izračunamo s pomočjo računalniškega modela, izdelanega v komercialnem programu SAP 2000, obremenitve v vertikalnih nosilnih elementih pa s pomočjo prostorskega računskega modela, izdelanega v programu ETABS. Natančneje prikazujemo projektiranje in dimenzioniranje značilne stropne konstrukcije ter samostojne stene. Ugotovimo, da dimenzije, predlagane v idejnem projektu stavbe, ne ustrezajo vsem zahtevam iz standarda, zato jih ustrezno korigiramo. Rezultate analize prikazujemo tekstualno in v preglednicah, razporeditev armature pa prikažemo v armaturnih načrtih.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.07:728.2(043.2)

Author: Jure Klopčič

Supervisor: assist. prof. Sebastjan Bratina, Ph. D.

Title: Design of load-bearing elements of a multiresidential building

Document type: Graduation Thesis – Higher professional studies

Notes: 74 p., 41 tab., 50 fig.

Key words: design, reinforced concrete, Eurocode standards, plates, walls

Abstract

This thesis presents the design and analysis of load-bearing elements in a four storey multiresidential building according to current Eurocode standards for the design of building structures. Load-bearing elements, composed of monolith reinforced concrete, are slabs, separated walls, walls with openings and pillars. In the analysis of the load-bearing structure the influence of permanent and variable weight and also the impact of wind, snow and earthquake are considered. Detailed analysis of vertical load-bearing elements was made with the use of the ETABS program, while the analysis of ceiling slabs was performed with the program SAP 2000. The design of a ceiling slab and wall, properly adjusted according to the standards, is presented in detail. Results of the analysis are presented in text and tables, the distribution of reinforcement is shown in reinforcement plans.

ZAHVALA

Iskreno se zahvaljujem mentorju doc. dr. Sebastjanu Bratini za vso pomoč in svetovanje pri nastajanju diplomske naloge.

Lepo se zahvaljujem tudi družini ter prijateljem, ki so mi v času študija kakorkoli pomagali.

KAZALO VSEBINE

1 UVOD	1
2 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI.....	2
2.1 Opis konstrukcije	2
2.2 Uporabljeni materiali.....	4
2.2.1 Beton	4
2.2.2 Jeklo za armiranje.....	4
2.3 Krovni sloj betona	4
3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO.....	6
3.1 Stalna obtežba	6
3.1.1 Strešna konstrukcija (naklon 3°)	6
3.1.2 Stropna konstrukcija.....	6
3.1.3 Stopnice.....	7
3.1.4 Podest	7
3.1.5 Zunanja stena.....	8
3.1.6 Notranja stena.....	8
3.1.7 Steber.....	8
3.2 Koristna obtežba.....	9
3.3 Obtežba snega	9
3.4 Obtežba vetra	12
3.4.1 Tlak vetra pri največji hitrosti ob sunkih vetra.....	12
3.4.2 Tlak vetra na zunanje površine.....	14
3.4.2.1 Tlak vetra v smeri osi X	15
3.4.2.2 Tlak vetra v smeri Y	20
3.4.3 Tlak vetra na notranje površine	24
3.4.4 Skupni vpliv delovanja tlaka vetra na zunanje površine v kombinaciji z notranjimi tlaki... 24	
3.4.4.1 Neto tlak vetra v smeri osi X.....	25
3.4.4.2 Neto tlak vetra v smeri osi Y	26

3.4.5	Učinek trenja vetra na ploskev	28
3.4.6	Sile vetra na konstrukcijo	28
3.5	Potresna obtežba	29
3.5.1	Parametri povezani z lokacijo stavbe	30
3.5.2	Vrsta konstrukcijskega sistema stavbe in faktor obnašanja	31
3.5.3	Mase po etažah	32
3.5.4	Analiza potresnih vplivov z modalno analizo s spektrom odziva	34
4.	RAČUNSKI MODELI STAVBE	35
4.1	Prostorski računski model konstrukcije za analizo vertikalnih nosilnih elementov	35
4.2	Ravninski računski model za analizo tipične stropne konstrukcije stavbe	37
5	PROJEKTIRANJE NA MEJNA STANJA	40
5.1	Mejna stanja nosilnosti	40
5.1.1	Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja (osnovne kombinacije)	40
5.1.2	Kombinacija vplivov za potresna projektna stanja	42
5.2	Mejna stanja uporabnosti	43
6	DIMENZIONIRANJE ZNAČILNIH KONSTRUKCIJSKIH ELEMENTOV STAVBE	45
6.1	Tipična stropna konstrukcija	45
6.1.1	Obremenitve	45
6.1.2	Dimenzioniranje armature	48
6.1.3	Varnost plošče proti preboju	50
6.1.4	Kontrola povosov	55
6.2	Dimenzioniranje samostojne stene	56
6.2.1	Geometrijske omejitve za duktilne stene in zahteve glede mehanskih karakteristik uporabljenih materialov	58
6.2.2	Višina kritičnega področja	60
6.2.3	Obremenitve stene	60
6.2.4	Posebna določila za račun projektних obremenitev v steni	62
6.2.4.1	Tlačna obremenitev	62
6.2.4.2	Strižna obremenitev	63

6.2.4.3 Upogibna obremenitev	63
6.2.5 Dimenzioniranje stene	64
6.2.5.1 Dimenzioniranje stene na upogib v kombinaciji z osno silo	64
6.2.5.2 Dimenzioniranje stene na prečno silo	67
6.2.5.3 Konstruiranje robnega elementa za zagotovitev lokalne duktilnosti.....	68
6.2.5.4 Dimenzioniranje stene izven kritičnega območja.....	69
6.2.6 Omejitev etažnih pomikov	69
7. Zaključek.....	71
VIRI IN LITERATURA	73

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Lastna teža strešne konstrukcije	6
Preglednica 2: Lastna teža stropne konstrukcije.....	7
Preglednica 3: Lastna teža stopnic.....	7
Preglednica 4: Lastna teža podesta.....	7
Preglednica 5: Lastna teža zunanje stene	8
Preglednica 6: Lastna teža notranje stene debeline 25 cm	8
Preglednica 7: Lastna teža notranje stene debeline 20 cm	8
Preglednica 8: Lastna teža stebra.....	8
Preglednica 9: Karakteristične vrednosti koristne obtežbe.....	9
Preglednica 10: Oblikovni koeficient obtežbe snega (SIST EN 1991-1-3:2004, str. 15).....	11
Preglednica 11: Geometrijski podatki za razdelitev površine sten v cone pri delovanju vetra v smeri osi X.....	17
Preglednica 12: Koeficienti zunanjskega tlaka in obtežba vetra na obodne stene stavbe pri delovanju vetra v smeri osi X in $z_e = b$	18
Preglednica 13: Koeficienti zunanjskega tlaka in obtežba vetra na obodne stene stavbe pri delovanju vetra v smeri osi X in $z_e = h$	18
Preglednica 14: Geometrijski podatki za razdelitev ravne strehe na cone pri delovanju vetra v smeri osi X	19
Preglednica 15: Koeficienti zunanjskega tlaka in obtežba vetra na ravno streho stavbe pri delovanju vetra v smeri osi X.....	19
Preglednica 16: Geometrijski podatki za razdelitev površine sten v cone pri delovanju vetra v smeri osi X.....	22
Preglednica 17: Koeficienti zunanjskega tlaka in obtežba vetra na obodne stene stavbe pri delovanju vetra v smeri osi Y.....	22
Preglednica 18: Geometrijski podatki za razdelitev ravne strehe na cone pri delovanju vetra v smeri osi Y	23
Preglednica 19: Koeficienti zunanjskega tlaka in obtežba vetra na ravno streho stavbe pri delovanju vetra v smeri osi Y.....	24
Preglednica 20: Koeficienti notranjskega tlaka in obtežba vetra na notranje površine oboda stavbe.....	24
Preglednica 21: Kombinacija zunanjskega in notranjskega tlaka na obodne stene stavbe pri delovanju vetra v smeri osi X.....	25
Preglednica 22: Kombinacija zunanjskega in notranjskega srka na obodne stene stavbe pri delovanju vetra v smeri osi X.....	26

Preglednica 23: Kombinacija zunanjsega in notranjsega tlaka na ravno streho stavbe pri delovanju vetra v smeri osi X	26
Preglednica 24: Kombinacija zunanjsega in notranjsega srka na ravno streho stavbe pri delovanju vetra v smeri osi X	26
Preglednica 25: Kombinacija zunanjsega in notranjsega tlaka na obodne stene stavbe pri delovanju vetra v smeri osi Y	27
Preglednica 26: Kombinacija zunanjsega in notranjsega srka na obodne stene stavbe pri delovanju vetra v smeri osi Y	27
Preglednica 27: Kombinacija zunanjsega in notranjsega tlaka na ravno streho stavbe pri delovanju vetra v smeri osi Y	27
Preglednica 28: Kombinacija zunanjsega in notranjsega srka na ravno streho stavbe pri delovanju vetra v smeri osi Y	27
Preglednica 29: Sile vetra po etažah v smeri osi X	29
Preglednica 30: Sile vetra po etažah v smeri osi Y	29
Preglednica 31: Izračun mas po etažah	33
Preglednica 32: Masa po etažah za računski model iz ETABS-a (v tonah)	36
Preglednica 33: Vrednosti nihajnih časov [s] in pripadajoče smeri nihanja	37
Preglednica 34: Faktorji za kombinacijsko vrednost spremenljivih vplivov	41
Preglednica 35: Osnovne kombinacije vplivov za projektiranje plošče v MSN	41
Preglednica 36: Osnovne kombinacije vplivov za projektiranje vertikalnih nosilnih elementov v MSN	41
Preglednica 37: Faktorji za navidezno stalno vrednost spremenljivih vplivov	42
Preglednica 38: Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja za projektiranje vertikalnih nosilnih elementov v MSN	43
Preglednica 39: Vzdolžna armatura v obravnavani steni	69
Preglednica 40: Horizontalna armatura v obravnavani steni	69
Preglednica 41: Kontrola etažnih pomikov na mestu obravnavane stene	70

KAZALO SLIK

Slika 1: Tloris pritličja.....	2
Slika 2: Tloris tipične etaže	3
Slika 3: Prečni prerez.....	3
Slika 4: Obtežba snega na nadmorski višini A v metrih (SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008, str. 4)	10
Slika 5: Oblikovni koeficient obtežbe snega pri enokapnici (SIST EN 1991-1-3:2004, str. 15)	11
Slika 6: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra (SIST EN 1991-1-4:2005/oA101, str. 5).....	13
Slika 7: Faktor izpostavljenosti (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 20)	14
Slika 8: Dimenzije objekta pri delovanju vetera v smeri osi X	15
Slika 9: Razporeditev tlakov po višini stavbe v primeru $b < h \leq 2b$ (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 29)	16
Slika 10: Tloris razdelitve sten na cone delovanja vetra v smeri osi X (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 30).....	16
Slika 11: Naris razdelitve sten na cone delovanja vetra v smeri osi X za $e < d$ (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 30).....	17
Slika 12: Razdelitev ravne strehe na cone v primeru delovanja vetra v smeri osi X (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 32).....	19
Slika 13: Dimenzije objekta pri delovanju vetra v smeri osi Y	20
Slika 14: Razporeditev tlakov po višini stavbe v primeru $h \leq b$ (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 29)....	20
Slika 15: Tloris razdelitve sten na cone delovanja vetra v smeri osi Y (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 30).....	21
Slika 16: Naris razdelitve sten na cone delovanja vetra v smeri osi Y za $e < d$ (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 30).....	21
Slika 17: Razdelitev ravne strehe na cone v primeru delovanja vetra v smeri osi Y (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 32).....	23
Slika 18: Sočasno delovanje notranjih in zunanjih tlakov na obod stavbe (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 22).....	25
Slika 19: Razdelitev sil vetra po etažah.....	29
Slika 20: Karta potresne nevarnosti Slovenije (Agencija Republike Slovenije za okolje).....	31
Slika 21: Projektni spekter za potresni vpliv v smeri X in Y	34
Slika 22: Razporeditev vertikalnih nosilnih elementov stavbe.....	35
Slika 23: Prostorski računski model stavbe	36
Slika 24: Računski model plošče.....	38
Slika 25: Računski model plošče prikazan od spodaj.....	38
Slika 26: Različne razporeditve koristne obtežbe po plošči	39

Slika 27: Deformirana oblika plošče za kombinacijo vplivov K_1	45
Slika 28: Ovojnica upogibnih momentov m_{11} (max)	46
Slika 29: Ovojnica upogibnih momentov m_{11} (min)	46
Slika 30: Ovojnica upogibnih momentov m_{22} (max)	46
Slika 31: Ovojnica upogibnih momentov m_{22} (min)	47
Slika 32: Ovojnica torzijskih momentov m_{12} (max).....	47
Slika 33: Ovojnica torzijskih momentov m_{12} (min)	47
Slika 34: Vrednosti upogibnih momentov v stropni konstrukciji (v kNm/m).....	48
Slika 35: Količina potrebne armature v stropni konstrukciji nad pritličjem (v cm^2/m)	49
Slika 36: Prerez in tloris računskega modela za dokaz striga pri preboju v mejnem stanju nosilnosti (SIST EN 1992-1-1:2005, str. 99).....	50
Slika 37: Osnovni kontrolni obseg okoli obremenjene ploskve (SIST EN 1992-1-1:2005, str. 100)....	50
Slika 38: Lega stebra.....	51
Slika 39: Kontrolni obseg za različne postavitve armature za notranje stebre (SIST 1992-1-1:2005, str. 108)	54
Slika 40: Kontrolni obseg $u_{\text{out,ef}}$ za obravnavani steber, pri katerem armatura ni več potrebna	55
Slika 41: Lega obravnavane stene v tlorisu stavbe.....	57
Slika 42: Računski model stavbe oziroma obravnavane samostojne stene.....	58
Slika 43: Geometrijske zahteve za robni element stene (Bratina, S., Študijsko gradivo pri predmetu masivni objekti, str. 54).....	59
Slika 44: Projektne osne sile v steni pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja.....	61
Slika 45: Projektne prečne sile v steni pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja	61
Slika 46: Projektni upogibni momenti v steni pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja...	62
Slika 47: Modificirana projektna prečna sila v steni.....	63
Slika 48: Modificiran projektni upogibni moment v steni	64
Slika 49: Prečni prerez obravnavane stene z vzdolžno armaturo v kritičnem območju v programu DIAS	66
Slika 50: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza obravnavane stene v kritičnem območju v programu DIAS	66

1 UVOD

Prednost armiranobetonskih objektov je v razmeroma lahkem pridobivanju in transportu gradbenih materialov ter v sposobnosti armiranega betona, da prenaša velike tlačne in natezne napetosti. Beton so prvi začeli uporabljati že Rimljani, armirani beton pa se je začel uporabljati šele v 19 stoletju. V novejšem času pa se armirani beton tudi bolj masovno uporablja.

V diplomski nalogi se ukvarjamo s projektiranjem in dimenzioniranjem značilnih nosilnih elementov stanovanjskega objekta po standardih Evrokod. Pri tem mora nosilna konstrukcija stavbe izpolniti vse zahteve, ki jih določa standard. Analizo opravimo s pomočjo računskega modela nosilne konstrukcije stavbe. Iz arhitekturnih podlog odčitamo ustrezne geometrijske podatke, izberemo materialne karakteristike in določimo vse pomembne vplive, ki učinkujejo na konstrukcijo.

Računski model za značilno stropno konstrukcijo stavbe izdelamo s pomočjo komercialnega programa SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009), računski model za vertikalne nosilne elemente stavbe pa s pomočjo programa ETABS (Computers and Structures, INC., 2010). Računska modela moramo izdelati tako, da z njima dovolj natančno opišemo obnašanje konstrukcije pri delovanju zunanjih vplivov ter da sta sprejemljiva za obravnavana mejna stanja.

Pri analizi upoštevamo naslednje vplive na konstrukcijo:

- stalno obtežbo (lastna teža, stalna oprema),
- spremenljivo obtežbo (koristna obtežba, obtežba snega in vetra) in
- potresno obtežbo.

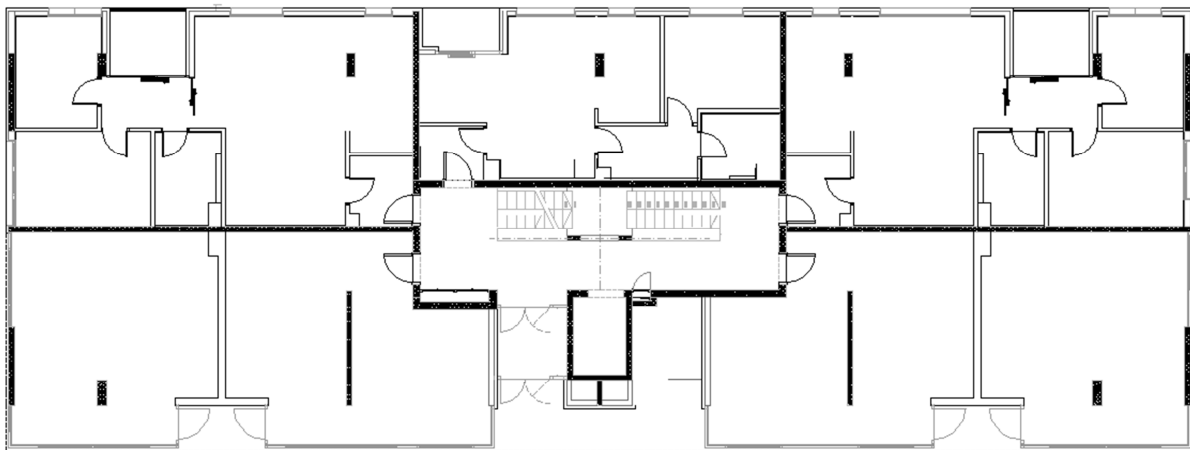
Projektiramo zgolj značilne nosilne elemente obravnavane večetažne stanovanjske stavbe. Rezultate dimenzioniranja prikazujemo tekstualno in v preglednicah.

Diplomska naloga ima poleg uvoda še šest poglavij. V drugem poglavju podajamo osnovne podatke o konstrukciji, v tretjem so prikazani vplivi. V četrtem poglavju je prikazan računski model večetažne stanovanjske stavbe, v petem in šestem poglavju pa je prikazano projektiranje na mejna stanja nosilnosti in dimenzioniranje značilnih konstrukcijskih elementov stavbe. Na koncu podajamo zaključke.

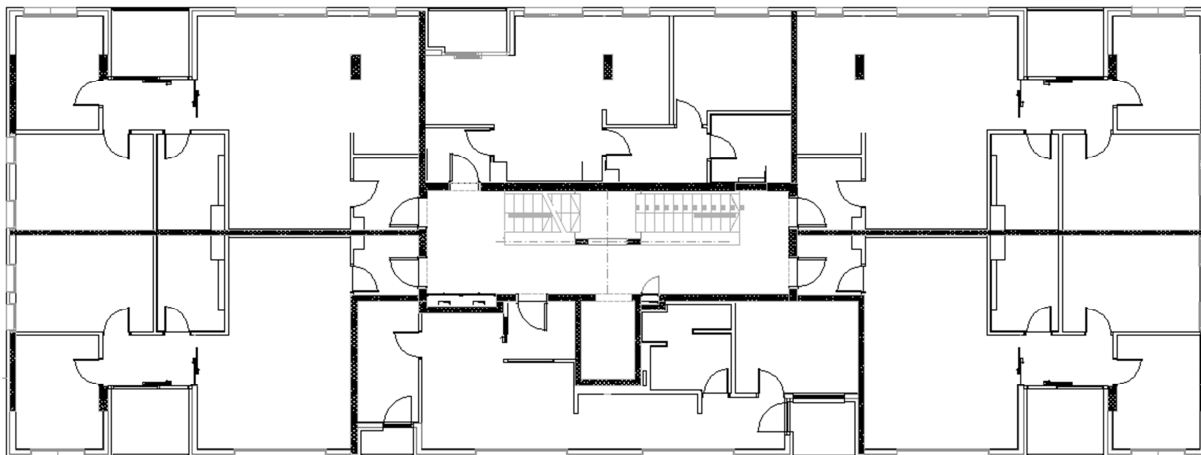
2 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI

2.1 Opis konstrukcije

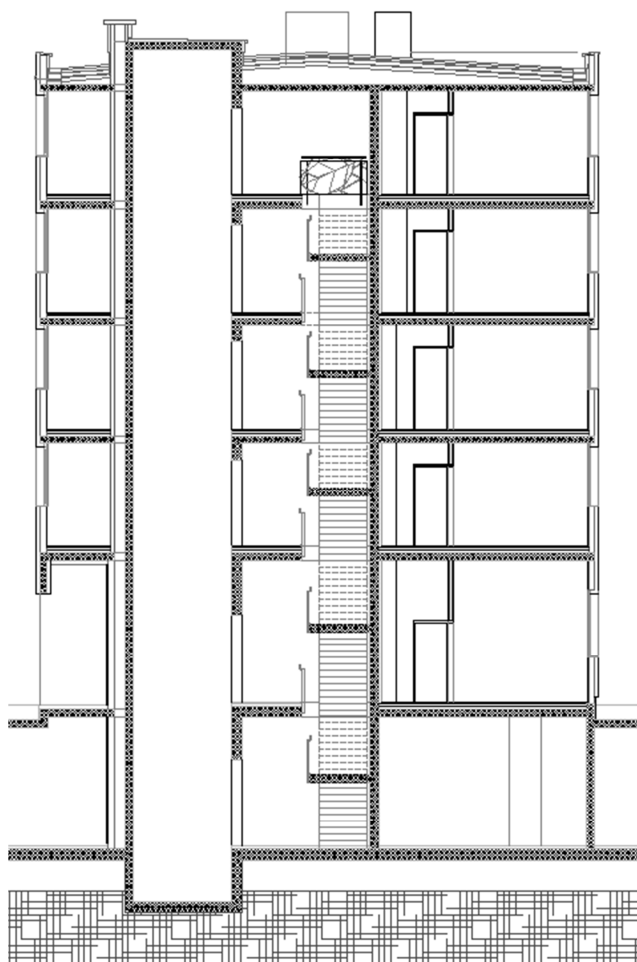
Na razpolago smo imeli zgolj arhitekturne podloge stanovanjskega kompleksa, ki ga sestavljajo trije večetažni stanovanjski objekti. Objekte povezuje kletna etaža, ki je predvidena predvsem za parkirne prostore stanovalcev. Predpostavili smo, da se bo stanovanjski kompleks nahajal v Ljubljani, na nadmorski višini 300 m. V nadaljevanju se odločimo za podrobnejšo analizo srednjega objekta. Poleg kleti in pritličja objekt sestavljajo še štiri etaže. Tlorisne dimenzije objekta so 38,20 m v vzdolžni smeri in 14,25 m v prečni smeri. Višina pritličja je 4,0 m, višina ostalih etaž pa je 3,0 m. Vertikalno nosilno konstrukcijo stavbe sestavljajo armiranobetonske (AB) samostojne stene, AB stene z odprtinami in AB stebri. Stropna in strešna konstrukcija je izvedena kot polna AB plošča. Na strešni plošči je postavljena lesena konstrukcija za kritino v naklonu 3°. Fasada je iz penjenega betona (siporex), debeline 15 cm. Predelne stene so iz lahkih, mavčno kartonastih plošč, njihova postavitvev je razvidna iz arhitekturnih podlog. Na sliki 1 prikazujemo tloris pritličja, na sliki 2 tloris tipične etaže, na sliki 3 pa prerez stavbe v prečni smeri.



Slika 1: Tloris pritličja



Slika 2: Tloris tipične etaže



Slika 3: Prečni prerez

2.2 Uporabljeni materiali

2.2.1 Beton

Uporabili smo trdnostni razred betona C25/30. Trdnostne in deformacijske lastnosti tega betona skladne s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 so sledeče:

- karakteristična tlačna trdnost: $f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$,
- srednja vrednost natezne trdnosti: $f_{ctm} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$,
- elastični modul: $E_{cm} = 3100 \text{ kN/cm}^2$,
- Poissonov količnik: $\nu = 0,2$ in
- prostorninska teža: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ (AB).

2.2.2 Jeklo za armiranje

Za rebraste armaturene palice in mrežno armaturo smo uporabili jeklo trdnostnega razreda S 500-B, mehanske lastnosti, skladne s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 so sledeče:

- karakteristična meja elastičnosti (tečenja): $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$,
- natezna trdnost: $f_t = f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$,
- elastični modul: $E_s = 20\,000 \text{ kN/cm}^2$ in
- prostorninska teža: $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$.

2.3 Krovni sloj betona

Namen kritja je zaščita armature pred korozijo, varen prenos sidrnih sil ter požarna varnost. Krovni sloj je odvisen od pogojev okolja, upoštevati pa moramo predvideno življensko dobo objekta. Krovni sloj betona določimo kot je prikazano v točki 4, standarda SIST EN 1992-1-1:2005.

Nazivni krovni sloj betona se določi kot seštevek najmanjšega krovnega sloja c_{nom} ter dovoljenega projektnega odstopanja Δc_{dev} , za katerega je priporočena vrednost 10 mm. Torej:

$$c_{nom} = c_{min} + c_{dev} = c_{min} + 10 \text{ mm.} \quad (2.1)$$

Najmanjšo debelino krovnega sloja betona c_{min} določimo kot največjo izmed vrednosti:

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

Pri tem je $c_{\min,b}$ najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve sprijemnosti in je za posamezno razvrstitev palic enaka premeru palice, $c_{\min,dur}$ je najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja, $\Delta c_{dur,\gamma}$ je dodatni varnostni sloj (priporočena vrednost je 0 mm), $\Delta c_{dur,st}$ predstavlja zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi nerjavnega jekla (priporočena vrednost brez podrobnih pojasnil je 0 mm), $\Delta c_{dur,add}$ pa predstavlja zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi dodatne zaščite (priporočena vrednost brez podrobnih pojasnil je 0 mm).

Konstrukcijo obravnavane stavbe uvrstimo v razred izpostavljenosti XC1, kar pomeni, da se konstrukcija nahaja v suhem okolju (beton znotraj stavb). Priporočen razred konstrukcije za projektno življensko dobo 50 let je S4. Iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005, v preglednici 4.4 odčitamo vrednost $c_{\min,dur} = 15$ mm. Predpostavimo, da znaša premer največje armaturne palice za navpične elemente 20 mm, za ploščo pa 10 mm. S pomočjo enačbe (2.1) oziroma (2.2) določimo nazivni sloj betona za vertikalne elemente in sicer:

$$c_{\min} = \max\{20 \text{ mm}; 15 \text{ mm} + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\} = 20 \text{ mm}.$$

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + c_{\text{dev}} = c_{\min} + 10 \text{ mm} = 20 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 30 \text{ mm}.$$

oziroma za stropno konstrukcijo:

$$c_{\min} = \max\{10 \text{ mm}; 15 \text{ mm} + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\} = 15 \text{ mm}.$$

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

3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

Vplive, ki učinkujejo na obravnavani objekt razdelimo na stalne, spremenljive (upoštevamo koristno obtežbo, obtežbo vetra in snega) ter potresne vplive. V nadaljevanju podrobneje predstavimo upoštevane vplive.

3.1 Stalna obtežba

K stalni obtežbi prištevamo lastno težo objekta ter obtežbo različnih nekonstrukcijskih elementov. Težo posameznih delov konstrukcije podajamo v obliki preglednic.

3.1.1 Strešna konstrukcija (naklon 3°)

Preglednica 1: Lastna teža strešne konstrukcije

Material	Dimenzije [m]		Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	b	h		
Profilirana pločevina	/	/	/	0,10
Prečne letve (e = 0,6 m)	0,04	0,05	4,2	0,01
Vzdolžne letve (e = 1 m)	0,04	0,05	4,2	0,01
PVC folija	/	/	/	/
Morali (e = 1 m)	0,06	0,1	4,2	0,03
Toplotna izolacija	/	0,2	0,5	0,10
Parna ovira	/	/	/	/
AB plošča	/	0,2	25	5,00
Omet (apnena malta)	/	0,02	18	0,36
			Σ	5,61

3.1.2 Stropna konstrukcija

Preglednica 2: Lastna teža stropne konstrukcije

Material	Dimenzije [m]		Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	b	h		
Naravni kamen	/	0,02	28	0,56
Cementni estrih	/	0,05	24	1,20
PVC folija	/	/	/	/
Toplotna (zvočna) izolacija	/	0,06	0,5	0,03
AB plošča	/	0,2	25	5,00
Omet (apnena malta)	/	0,02	18	0,36
Σ				7,15

3.1.3 Stopnice

Izračunamo obtežbo stopnic na floris. Naklon stopnic v pritličju je 31°, v nadstropjih je 25,5°.

Preglednica 3: Lastna teža stopnic

Material	Dimenzije [m]		Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	b	h		
Obloga (naravni kamen)	/	0,02	28	0,91
AB stopnice	0,3	0,166	25	2,08
AB plošča	/	0,16	25	4,67
Omet (apnena malta)	/	0,02	18	0,42
Σ				8,08

3.1.4 Podest

Preglednica 4: Lastna teža podesta

Material	Dimenzije [m]		Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	b	h		
Obloga (naravni kamen)	/	0,02	28	0,56
AB plošča	/	0,16	25	4,00
Omet (apnena malta)	/	0,02	18	0,36
Σ				4,92

3.1.5 Zunanja stena

Preglednica 5: Lastna teža zunanje stene

Material	Dimenzije [m]		Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	b	h		
Zaključni omet	0,02	/	18	0,36
Toplotna izolacija	0,14	/	0,5	0,07
Penjeni beton	0,15	/	5	0,75
Omet (apnena malta)	0,02	/	18	0,36
			Σ	1,54

3.1.6 Notranja stena

Preglednica 6: Lastna teža notranje stene debeline 25 cm

Material	Dimenzije [m]		Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	b	h		
AB stena	0,25	/	25	6,25
Omet (apnena malta)	0,02*2	/	18	0,72
			Σ	6,97

Preglednica 7: Lastna teža notranje stene debeline 20 cm

Material	Dimenzije [m]		Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m ²]
	b	h		
AB stena	0,20	/	25	5,00
Omet (apnena malta)	0,02*2	/	18	0,72
			Σ	5,72

3.1.7 Steber

Preglednica 8: Lastna teža stebra

Material	Dimenzije [m]		Prostorninska teža [kN/m ³]	Obtežba [kN/m]
	b	h		
AB steber	0,30	0,80	25	6,00
			Σ	6,00

3.2 Koristna obtežba

Koristno obtežbo upoštevamo kot spremenljiv pomični vpliv (spremenljiv položaj na konstrukciji). Koristna obtežba v stavbah je odvisna od namena uporabe. Površine v stavbi razdelimo v kategorije skladno s standardom SIST EN 1991-1-1:2004.

Površina obravnavanega objekta je namenjena bivalnim prostorom, kar pomeni, da jo uvrstimo v kategorijo A. Streha je nepohodna in je dostopna le za normalno vzdrževanje ter popravila. Uvrstimo jo v kategorijo H. V preglednici 9 prikazujemo karakteristične vrednosti koristne obtežbe za posamezne kategorije površine glede na namen uporabe.

Preglednica 9: Karakteristične vrednosti koristne obtežbe

Kategorija površin	Opis uporabe	q_k [kN/m ²]
A	Tla na splošno	2,0
A	Stopnice	2,0
H	Strehe	0,4
A	Premične predelne stene	1,2

3.3 Obtežba snega

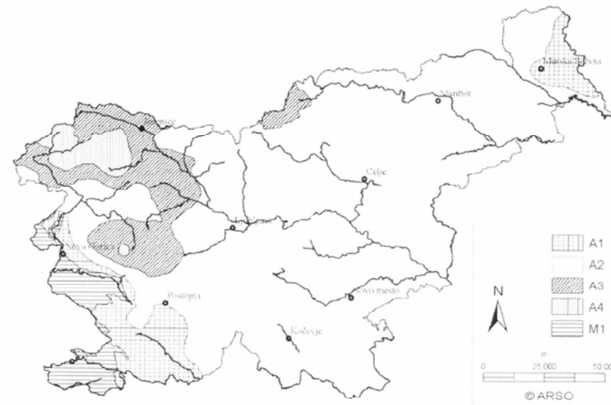
Obtežbo snega upoštevamo kot spremenljivo nepomično obtežbo, torej ima določen položaj in porazdelitev na konstrukciji. Možnih je več porazdelitev snega na strehi. Na porazdelitev snega vplivajo lastnosti strehe kot tudi drugi dejavniki in sicer:

- oblika strehe,
- toplotne lastnosti strehe,
- hrapavost površine strehe,
- količina toplote, generirane pod streho,
- sosednje stavbe,
- teren v okolici stavbe,
- krajevne podnebne razmere, zlasti prevetrenost, temperaturne spremembe in verjetnost padavin (tako dežja kot snega).

Obtežbo snega določimo skladno z določili standarda SIST EN 1991-1-3:2004. Karakteristično obtežbo snega na tleh na določeni nadmorski višini A določimo s pomočjo karte (glej sliko 4), ki je

podana v Nacionalnem dodatku k standardu. Slovenija je razdeljena na pet con, od tega štiri alpske in eno mediteransko.

Omenili smo, da se obravnavan objekt nahaja v Ljubljani na nadmorski višini $A = 300$ m. Iz karte na sliki 4 odčitamo, da Ljubljana leži v coni A2.



$$\begin{aligned}
 A1 \quad s_s &= 0,651 \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] \\
 A2 \quad s_s &= 1,293 \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] \\
 A3 \quad s_s &= 1,935 \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] \\
 A4 \quad s_s &= 2,577 \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] \\
 M1 \quad s_s &= 0,289 \left[1 + \left(\frac{A}{452} \right)^2 \right]
 \end{aligned}$$

Slika 4: Obtežba snega na nadmorski višini A v metrih (SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008, str. 4)

Tako je karakteristična obtežba snega na tleh:

$$s_k = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{300}{728} \right)^2 \right] = 1,51 \text{ kN/m}^2. \quad (3.1)$$

Obtežbo snega na strehi izračunamo z naslednjim izrazom:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k. \quad (3.2)$$

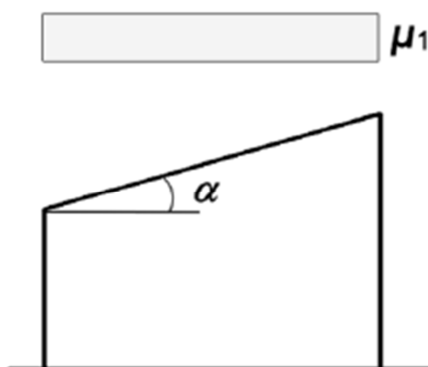
Pri tem je μ_i oblikovni koeficient obtežbe snega, C_e je koeficient izpostavljenosti, C_t pa je toplotni koeficient.

Oblikovni koeficient je odvisen od geometrije strehe ter naklona in ga določimo s pomočjo preglednice 10. V primeru snegobranov, ki preprečujejo zdrs snega s strehe velja $\mu_i \geq 0,8$.

Preglednica 10: Oblikovni koeficient obtežbe snega (SIST EN 1991-1-3:2004, str. 15)

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

Streha obravnavanega objekta je enokapna z naklonom 3° . Iz preglednice 10 določimo oblikovni koeficient $\mu_1 = 0,8$.



Slika 5: Oblikovni koeficient obtežbe snega pri enokapnici (SIST EN 1991-1-3:2004, str. 15)

S toplotnim koeficientom C_t upoštevamo zmanjšanje obtežbe snega pri strehah z veliko toplotno prevodnostjo ($> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$). To pride v poštev zlasti pri steklenih strehah, kjer se sneg topi zaradi toplotnih izgub. Za vse druge primere upoštevamo $C_t = 1,0$.

S koeficientom izpostavljenosti C_e upoštevamo prihodnje stanje terena okoli objekta. Za običajen teren (površine, kjer veter ne prenaša snega na objektih, ker so zaščiteni zaradi terena, drugih objektov ali dreves) standard priporoča vrednost $C_e = 1,0$.

Obtežba snega torej znaša (3.2):

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

3.4 Obtežba vetra

Vplive vetra na konstrukcijo in konstrukcijske elemente moramo določiti ob upoštevanju zunanjih, kot tudi notranjih tlakov vetra. Razločevati moramo med tlakom in srkom, ravno tako se vpliv vetra s časom spreminja. Obtežbo vetra določimo skladno s standardom SIST EN 1991-1-4:2005.

3.4.1 Tlak vetra pri največji hitrosti ob sunkih vetra

Osnovno hitrost vetra izračunamo z naslednjim izrazom:

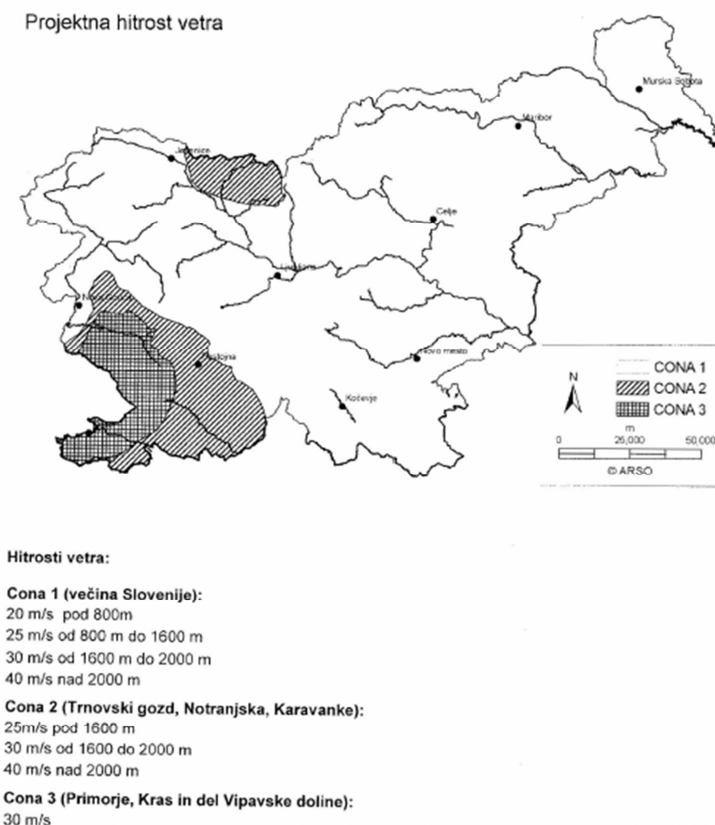
$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.3)$$

Pri tem sta C_{dir} in C_{season} faktorja smeri in letnega časa, $v_{b,0}$ pa je temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra.

Vrednost smernega faktorja je za različne smeri vetra lahko določena v nacionalnem dodatku. Priporočena vrednost je $C_{dir} = 1,0$.

Vrednost faktorja letnega časa je lahko določena v nacionalnem dodatku. Priporočena vrednost je $C_{season} = 1,0$.

Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra je 10 minutna srednja hitrost vetra, neodvisna od smeri in letnega časa, določena na višini 10 m nad tlemi, nad odprtim terenom, ki ustreza II terenski kategoriji. Temeljno vrednost osnovne hitrosti odčitamo iz karte v nacionalnem dodatku k standardu (glej sliko 6). Ob upoštevanju, da objekt leži v coni 1, na nadmorski višini pod 800 m, odčitamo $v_{b,0} = 20$ m/s.



Slika 6: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra (SIST EN 1991-1-4:2005/oA101, str. 5)

Torej osnovna hitrost vetra, izračunana po enačbi (3.3), je:

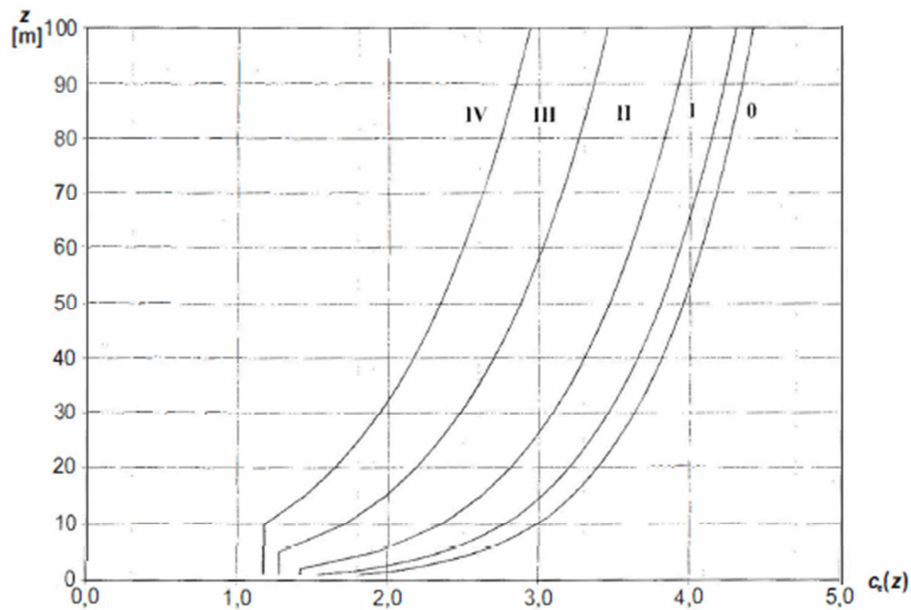
$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20 = 20 \text{ m/s.}$$

Tlak vetra pri največji hitrosti ob sunkih vetra na višini z , izračunamo z enačbo:

$$q_p(z) = C_e(z) \cdot q_b, \quad (3.4)$$

kjer je $C_e(z)$ faktor izpostavljenosti, q_b pa osnovni tlak vetra.

Faktor izpostavljenosti za raven teren odčitamo iz slike 4.2 v SIST EN 1991-1-4:2005 (glej sliko 7). Pri tem upoštevamo višino objekta 16 m (štiri etaže in pritličje), okoliški teren uvrstimo v kategorijo III (teren z običajnim rastlinjem oziroma stavbami) in dobimo $C_e(16 \text{ m}) \approx 2,0$.



Slika 7: Faktor izpostavljenosti (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 20)

Osnovni tlak vetra izračunamo z enačbo:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2, \quad (3.5)$$

kjer je v_b osnovna hitrost vetra in ρ gostota zraka, ki je $1,25 \text{ kg/m}^3$. Osnovni tlak vetra torej znaša:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 20^2 = 250 \text{ N/m}^2 = 0,25 \text{ kN/m}^2.$$

Torej tlak vetra, pri največji hitrosti ob sunkih vetra na višini 16 m je (glej enačbo (3.4)):

$$q_p(z) = C_e(z) \cdot q_b = 2,0 \cdot 0,25 = 0,5 \text{ kN/m}^2.$$

3.4.2 Tlak vetra na zunanje površine

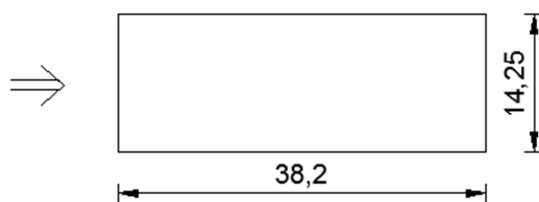
Tlak vetra w_e na zunanje površine izračunamo z naslednjim izrazom:

$$w_e = q_p(z) \cdot c_{pe}. \quad (3.6)$$

Pri tem je $q_p(z)$ tlak vetra pri največji hitrosti ob sunkih vetra (glej poglavje 3.4.1), c_{pe} pa je koeficient zunanje tlaka.

Koeficient zunanje tlaka c_{pe} za stavbe in dele stavb je odvisen od lege obravnavane površine. Koeficienti so v standardu podani ločeno za površine 1 m^2 (za projektiranje manjših elementov) oziroma za površine velikosti 10 m^2 (projektiranje celotne konstrukcije). Za obravnavani objekt uporabimo koeficiente za površine velikosti 10 m^2 . Tlak vetra na zunanje površine je bodisi negativen (srk) ali pozitiven (tlak). Pri določanju koeficientov upoštevamo smer delovanja vetra (vzdolžna ali prečna smer stavbe), lego obravnavane površine (navpična stena, streha) ter razmerje med dimenzijami stavbe (višina, širina stavbe).

3.4.2.1 Tlak vetra v smeri osi X



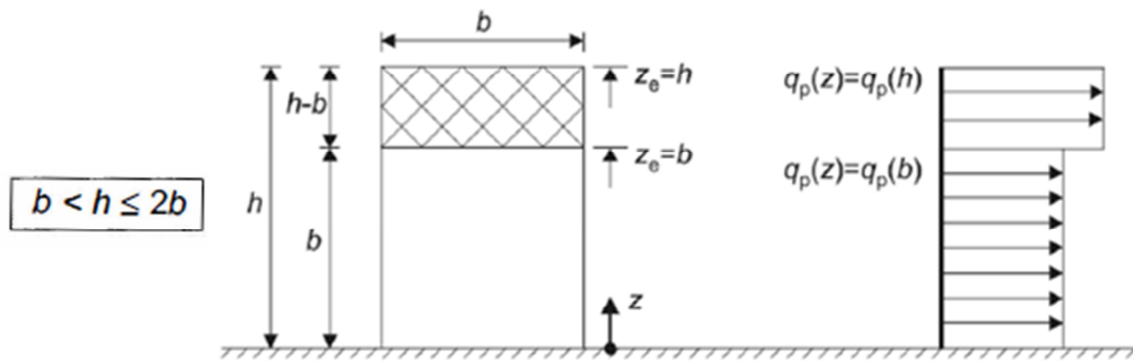
Slika 8: Dimenzije objekta pri delovanju vetera v smeri osi X

Tlak vetra na navpičnih stenah

Referenčna višina z_e za privetrne stene stavb s pravokotnim tlorisom (področje D) je odvisna od razmerja h/b , pri čemer je h najvišja višina in b širina stavbe pravokotno na smer delovanja vetra. Za obravnavani objekt velja:

$$b = 14,25 \text{ m} < h = 16 \text{ m} \leq 2b = 28,5 \text{ m}. \quad (3.7)$$

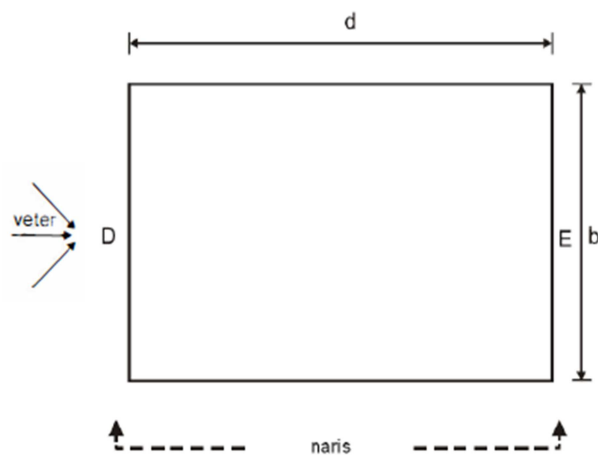
Za takšno razmerje h/b velja, da imajo tlaki vetra do višine b manjšo vrednost, od višine b pa do vrha stavbe pa večjo (glej sliko 9).



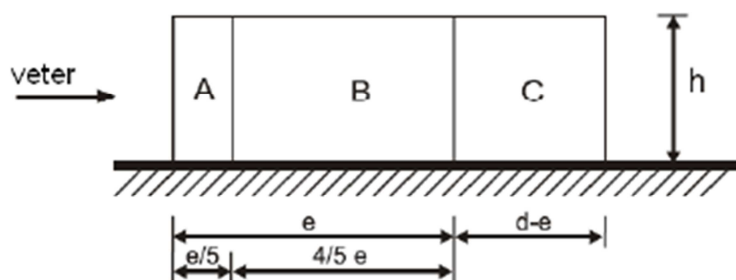
Slika 9: Razporeditev tlakov po višini stavbe v primeru $b < h \leq 2b$ (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 29)

Tlak vetra pri največji hitrosti ob sunkih vetra q_p je na višini $b = 14,25$ m praktično isti kot na višini $h = 16$ m. To bomo računsko potrdili v nadaljevanju.

Na sliki 10 in 11 prikazujemo razdelitev navpičnih sten stavbe na posamezne cone.



Slika 10: Tloris razdelitve sten na cone delovanja vetra v smeri osi X (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 30)



Slika 11: Naris razdelitve sten na cone delovanja vetra v smeri osi X za $e < d$ (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 30)

Pri tem širino e določimo s pomočjo izrazov.

$$z_e = b:$$

$$e = \min\{b, 2h\} = \min\{14,25 \text{ m}, 28,5 \text{ m}\} = 14,25 \text{ m}$$

$$e = 14,25 \text{ m} < d = 38,2 \text{ m}$$

$$z_e = h:$$

$$e = \min\{b, 2h\} = \min\{14,25 \text{ m}, 32 \text{ m}\} = 14,25 \text{ m}$$

$$e = 14,25 \text{ m} < d = 38,2 \text{ m}$$

Značilne geometrijske podatke zberemo v preglednici 11.

Preglednica 11: Geometrijski podatki za razdelitev površine sten v cone pri delovanju vetra v smeri osi X

Podatki			Izračun		
h	16	m	$d-e$	23,95	m
b	14,25	m	$e/5$	2,85	m
d	38,2	m	$(4/5)e$	11,4	m
e	14,25	m			

Koeficiente zunanjskega tlaka odčitamo iz preglednice v standardu. Za vmesne vrednosti uporabimo linearno interpolacijo. Nato izračunamo še tlak vetra na zunanje površine. Rezultate računa prikazujemo v nadaljevanju.

$$z_e = b$$

$$h/d = 14,25 \text{ m} / 38,2 \text{ m} = 0,37$$

Preglednica 12: Koeficienti zunanje tlaka in obtežba vetra na obodne stene stavbe pri delovanju vetra v smeri osi X in $z_e = b$

Cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	w_e [kN/m ²]
A	-1,2	0,5	-0,60
B	-0,8	0,5	-0,40
C	-0,5	0,5	-0,25
D	0,72	0,5	0,36
E	-0,33	0,5	-0,17

$z_e = h$

$$h/d = 16 \text{ m} / 38,2 \text{ m} = 0,42$$

Preglednica 13: Koeficienti zunanje tlaka in obtežba vetra na obodne stene stavbe pri delovanju vetra v smeri osi X in $z_e = h$

Cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	w_e [kN/m ²]
A	-1,2	0,5	-0,60
B	-0,8	0,5	-0,40
C	-0,5	0,5	-0,25
D	0,72	0,5	0,36
E	-0,35	0,5	-0,17

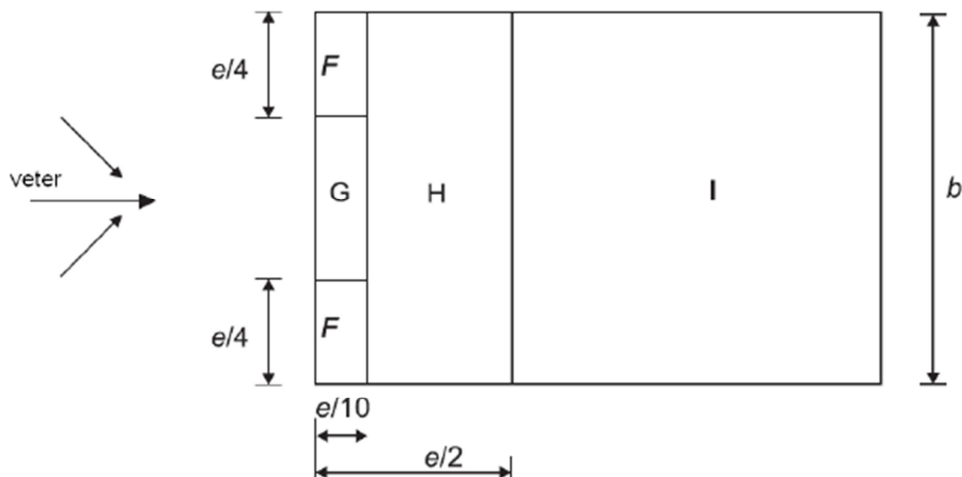
Tlak vetra na zunanje površine je praktično neodvisen od referenčne višine.

Tlak vetra za ravno streho

Strehe z nagibom α v mejah $-5^\circ < \alpha < 5^\circ$ uvrstimo med ravne strehe. Velja:

$$e = \min\{b, 2h\} = \min\{14,25 \text{ m}, 32 \text{ m}\} = 14,25 \text{ m}.$$

Na sliki 12 prikazujemo razdelitev ravne strehe na cone v primeru delovanja vetra v smeri osi X.



Slika 12: Razdelitev ravne strehe na cone v primeru delovanja vetra v smeri osi X (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 32)

Geometrijske podatke, ki jih potrebujemo pri nadaljnjem izračunu zberemo v preglednici 14.

Preglednica 14: Geometrijski podatki za razdelitev ravne strehe na cone pri delovanju vetra v smeri osi X

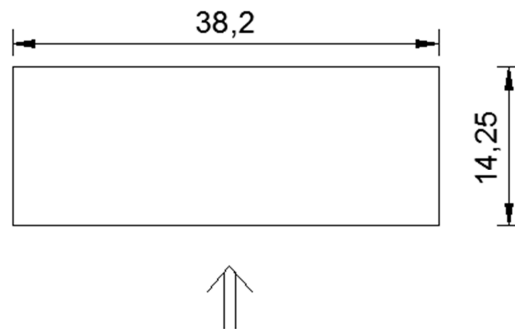
Podatki			Izračun		
h	16	m	$e/4$	3,56	m
b	14,25	m	$e/10$	1,43	m
d	38,2	m	$e/2$	7,13	m
e	14,25	m			

Koeficiente zunanega tlaka odčitamo iz preglednice v standardu. V nadaljevanju izračunamo še tlak vetra na streho. Rezultate zberemo v preglednici 15.

Preglednica 15: Koeficienti zunanega tlaka in obtežba vetra na ravno streho stavbe pri delovanju vetra v smeri osi X

Cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	w_e [kN/m ²]
F	-1,8	0,5	-0,90
G	-1,2	0,5	-0,60
H	-0,7	0,5	-0,35
I	0,2	0,5	0,10
I	-0,2	0,5	-0,10

3.4.2.2 Tlak vetra v smeri Y



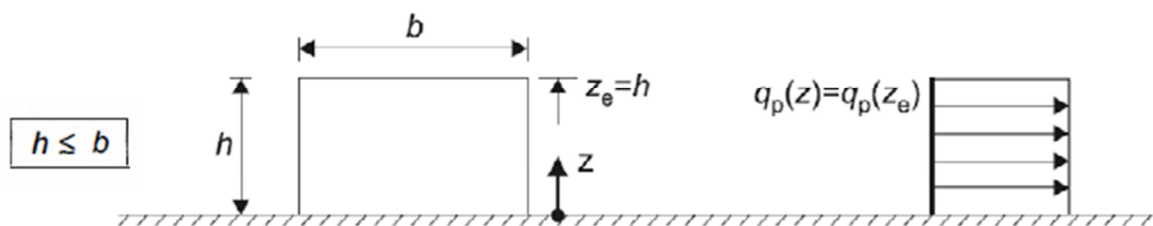
Slika 13: Dimenzije objekta pri delovanju vetra v smeri osi Y

Tlak vetra na navpičnih stenah

Referenčna višina z_e za privetrne stene stavb s pravokotnim tlorisom (področje D) je odvisna od razmerja h/b , pri čemer je h najvišja višina in b širina stavbe pravokotno na smer delovanja vetra. Za obravnavani objekt velja:

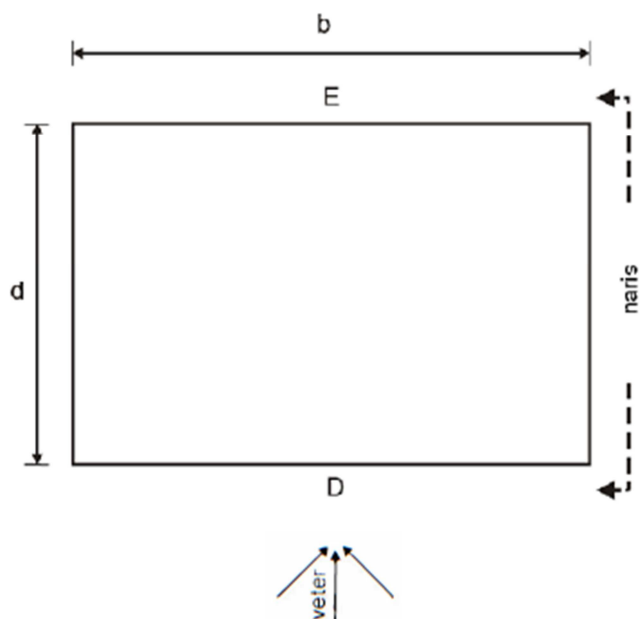
$$h = 16 \text{ m} \leq b = 38,2 \text{ m.} \quad (3.8)$$

Za takšno razmerje h/b velja, da se stavba obravnava kot en del (glej sliko 14).

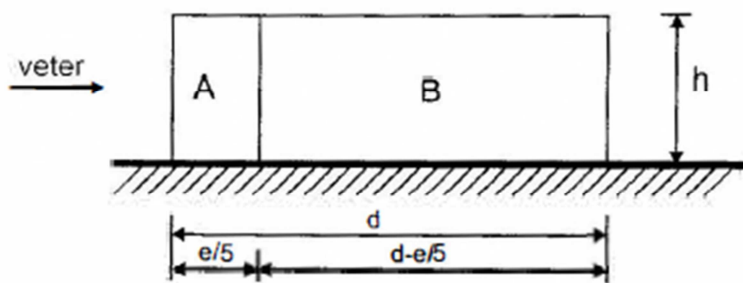


Slika 14: Razporeditev tlakov po višini stavbe v primeru $h \leq b$ (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 29)

Na sliki 15 in 16 prikazujemo razdelitev navpičnih sten na posamezne cone.



Slika 15: Tloris razdelitve sten na cone delovanja vetra v smeri osi Y (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 30)



Slika 16: Naris razdelitve sten na cone delovanja vetra v smeri osi Y za $e < d$ (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 30)

Pri tem širino e določimo s pomočjo izraza:

$$e = \min\{b, 2h\} = \min\{38,2 \text{ m}, 32 \text{ m}\} = 32 \text{ m}$$

$$e = 32 \text{ m} \geq d = 14,25 \text{ m}$$

Značilne geometrijske podatke zberemo v preglednici 16.

Preglednica 16: Geometrijski podatki za razdelitev površine sten v cone pri delovanju vetra v smeri osi X

Podatki			Izračun		
h	16	m	$d-e/5$	7,85	m
b	38,2	m	$e/5$	6,4	m
d	14,25	m			
e	32	m			

Koeficiente zunanega tlaka odčitamo iz preglednice v standardu. Za vmesne vrednosti uporabimo linearno interpolacijo. Nato izračunamo še tlak vetra na zunanje površine. Rezultate računa prikazujemo v nadaljevanju.

$$h/d = 16 \text{ m} / 14,25 \text{ m} = 1,12$$

Preglednica 17: Koeficienti zunanega tlaka in obtežba vetra na obodne stene stavbe pri delovanju vetra v smeri osi Y

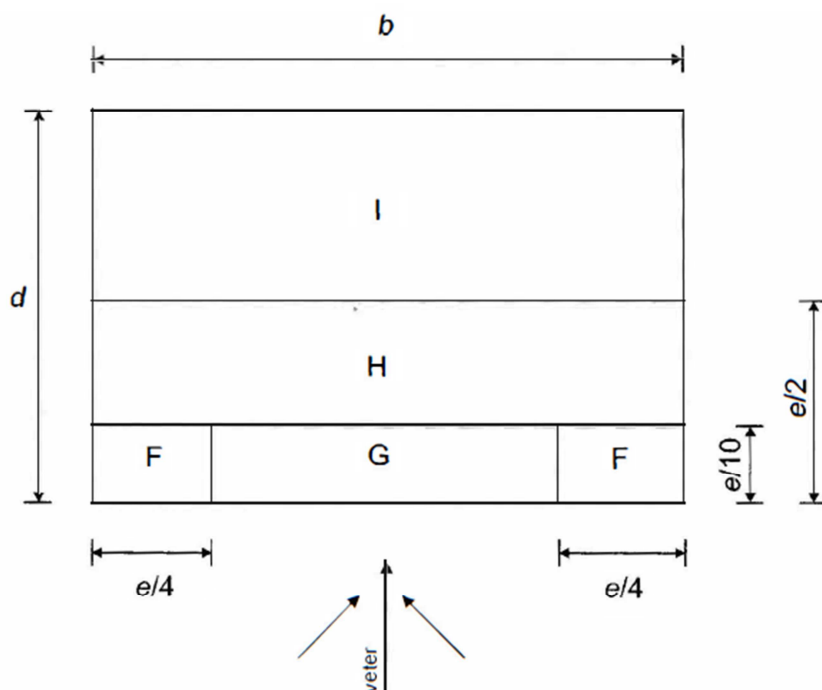
Cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	w_e [kN/m ²]
A	-1,2	0,5	-0,60
B	-0,8	0,5	-0,40
D	0,8	0,5	0,40
E	-0,51	0,5	-0,25

Tlak vetra za ravno streho

Strehe z nagibom α v mejah $-5^\circ < \alpha < 5^\circ$ uvrstimo med ravne strehe. Velja:

$$e = \min\{b, 2h\} = \min\{38,2 \text{ m}, 32 \text{ m}\} = 32 \text{ m}.$$

Na sliki 17 prikazujemo razdelitev ravne strehe na cone v primeru delovanja vetra v smeri osi Y.



Slika 17: Razdelitev ravne strehe na cone v primeru delovanja vetra v smeri osi Y (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 32)

Geometrijske podatke, ki jih potrebujemo pri nadaljnem izračunu, zberemo v preglednici 18.

Preglednica 18: Geometrijski podatki za razdelitev ravne strehe na cone pri delovanju vetra v smeri osi Y

Podatki			Izračun		
h	16	m	$e/4$	8,00	m
b	38,2	m	$e/10$	3,20	m
d	14,25	m	$e/2$	16,00	m
e	32	m			

Koeficiente zunanje tlaka odčitamo iz preglednice v standardu. V nadaljevanju izračunamo še tlak vetra na strehi. Rezultate zberemo v preglednici 19.

Preglednica 19: Koeficienti zunanje tlaka in obtežba vetra na ravno streho stavbe pri delovanju vetra v smeri osi Y

Cona	c_{pe}	q_p [kN/m ²]	w_e [kN/m ²]
F	-1,8	0,5	-0,90
G	-1,2	0,5	-0,60
H	-0,7	0,5	-0,35
I	0,2	0,5	0,10
I	-0,2	0,5	-0,10

3.4.3 Tlak vetra na notranje površine

. Tlak vetra w_i na notranje površine izračunamo z enačbo:

$$w_i = q_p(z) \cdot c_{pi}, \quad (3.9)$$

kjer je $q_p(z)$ tlak vetra pri največji hitrosti ob sunkih vetra in c_{pi} koeficient notranjega tlaka.

Tlak vetra pri največji hitrosti ob sunkih vetra smo določili že v poglavju 3.4.1.

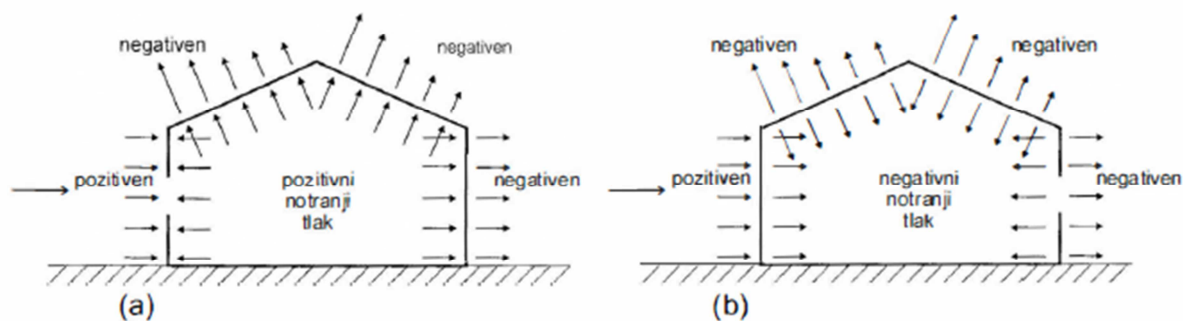
Koeficient notranjega tlaka c_{pi} je odvisen od velikosti in razporeditve odprtín po ovoju stavbe. Kjer ni smiselno ali mogoče določiti deleža odprtín za posamezen primer, lahko za c_{pi} privzame neugodnejša vrednost med +0,2 in -0,3. V preglednici 20 prikazujemo koeficiente notranjega tlaka ter pripadajočo obtežbo vetra.

Preglednica 20: Koeficienti notranjega tlaka in obtežba vetra na notranje površine oboda stavbe

Cona	c_{pi}	q_p [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]
Povsod	0,2	0,5	0,1
Povsod	-0,3	0,5	-0,15

3.4.4 Skupni vpliv delovanja tlaka vetra na zunanje površine v kombinaciji z notranjimi tlaki

Zunanji in notranji tlak učinkujeta sočasno. Pri tem moramo upoštevati najneugodnejšo kombinacijo zunanjih in notranjih tlakov in sicer glede na kombinacijo možnih odprtín in drugih vrst prepuščanja. Tako je skupni vpliv vetra na površino ovoja stavbe neto tlak, ki ga določimo kot razliko med zunanjim in notranjim tlakom, seveda z upoštevanjem ustreznega predznaka. Upoštevamo, da je tlak zaradi vetra, ki je usmerjen proti ploskvi, pozitivnega predznaka, srk, ki je usmerjen stran od ploskve pa negativnega. To prikazujemo tudi na sliki 18.



Slika 18. Sočasno delovanje notranjih in zunanjih tlakov na obod stavbe (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 22)

Neto koeficient tlaka izračunamo z enačbo:

$$c_{p,net} = c_{pe} - c_{pi}, \quad (3.10)$$

analogno za tlak velja:

$$w = w_e - w_i. \quad (3.11)$$

3.4.4.1 Neto tlak vetra v smeri osi X

Neto tlak vetra na navpičnih stenah

Izračun neto tlaka vetra na navpičnih stenah stavbe prikazujemo v preglednici 21 in 22.

Preglednica 21: Kombinacija zunanje in notranje tlaka na obodne stene stavbe pri delovanju vetra v smeri osi X

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	-0,60	0,1	-0,70
B	-0,40	0,1	-0,50
C	-0,25	0,1	-0,35
D	0,36	0,1	0,26
E	-0,17	0,1	-0,27

Preglednica 22: Kombinacija zunanjšega in notranjšega srka na obodne stene stavbe pri delovanju vetra v smeri osi X

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	-0,60	-0,15	-0,45
B	-0,40	-0,15	-0,25
C	-0,25	-0,15	-0,10
D	0,36	-0,15	0,51
E	-0,17	-0,15	-0,02

Neto tlak vetra na ravni strehi

Izračun skupnega vpliva vetra na ravno streho prikazujemo v preglednici 23 in 24.

Preglednica 23: Kombinacija zunanjšega in notranjšega tlaka na ravno streho stavbe pri delovanju vetra v smeri osi X

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
F	-0,90	0,1	-1,00
G	-0,60	0,1	-0,70
H	-0,35	0,1	-0,45
I	0,10	0,1	0,00
I	-0,10	0,1	-0,20

Preglednica 24: Kombinacija zunanjšega in notranjšega srka na ravno streho stavbe pri delovanju vetra v smeri osi X

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
F	-0,90	-0,15	-0,75
G	-0,60	-0,15	-0,45
H	-0,35	-0,15	-0,20
I	0,10	-0,15	0,25
I	-0,10	-0,15	0,05

3.4.4.2 Neto tlak vetra v smeri osi Y

Neto tlak vetra na navpičnih stenah

Izračun neto tlaka vetra na navpičnih stenah stavbe prikazujemo v preglednici 25 in 26.

Preglednica 25: Kombinacija zunanje in notranje tlaka na obodne stene stavbe pri delovanju vetra v smeri osi Y

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	-0,60	0,1	-0,70
B	-0,40	0,1	-0,50
D	0,40	0,1	0,30
E	-0,25	0,1	-0,35

Preglednica 26: Kombinacija zunanje in notranje srka na obodne stene stavbe pri delovanju vetra v smeri osi Y

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
A	-0,60	-0,15	-0,45
B	-0,40	-0,15	-0,25
D	0,40	-0,15	0,55
E	-0,25	-0,15	-0,10

Neto tlak vetra na ravni strehi

Izračun skupnega vpliva vetra na ravno streho prikazujemo v preglednici 27 in 28.

Preglednica 27: Kombinacija zunanje in notranje tlaka na ravno streho stavbe pri delovanju vetra v smeri osi Y

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
F	-0,90	0,1	-1,00
G	-0,60	0,1	-0,70
H	-0,35	0,1	-0,45
I	0,10	0,1	0,00
I	-0,10	0,1	-0,20

Preglednica 28: Kombinacija zunanje in notranje srka na ravno streho stavbe pri delovanju vetra v smeri osi Y

Cona	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w [kN/m ²]
F	-0,90	-0,15	-0,75
G	-0,60	-0,15	-0,45
H	-0,35	-0,15	-0,20
I	0,10	-0,15	0,25
I	-0,10	0,1	-0,20

3.4.5 Učinek trenja vetra na ploskev

Učinek trenja vetra na ploskev lahko zanemarimo, če je celotna površina vseh ploskev, vzporednih (ali pod majhnim kotom) z vetrom, enaka ali manjša od štirikratne površine zunanjih ploskev (priveternih in zavetnih), ki so pravokotne na smer delovanja veter. Ugotovimo, da lahko učinek trenja vetra zanemarimo tako v smeri osi X kot Y. To potrjujeta tudi računa v nadaljevanju.

Učinek trenja vetra na ploskev v smeri osi X

$$A_{\text{vzporedno}} = 2 \cdot 38,2 \text{ m} \cdot 16 \text{ m} + 14,25 \text{ m} \cdot 38,2 \text{ m} = 1766,8 \text{ m}^2 \leq 4 \cdot A_{\text{pravokotno}} = 4 \cdot 2 \cdot 14,25 \text{ m} \cdot 16 \text{ m} = 1824 \text{ m}^2.$$

Učinek trenja vetra na ploskev v smeri osi Y

$$A_{\text{vzporedno}} = 2 \cdot 14,25 \text{ m} \cdot 16 \text{ m} + 14,25 \text{ m} \cdot 38,2 \text{ m} = 1000,4 \text{ m}^2 \leq 4 \cdot A_{\text{pravokotno}} = 4 \cdot 2 \cdot 38,2 \text{ m} \cdot 16 \text{ m} = 4889,6 \text{ m}^2.$$

3.4.6 Sile vetra na konstrukcijo

Upoštevamo predpostavko, da so površine na katere učinkujejo sile vetra, dovolj toge, da se lahko zanemarijo njihova resonančna nihanja, ki nastanejo pri delovanju vetra.

Sile vetra izračunamo z naslednjo enačbo:

$$F_w = c_s \cdot c_d \cdot \sum c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{\text{ref}}. \quad (3.12)$$

Pri tem je $c_s \cdot c_d$ konstrukcijski faktor, c_f je koeficient sile za konstrukcijo ali konstrukcijski element, $q_p(z_e)$ je največji tlak pri sunkih vetra na referenčni višini z_e , A_{ref} pa je referenčna površina konstrukcije ali konstrukcijskega elementa. Pri tem vektorsko seštejemo zunanje in notranje sile, trenjske sile pa zanemarimo. Zunanje sile so:

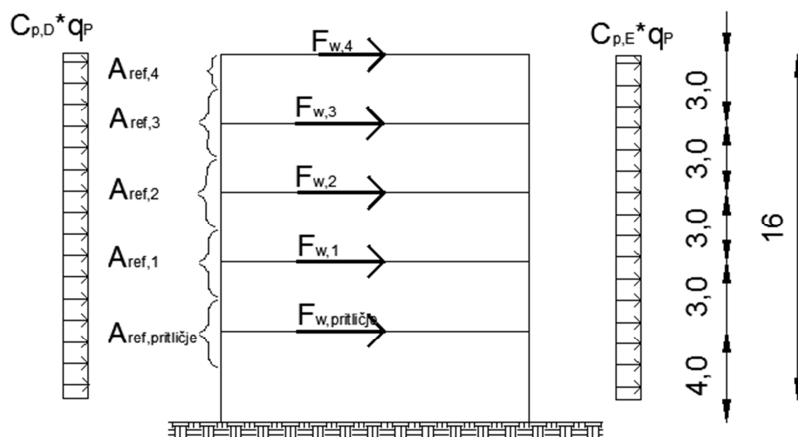
$$F_w = c_s \cdot c_d \cdot \sum w_e \cdot A_{\text{ref}}, \quad (3.13)$$

notranje sile pa:

$$F_w = \sum w_i \cdot A_{\text{ref}}. \quad (3.14)$$

Konstrukcijski faktor $c_s \cdot c_d$ je za konstrukcije s stenami, ki so nižje od 100 m in katerih višina je manjša od štirikratne dolžine v smeri vetra, enak 1,0.

Sile vetra izračunamo za vsako etažo posebej. Shematično to prikazujemo na sliki 19, rezultate računa pa zberemo v preglednici 29 oziroma 30.



Slika 19: Razdelitev sil vetra po etažah

Preglednica 29: Sile vetra po etažah v smeri osi X

Etaža	$A_{ref,i}$ [m ²]	w_i [kN/m ²]	$F_{w,i}$ [kN]
4	22,8	0,53	12,1
3	42,8	0,53	22,7
2	42,8	0,53	22,7
1	42,8	0,53	22,7
Pritličje	49,9	0,53	26,4

Preglednica 30: Sile vetra po etažah v smeri osi Y

Etaža	$A_{ref,i}$ [m ²]	w_i [kN/m ²]	$F_{w,i}$ [kN]
4	61,1	0,65	39,7
3	114,6	0,65	74,5
2	114,6	0,65	74,5
1	114,6	0,65	74,5
Pritličje	133,7	0,65	86,9

3.5 Potresna obtežba

Potres povzroča premikanje plošč v litosferi, tla se gibljejo v vodoravni in navpični smeri, kar lahko povzroči poškodbe, v skrajnih primerih pa celo porušitve objektov. Zato moramo objekte projektirati

tudi na potresni vpliv. Velikost potresnega vpliva je odvisna od lege objekta ter od zasnove nosilne konstrukcije.

Nosilne konstrukcije projektiramo na projektni pospešek tal, ki je določen za povratno dobo 475 let, kar ustreza verjetnosti 90%, da vrednost ne bo presežena v 50 letih, kar smatramo za življenjsko dobo objekta. Povratna doba je povprečen čas med prekoračitvami vrednosti projektnega pospeška. Za pomembne objekte je povratna doba ustrezno daljša.

V spektrih odziva so zbrani maksimalni odzivi konstrukcije v odvisnosti od nihajnega časa oziroma frekvenc pri točno določeni obtežbi in dušenju. Ločimo spektre pomikov, hitrosti in pospeškov. V skladu z standardom SIST EN 1998-1:2004 potresni vpliv določimo na osnovi projektnega spektra pospeškov, to je elastični spekter pospeškov reduciran za faktor obnašanja q . S faktorjem obnašanja upoštevamo ugoden vpliv sipanja energije konstrukcijskega sistema (duktilnost sistema) in dodatne nosilnosti. Velikost faktorja je odvisna od vrste konstrukcijskega sistema in je lahko le 1,5 (npr. za nearmirane zidne konstrukcije) ali pa celo 8 (npr. za jeklene okvirje).

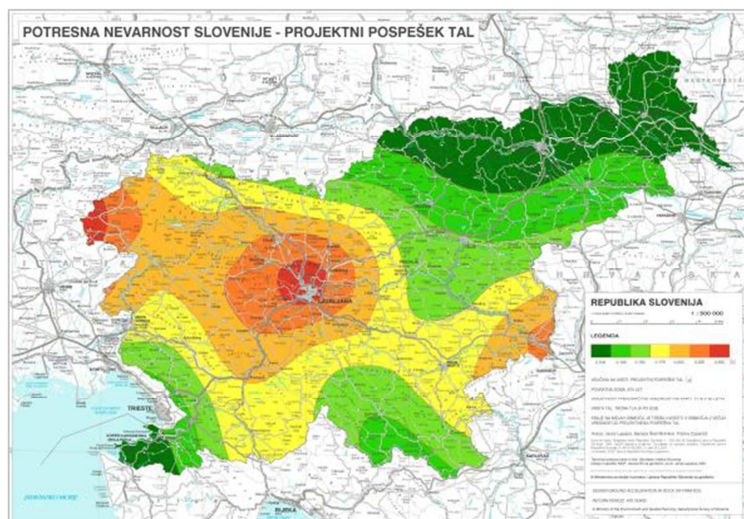
Analizo potresnih vplivov na obravnavano stavbo opravimo z modalno analizo s spektrom odziva, ki je uporabna za vse tipe stavb, ne glede na pravilnost po višini in tlorisu. Postopamo skladno z določili iz standarda SIST EN 1998-1:2004. V analizi upoštevamo le vodoravno potresno gibanje in sicer v vzdolžni (smer X) ter prečni smeri stavbe (smer Y).

3.5.1 Parametri povezani z lokacijo stavbe

Obravnavana večstanovanjska stavba stoji v Ljubljani. Projektni pospešek tal odčitamo iz karte na sliki 20 in znaša $a_g = 0,25$ g. Predpostavimo, da so tla na katerih stoji stavba, tipa B. Parametre elastičnega spektra odziva določimo s pomočjo Nacionalnega dodatka k standardu SIST EN 1998-1:2004 in so:

- parameter tal $S = 1,2$

-karakteristični nihajni časi spektra: - $T_B = 0,15$ s, $T_C = 0,5$ s, $T_D = 2,0$ s.



Slika 20: Karta potresne nevarnosti Slovenije (Agencija Republike Slovenije za okolje)

3.5.2 Vrsta konstrukcijskega sistema stavbe in faktor obnašanja

Faktor obnašanja q izračunamo z enačbo:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5. \quad (3.15)$$

Pri tem je q_0 osnovna vrednost faktorja obnašanja in je odvisna od konstrukcijskega sistema stavbe, s faktorjem k_w pa upoštevamo prevladujoč način rušenja.

Izberemo srednjo stopnjo duktilnosti DCM. Nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe uvrstimo med stenaste konstrukcijske sisteme, saj se tako navpična kot vodoravna obtežba (v obeh smereh) v glavnem prenašata preko sten. Za stenaste sisteme je osnovna vrednost faktorja obnašanja $q_0 = 3,0$.

V nadaljevanju določimo še vrednost faktorja k_w , ki ga za stenaste sisteme izračunamo z enačbo:

$$k_w = (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1, \text{ toda ne manj od } 0,5. \quad (3.16)$$

Pri tem je α_0 prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten, in se izračuna po enačbi:

$$\alpha_0 = \Sigma h_{wi} / \Sigma l_{wi}. \quad (3.17)$$

Za obravnavano stavbo razmerje α_0 izračunamo ločeno za smer X in smer Y in sicer:

X - smer

$$\alpha_0 = \Sigma h_{wi} / \Sigma l_{wi} = [4 \cdot 16] / [13,025 + (0,825 + 9,925) + (2,575 + 0,57 + 4,925) + 13,105] = 1,4 > 1.$$

Y - smer

$$\alpha_0 = \Sigma h_{wi} / \Sigma l_{wi} = [10 \cdot 16] / [(4 \cdot 2,53) + (2 \cdot 3,63) + (2 \cdot 2,73) + (2 \cdot (5,58 + 0,75))] = 4,5 > 1.$$

Ugotovimo, da je faktor obnašanja q za obe smeri enak in je (glej enačbo (3.15)):

$$q = q_0 \cdot k_w = 3,0 \cdot 1,0 = 3,0.$$

3.5.3 Mase po etažah

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

$$W = G + \sum_i (\Psi_{Ei} \cdot Q_{Ki}). \quad (3.18)$$

Pri tem je G karakteristična vrednost stalne obtežbe, Q_{Ki} je karakteristična vrednost spremenljive obtežbe, Ψ_{Ei} pa je koeficient za kombinacijo in se izračuna glede na faktor φ , in sicer:

$$\Psi_{Ei} = \varphi \cdot \Psi_{2i}. \quad (3.19)$$

Vrednost faktorja φ je za vse etaže obravnavane stavbe (razen strehe) enaka 0,5. Pri tem upoštevamo, da so etaže zasedene neodvisno, glede na vrsto spremenljivega vpliva pa smo površine etaž uvrstili v kategorijo A. Priporočena vrednost koeficienta Ψ_2 za kombinacijo navidezno stalne vrednosti spremenljivega vpliva je za površine kategorije A enaka 0,3. Površino strehe smo uvrstili v kategorijo H, v tem primeru je $\Psi_2 = 0$, posledično velja $\Psi_{Ei} = 0$.

Če lahko predpostavimo, da so stropovi stavbe dovolj togi v svoji ravnini (kot »diafragma«), lahko mase v vsaki etaži koncentriramo v težišču. Za polno AB ploščo to velja, če ni tanjša od 7 cm in je armirana v obeh smereh z vsaj minimalno armaturo. Ugotovimo, da stropne plošče obravnavane stavbe izpolnjujejo omenjen pogoj, saj je njihova debelina ocenjena na 20 cm. V nadaljevanju prikazujemo izračun mase stavb, koncentrirane v posameznih etažah. Rezultate zberemo v preglednici 31. Služijo za kontrolo računskega modela za analizo vertikalnih nosilnih elementov stavbe.

Preglednica 31: Izračun mas po etažah

Masa na koti + 16,0 m

	g	g'	X	y	z	masa
	kN/m²	kN/m	m	m	m	kN
Stalna obtežba-plošča	5,61	/	38,2	14,25	/	3053,8
Stalna obtežba-stene (20 cm)	5,00	/	61,9	/	(3/2)	464,3
Stalna obtežba-stene (25 cm)	6,25	/	20,32	/	(3/2)	190,5
Stalna obtežba-stebri	/	6,00	/	/	7 x (3/2)	63,0
Koristna obtežba $\varphi = /$, $\Psi_2 = 0$	0,40	/	38,2	14,25	/	0,0
SKUPAJ						3771,6
SKUPAJ (ton)						384,5

Masa na koti + 13,0 m; + 10,0 m; + 7,0 m

	g	g'	x	y	z	masa
	kN/m²	kN/m	m	m	m	kN
Stalna obtežba-plošča	7,15	/	38,2	14,25	/	3892,1
Stalna obtežba-stene (20 cm)	5,00	/	61,9	/	(3/2)	928,5
Stalna obtežba-stene (25 cm)	6,25	/	20,32	/	(3/2)	381,0
Stalna obtežba-stebri	/	6,00	/	/	7 x (3/2)	126,0
Stalna obtežba-fasada (na robu)	1,54	/	2 x 38,2 + 2 x 9,2	/	3	438,0
Koristna obtežba $\varphi = 0,5$, $\Psi_2 = 0,3$	0,40	/	38,2	14,25	/	32,7
SKUPAJ						5798,2
SKUPAJ (ton)						591,1

Masa na koti + 4,0 m

	g	g'	x	y	z	masa
	kN/m²	kN/m	m	m	m	kN
Stalna obtežba-plošča	7,15	/	38,2	14,25	/	3892,1
Stalna obtežba-stene (20 cm)	5,00	/	61,9	/	(3/2)	1083,3
Stalna obtežba-stene (25 cm)	6,25	/	20,32	/	(3/2)	444,5
Stalna obtežba-stebri	/	6,00	/	/	7 x (3/2)	147,0
Stalna obtežba-fasada (na robu)	1,54	/	2 x 38,2 + 2 x 9,2	/	3	484,6
Koristna obtežba $\varphi = 0,5$, $\Psi_2 = 0,3$	0,40	/	38,2	14,25	/	32,7
SKUPAJ						6084,2
SKUPAJ (ton)						620,2

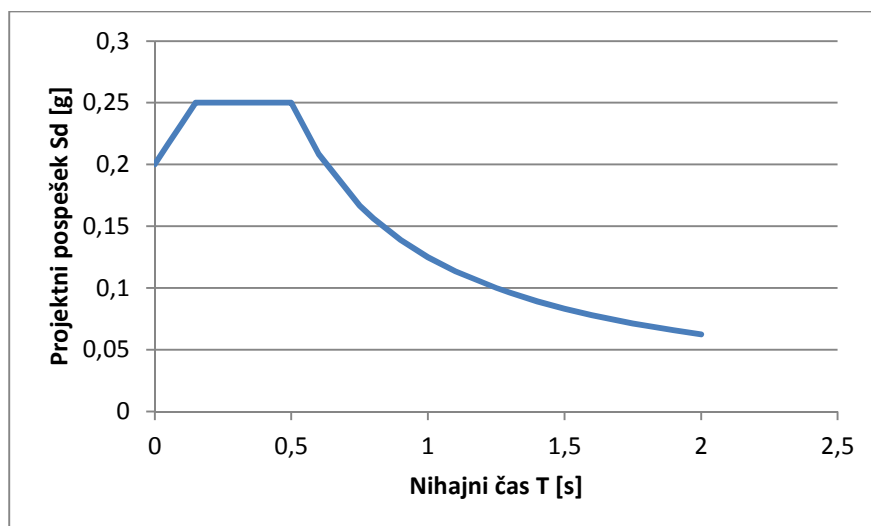
Standard SIST EN 1998-1 dodatno določa, da moramo poleg upoštevanja dejanske ekscentričnosti upoštevati tudi slučajno ekscentričnost mase. Razlog tiči v negotovosti, povezani s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja. Slučajno ekscentričnost upoštevamo s premikom masnega središča v vsaki etaži i iz nazivne lege za:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i, \quad (3.20)$$

kjer je L_i tlorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva.

3.5.4 Analiza potresnih vplivov z modalno analizo s spektrom odziva

Kot smo že omenili analizo potresnih vplivov na obravnavano stavbo opravimo z modalno analizo s spektrom odziva. Predpostavimo, da je obnašanje konstrukcije linearno elastično. V analizi moramo upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno vplivajo k globalnemu odzivu. Projektni spekter $S_d(t)$ za vodoravne komponente potresnega vpliva, izračunamo skladno s točko 3.2.2.5 iz standarda SIST EN 1998-1:2004. Faktor obnašanja q je za obe smeri stavbe enak, tako da je enak tudi projektni spekter. Prikazujemo ga na sliki 21.

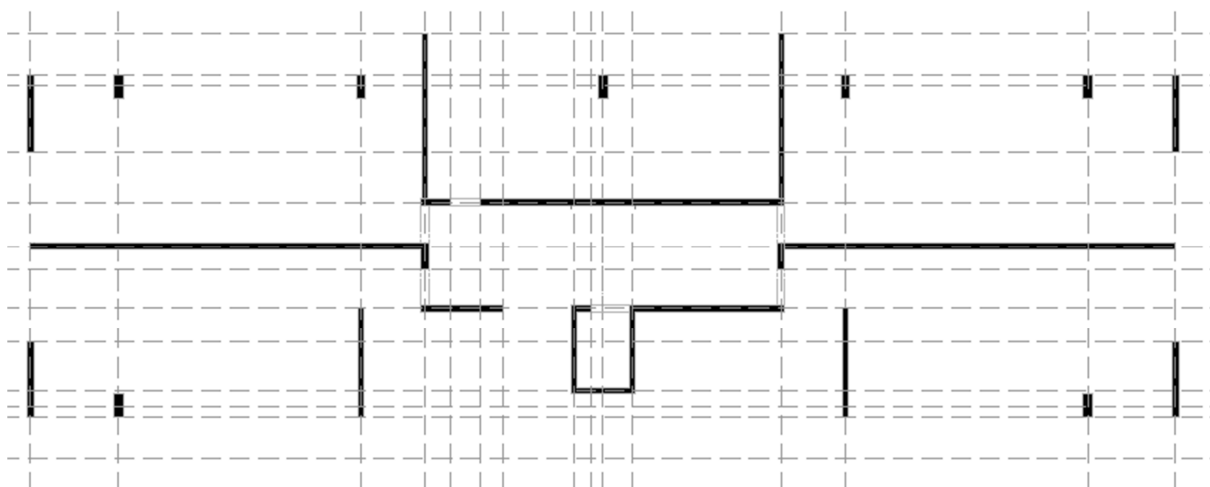


Slika 21: Projektni spekter za potresni vpliv v smeri X in Y

4. RAČUNSKI MODELI STAVBE

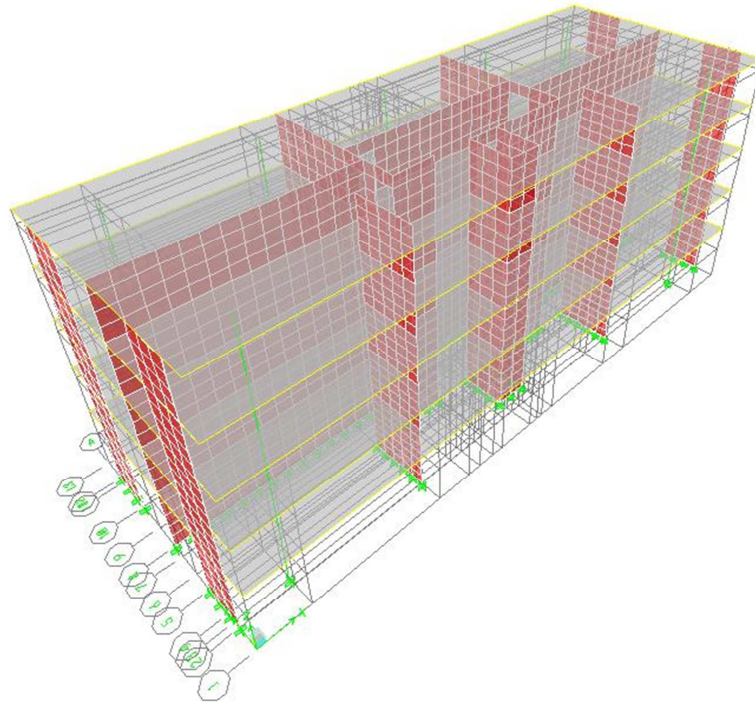
4.1 Prostorski računski model konstrukcije za analizo vertikalnih nosilnih elementov

Prostorski računski model za analizo vertikalnih elementov stavbe izdelamo v programu ETABS (Computers and Structures, INC., 2010). Razporeditev vertikalnih nosilnih elementov prikazujemo na sliki 22.



Slika 22: Razporeditev vertikalnih nosilnih elementov stavbe

Samostojne stene in stene z odprtinami modeliramo s štirivozliščnimi ploskovnimi elementi, stebre pa s pomočjo linijskih elementov. Upoštevamo linearno obnašanje materiala. Razpokanost AB prerezov upoštevamo na poenostavljen način in sicer s polovično redukcijo upogibne in strižne togosti nerazpokanih prečnih prerezov. Vertikalne nosilne elemente tego vpneemo v strop nad togo kletjo. Stropove stavb definiramo kot »diafragme«, ki zbirajo in prenašajo vztrajnostne sile na vertikalne nosilne elemente in zagotavljajo, da ti elementi delujejo kot celota pri prenosu vodoravnega vpliva. Prostorski računski model prikazujemo na sliki 23.



Slika 23: Prostorski računski model stavbe

Ob predhodni analizi ugotovimo, da je osnovna nihajna oblika stavbe pretežno torzijska. To pomeni, da stavba najverjetneje nima ustrezne torzijske nosilnosti in togosti. Takšne konstrukcije uvrstimo med torzijsko podajne, za katere moramo za osnovno vrednost faktorja obnašanja upoštevati $q_0 = 2,0$.

Program ETABS (Computers and Structures, INC., 2010) upošteva predpostavko o dovolj veliki togosti stropov v svoji ravnini (»diafragma«) in mase v vsaki etaži koncentrira v težišču. V preglednici 32 prikazujemo rezultate za mase posameznih etaž.

Preglednica 32: Masa po etažah za računski model iz ETABS-a (v tonah)

Story	Diaphragm	MassX	MassY
STORY1	D1	635,96	635,96
STORY2	D2	607,18	607,18
STORY3	D3	607,18	607,18
STORY4	D4	607,18	607,18
STORY5	D5	380,09	380,09

Ugotovimo manjše razlike med izračunanimi masami in masami, ki jih je določil program ETABS (Computers and Structures, INC., 2010). Odstopanja so posledica neupoštevanja preklad pri peš računu ter napak pri zaokroževanju.

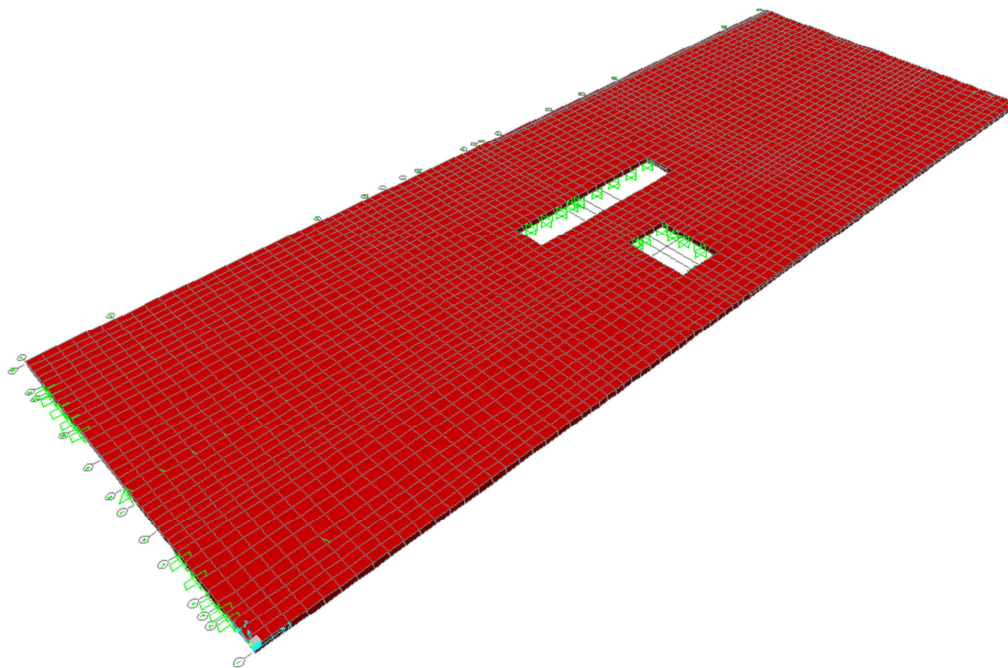
V preglednici 33 prikazujemo vrednosti nihajnih časov za posamezne nihajne oblike in pripadajoče smeri nihanja.

Preglednica 33: Vrednosti nihajnih časov [s] in pripadajoče smeri nihanja

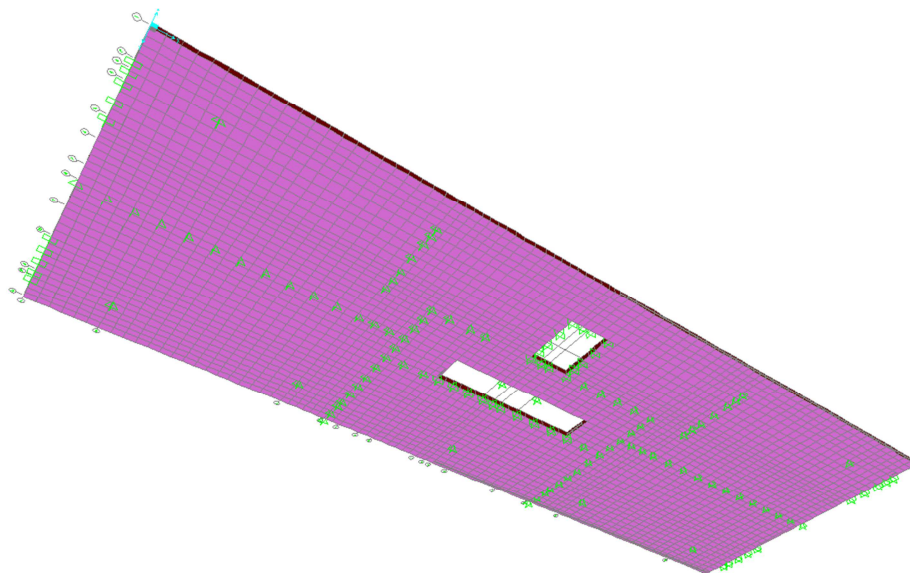
Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	Smer nihanja
1	0,5435	Torzijska
2	0,3386	Translacijska Y
3	0,1495	Translacijska X
4	0,1282	Torzijska
5	0,0888	Translacijska Y
6	0,0576	Torzijska
7	0,0485	Translacijska X
8	0,0436	Translacijska Y
9	0,0358	Translacijska Y
10	0,0292	Translacijska Y
11	0,0277	Translacijska X
12	0,0272	Torzijska

4.2 Ravninski računski model za analizo tipične stropne konstrukcije stavbe

Računski model za analizo stropne konstrukcije stavbe izdelamo s programom SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009). Stropno ploščo modeliramo s štirivozličnimi ploskovnimi končnimi elementi. Upoštevamo linearno obnašanje materiala. Ploščo na mestu sten in stebrov nepomično podpremo. Računski model plošče prikazujemo na sliki 24.

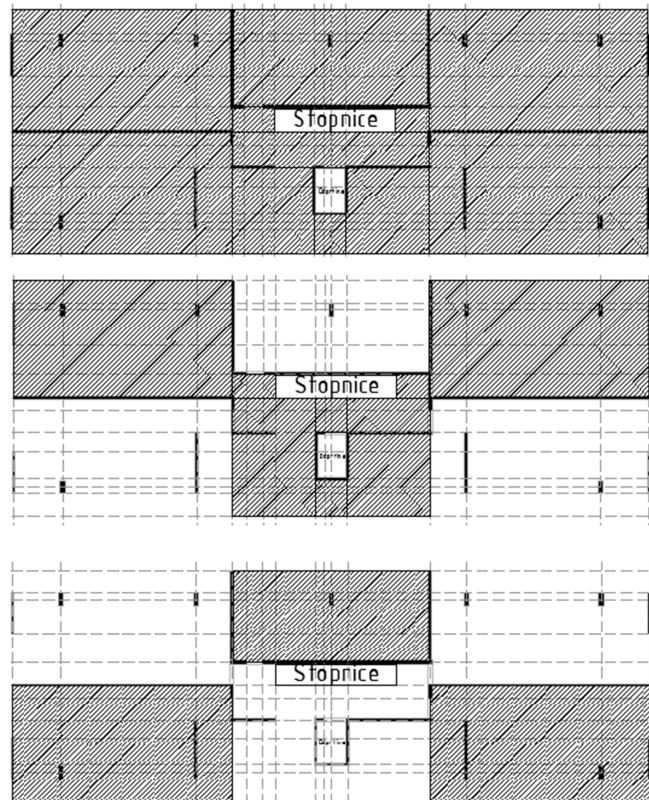


Slika 24: Računski model plošče



Slika 25: Računski model plošče prikazan od spodaj

Pri projektiranju plošče moramo upoštevati koristno obtežbo kot pomični vpliv, ki je razporejen na najneugodnejših delih vplivne površine glede na obravnavani učinek vpliva (npr. upogibni moment). Tako koristno obtežbo po plošči razporedimo na tri različne načine. Prikazujemo jih na sliki 26.



Slika 26: Različne razporeditve koristne obtežbe po plošči

5 PROJEKTIRANJE NA MEJNA STANJA

Skladno s standardi Evrokod nosilno konstrukcijo stavbe projektiramo na mejna stanja nosilnosti (MSN) in mejna stanja uporabnosti (MSU). Zagotoviti moramo, da mejna stanja niso presežena. V računski analizi upoštevamo ustrezne projektne vrednosti vplivov in projektne vrednosti lastnosti materialov.

5.1 Mejna stanja nosilnosti

Pri projektiranju na mejna stanja nosilnosti zagotavljamo, da je nosilnost konstrukcije večja od projektne obremenitve elementa. To formalno zapišemo v obliki pogoja:

$$E_d \leq R_d, \quad (5.1)$$

kjer z E_d označimo projektno vrednost učinka vpliva pri ustrezni projektni kombinaciji vplivov, z R_d pa pripadajočo projektno odpornost oziroma nosilnost elementa.

Pri kombinaciji vplivov, ki učinkujejo na konstrukcijo oziroma njen del, ločimo stalna projektna stanja (imenujemo jih tudi osnovne kombinacije) in potresna projektna stanja.

5.1.1 Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja (osnovne kombinacije)

Kombinacijo vplivov za stalna projektna stanja zapišemo skladno s standardom SIST EN 1990:2004 na sledeči način:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}. \quad (5.2)$$

Pri tem z $G_{k,j}$ označimo j -to karakteristično vrednost stalnega vpliva, $Q_{k,1}$ je karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva, $Q_{k,i}$ pa je i -ta karakteristična vrednost spremljajočega spremenljivega vpliva. $\gamma_{G,j}$ je delni varnostni faktor za j -ti stalni vpliv, γ_Q je delni varnostni faktor za vse spremenljive vplive, Ψ_0 pa je faktor za kombinacijsko vrednost i -tega spremenljivega vpliva.

Delni varnostni faktor za stalni vpliv γ_G je v primeru neugodnega delovanja 1,35 sicer upoštevamo vrednost 1,0. Delni varnostni faktor za spremenljiv vpliv pa je v primeru neugodnega delovanja 1,5

sicer pa 0. V preglednici 34 prikazujemo faktorje za kombinacijsko vrednost spremenljivih vplivov, ki jih upoštevamo v analizi.

Preglednica 34: Faktorji za kombinacijsko vrednost spremenljivih vplivov

Vpliv	Ψ_0
Koristna obtežba: kategorija A (stanovanja)	0,7
Koristna obtežba: kategorija H (strehe)	0
Obtežba snega: kraji z nadmorsko višino pod 1000 m	0,5
Obtežba vetra na stavbah	0,6

Plošča je običajno vodoraven konstrukcijski element, ki je v glavnem obremenjen s prečno obtežbo. Potemtakem pri analizi stropne konstrukcije horizontalne vplive vetra (in potresa) zanemarimo. V preglednici 35 prikazujemo osnovne kombinacije vplivov pri projektiranju stropne konstrukcije, v preglednici 36 pa osnovne kombinacije za projektiranje vertikalnih nosilnih elementov stavbe v mejnih stanjih nosilnosti.

Preglednica 35: Osnovne kombinacije vplivov za projektiranje plošče v MSN

Obt. kombinacija	Obtežni primer			
	Stalna	Koristna - povsod	Koristna - šahovnica 1	Koristna - šahovnica 2
K ₁	1,35	1,5		
K ₂	1,35		1,5	
K ₃	1,35			1,5

Preglednica 36. Osnovne kombinacije vplivov za projektiranje vertikalnih nosilnih elementov v MSN

Obt. kombinacija	Obtežni primer						
	Stalna	Koristna - povsod	Koristna - šahovnica 1	Koristna - šahovnica 2	Veter - smer x	Veter - smer y	Sneg
K ₁	1,35	1,5					
K ₂	1,35	1,5			$1,5 \cdot \Psi_0$		
K ₃	1,35	1,5				$1,5 \cdot \Psi_0$	
K ₄	1,35	1,5					$1,5 \cdot \Psi_0$
K ₅	1,35	$1,5 \cdot \Psi_0$			1,5		
K ₆	1,35	$1,5 \cdot \Psi_0$				1,5	
K ₇	1,0				1,5		
K ₈	1,0					1,5	

5.1.2 Kombinacija vplivov za potresna projektna stanja

Kombinacijo vplivov za potresna projektna stanja zapišemo skladno s standardom SIST EN 1990:2004 na sledeči način:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}. \quad (5.3)$$

Pomen oznak $G_{k,j}$ in $Q_{k,i}$ je enak kot v enačbi (5.2). Z A_{Ed} označimo projektno vrednost vpliva potresa ($A_{Ed} = \gamma A_{Ek}$, γ je faktor pomembnosti, A_{Ek} je karakteristična vrednost vpliva potresa), Ψ_2 pa je faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva.

Pri potresnih projektih stanjih moramo upoštevati, da vodoravni komponenti potresnega vpliva v smeri X in Y lahko učinkujeta istočasno. Formalno to zapišemo na sledeči način:

$$E_{Edx} + 0,3 \cdot E_{Edy} \quad \text{in} \quad 0,3 \cdot E_{Edx} + E_{Edy}. \quad (5.4)$$

Pri tem sta E_{Edx} in E_{Edy} učinka potresnega vpliva v vzdolžni smeri (smer X) ter prečni smeri stavbe (smer Y).

V preglednici 37 prikazujemo faktorje za navidezno stalno vrednost spremenljivih vplivov iz analize.

Preglednica 37: Faktorji za navidezno stalno vrednost spremenljivih vplivov

Vpliv	Ψ_2
Koristna obtežba: kategorija A (stanovanja)	0,3
Koristna obtežba: kategorija H (strehe)	0
Obtežba snega: kraji z nadmorsko višino pod 1000 m	0
Obtežba vetra na stavbah	0

Kot smo že omenili je plošča vodoraven konstrukcijski element, obremenjen v glavnem s prečno obtežbo, zato lahko pri analizi stropne konstrukcije vplive potresa zanemarimo. Pri tem pa plošča deluje kot vodoravna diafragma, ki zbira in prenaša vztrajnostne sile na navpične nosilne elemente in zagotavlja, da ti elementi delujejo kot celota pri prenosu vodoravnih vplivov. To pomeni, da kombinacije vplivov za potresna projektna stanja tvorimo le pri analizi vertikalnih nosilnih elementov. Kombinacije prikazujemo v preglednici 38.

Preglednica 38: Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja za projektiranje vertikalnih nosilnih elementov v MSN

Obt. kombinacija	Obtežni primer			
	Stalna	Koristna - povsod	Potres - smer X	Potres - smer Y
K ₉	1,0	0,3	1,0	0,3
K ₁₀	1,0	0,3	0,3	1,0

5.2 Mejna stanja uporabnosti

Pri projektiranju na mejna stanja uporabnosti zagotavljamo ustrezno delovanje konstrukcije v normalnih pogojih, konstrukcija mora nuditi udobje za ljudi, videz gradbenega objekta mora biti primeren. To pomeni, da moramo v AB konstrukciji oziroma njenem delu omejiti napetosti v betonu in armaturi, omejiti moramo pomike ter širino morebitnih razpok. To formalno zapišemo s pogojem:

$$E_d \leq C_d. \quad (5.5)$$

Pri tem z E_d označimo projektno vrednost učinkov vplivov, ki jih dobimo pri analizi konstrukcije pri ustrezni kombinaciji vplivov, C_d pa mejna projektna vrednost ustreznega kriterija uporabnosti, določena v standardu oziroma dogovorjena z naročnikom.

Za mejna stanja uporabnosti ločimo tri različne kombinacije vplivov in sicer:

a) Karakteristična kombinacija vplivov:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}. \quad (5.6)$$

b) Pogosta kombinacija vplivov:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}. \quad (5.7)$$

c) Navidezno stalna kombinacija vplivov:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}. \quad (5.8)$$

Pomen oznak v enačbah (5.6) do (5.8) je enak kot v poglavju 5.1, zato jih tukaj ne navajamo.

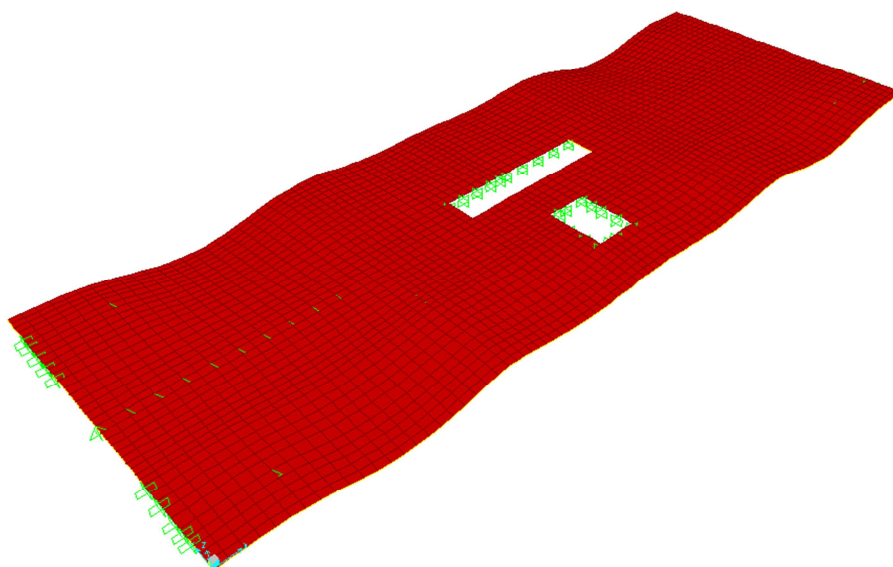
6 DIMENZIONIRANJE ZNAČILNIH KONSTRUKCIJSKIH ELEMENTOV STAVBE

6.1 Tipična stropna konstrukcija

Tipična stropna konstrukcija stavbe je izvedena kot polna AB plošča. V idejni zasnovi znaša debelina plošče 20 cm. Za zagotovitev varnosti konstrukcije v mejnih stanjih, debelino plošče povečamo na 24 cm (za statično višino predpostavimo $d = 20$ cm). Pri tem se masa konstrukcije poveča za približno 15%. Obravnavamo stropno ploščo nad pritličjem, ki je nosilna v dveh smereh. Za takšne plošče velja, da imajo veliko togost v svoji ravnini, dobro prenašajo vertikalne koncentrirane obtežbe, njihova izvedba pa je relativno enostavna. Njihova slabost pa je predvsem velika lastna teža. Ploščo dimenzioniramo skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005.

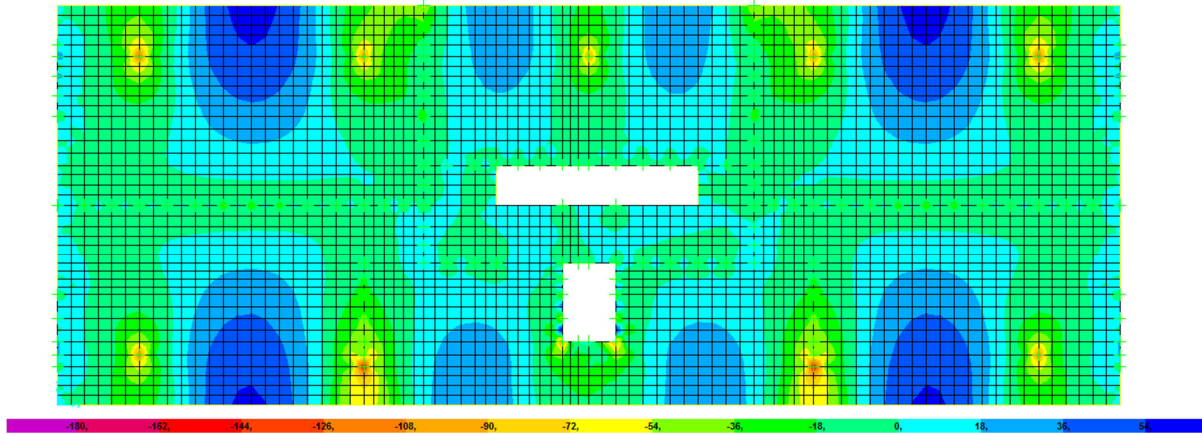
6.1.1 Obremenitve

Obremenitve v stropni konstrukciji izračunamo s pomočjo ravninskega modela plošče, ki ga izdelamo v programu SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009) in smo ga podrobneje predstavili v poglavju 4.2. Kombinacije vplivov izvedemo skladno s poglavjem 5.1. Na sliki 27 prikazujemo deformirano obliko obravnavane plošče za kombinacijo vplivov K_1 (glej preglednico 35).

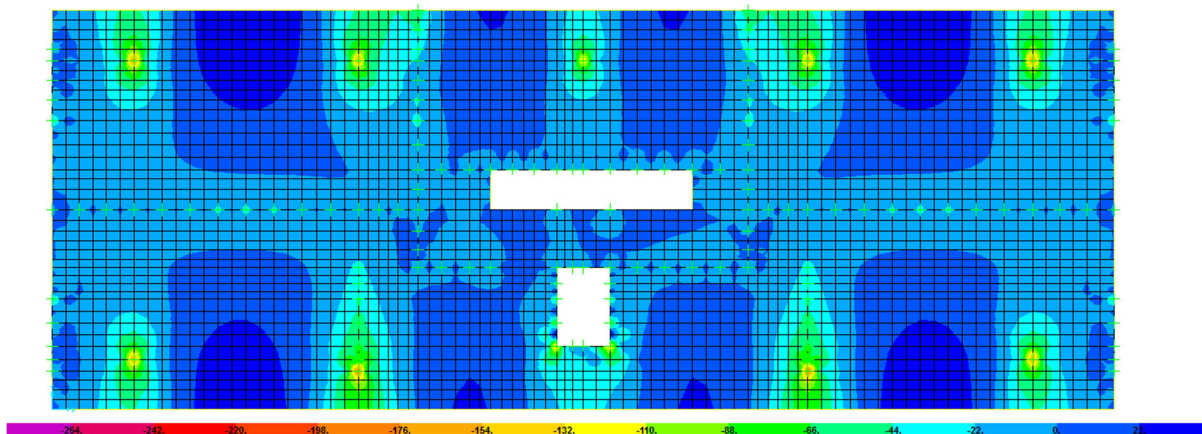


Slika 27: Deformirana oblika plošče za kombinacijo vplivov K_1

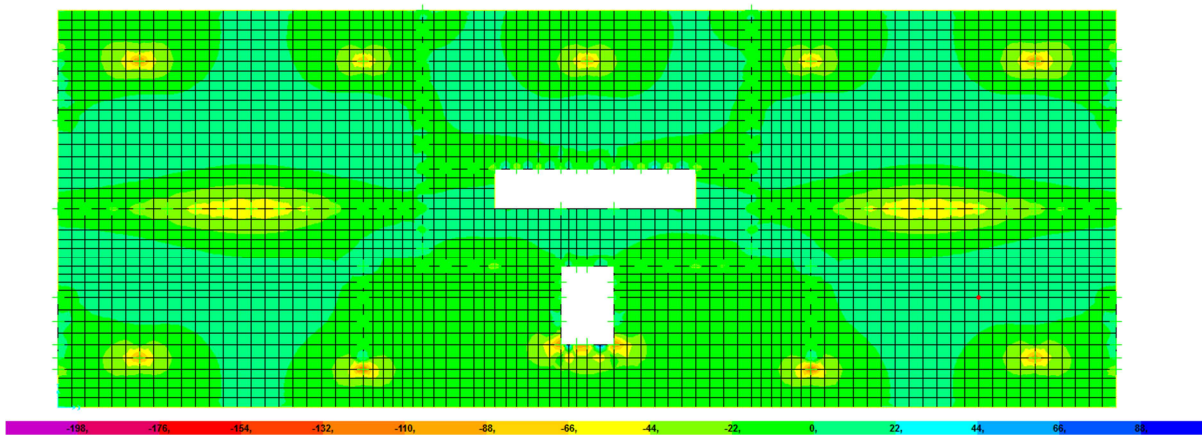
Na slikah 28 do 33 prikazujemo ovojnice upogibnih in torzijskih momentov v obravnavani stropni konstrukciji.



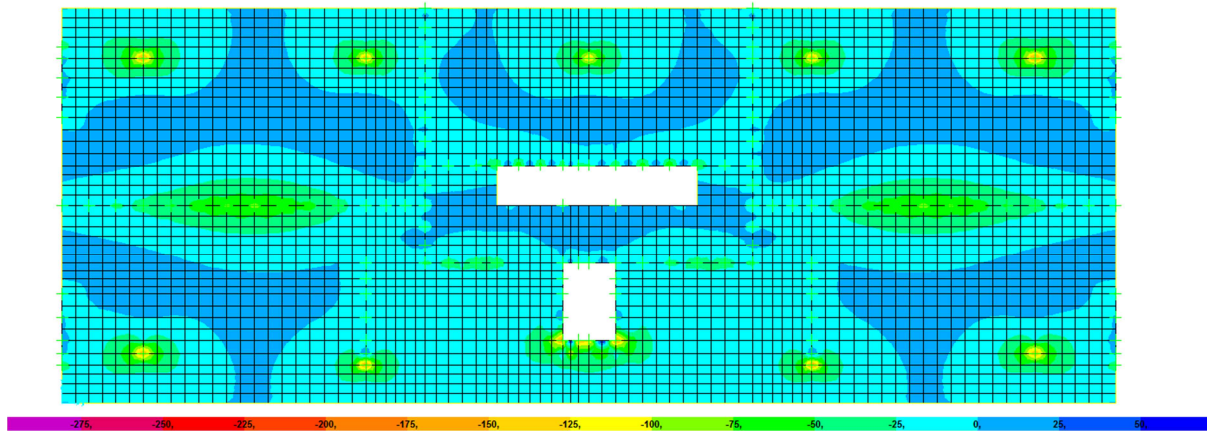
Slika 28: Ovojnica upogibnih momentov m_{11} (max)



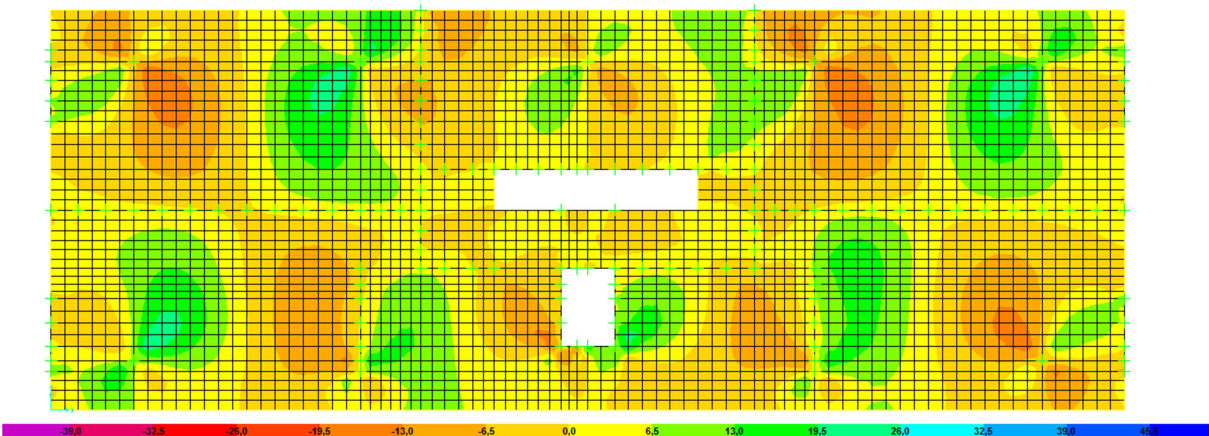
Slika 29: Ovojnica upogibnih momentov m_{11} (min)



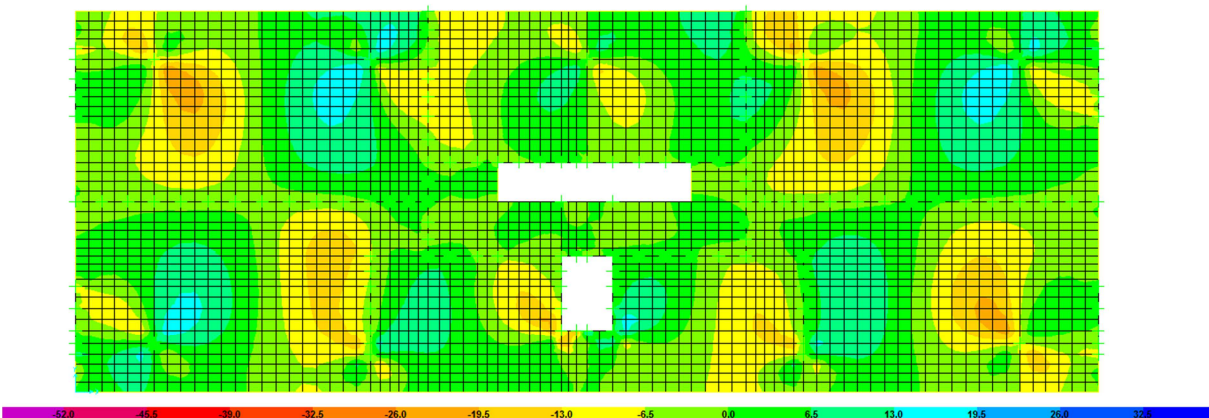
Slika 30: Ovojnica upogibnih momentov m_{22} (max)



Slika 31: Ovojnica upogibnih momentov m_{22} (min)



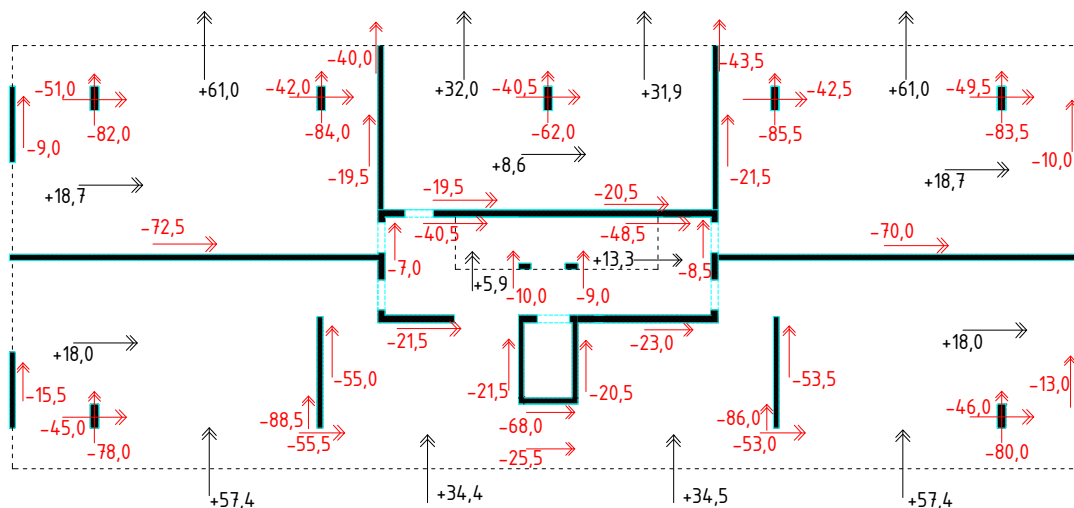
Slika 32: Ovojnica torzijskih momentov m_{12} (max)



Slika 33: Ovojnica torzijskih momentov m_{12} (min)

Obraunavano stropno konstrukcijo smo nepomično podprli točkovno oziroma linijsko v vozliščih mreže končnih elementov. Tam se pojavijo konice obremenitev, ki so nerealne, saj konstrukcija ni podprta v točki pač pa na določeni površini. Tako obremenitve odčitamo ob robu sten oziroma

stebrov, pri tem mora biti mreža končnih elementov dovolj gosta. Značilne vrednosti upogibnih momentov v stropni konstrukciji prikazujemo na sliki 34.



Slika 34: Vrednosti upogibnih momentov v stropni konstrukciji (v kNm/m)

6.1.2 Dimenzioniranje armature

Najmanjši prerez vzdolžne natezne armature, določimo skladno s standardom, in sicer:

$$A_{s,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d \end{array} \right\}. \quad (6.1)$$

Pri tem je f_{ctm} nazivna natezna trdnost betona (za beton C35/30 znaša $0,26 \text{ kN/cm}^2$), f_{yk} je karakteristična meja elastičnosti armature, b_t je širina natezne cone prereza, d pa je statična višina prereza.

Najmanjši prerez vzdolžne armature po enačbi (6.1) znaša:

$$A_{s,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{0,26}{50} \cdot 100 \cdot 20 \\ 0,0013 \cdot 100 \cdot 20 \end{array} \right\} = 2,7 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Prečni prerez vzdolžne armature izven območja stikovanja s prekrivanjem ne sme biti večji od $A_{s,\max}$ in sicer:

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c. \quad (6.2)$$

Kjer je A_c površina prečnega prereza elementa.

Za obravnavano stropno ploščo je največji prerez vzdolžne armature po enačbi (6.2):

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot 100 \cdot 24 = 96 \text{ cm}^2.$$

Količino potrebne upogibne armature izračunamo s pomočjo tabel za dimenzioniranje AB prerezov (Rogač, Saje, Lozej, 1989). Armaturu dimenzioniramo v dveh pravokotnih smereh in sicer na obremenitve:

a_{sx} :

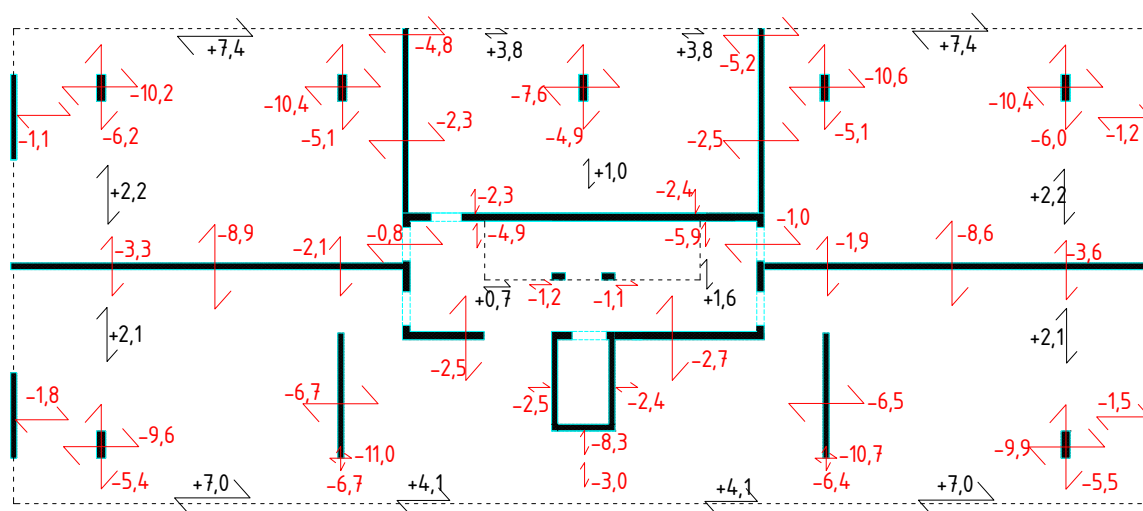
$$M_{xx}^* = M_{xx} \pm |M_{xy}| \quad (6.3)$$

a_{sy} :

$$M_{yy}^* = M_{yy} \pm |M_{xy}| \quad (6.4)$$

Količino potrebne armature preverimo še s programom SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009). Na določenih mestih v plošči se zaradi konic napetosti pojavijo nerealne količine armature.

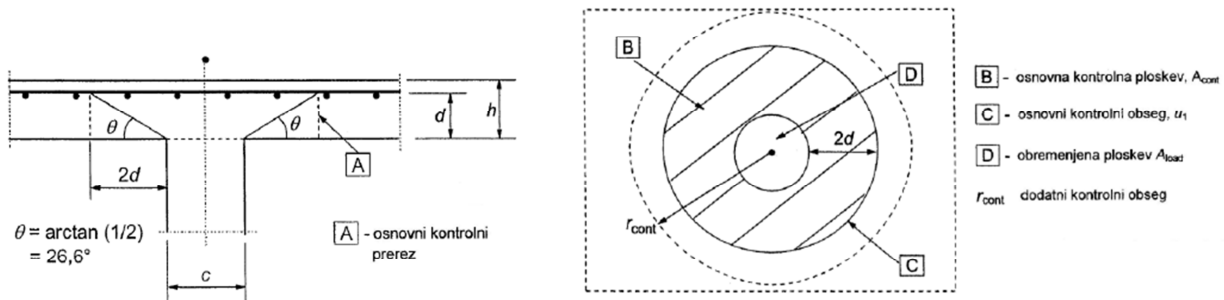
Količino potrebne armature v vzdolžni in prečni smeri obravnavane stropne konstrukcije prikazujemo na sliki 35, armaturni načrt plošče pa je v prilogi k diplomski nalogi.



Slika 35: Količina potrebne armature v stropni konstrukciji nad pritličjem (v cm^2/m)

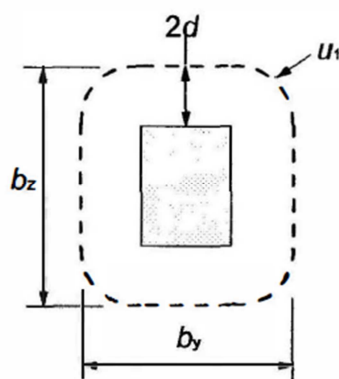
6.1.3 Varnost plošče proti preboju

Do preboja plošče lahko pride zaradi koncentrirane obtežbe ali reakcije, katera deluje na majhni površini plošče. Računski model za preverjanje varnosti pred porušitvijo zaradi preboja v mejnem stanju nosilnosti je prikazan na sliki 36.



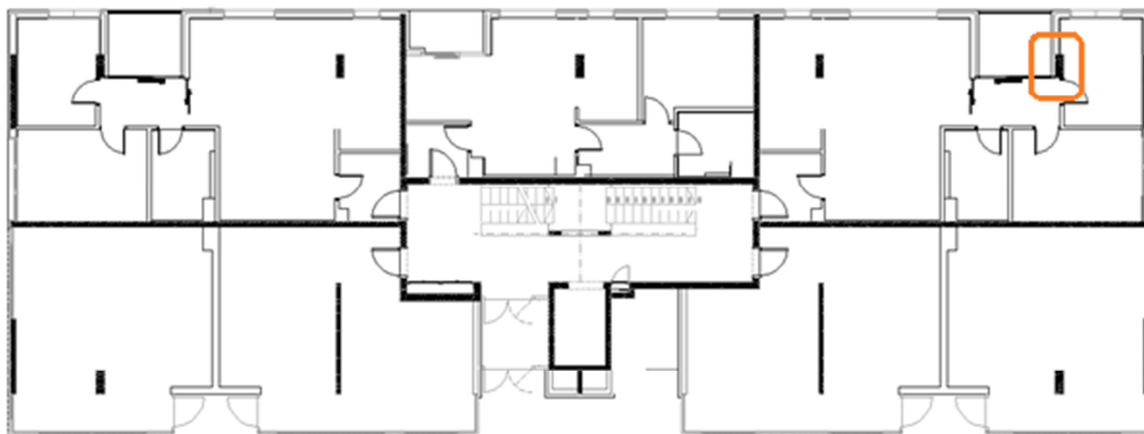
Slika 36: Prerez in tloris računskega modela za dokaz striga pri preboju v mejnem stanju nosilnosti (SIST EN 1992-1-1:2005, str. 99)

Preverimo strižno odpornost ob robu stebra in v osnovnem kontrolnem obsegu u_1 . Osnovni kontrolni obseg u_1 se privzame, da je na oddaljenosti $2,0 \cdot d$ od obremenjene ploskve, oblikujemo ga tako kot prikazujemo na sliki 37.



Slika 37: Osnovni kontrolni obseg okoli obremenjene ploskve (SIST EN 1992-1-1:2005, str. 100)

Obravnavamo stebra pravokotnega prečnega prereza $a/b = 80/30$ cm. Lego stebra v tlorisu pritličja prikazujemo na sliki 38.



Slika 38: Lega stebra

Reducirano prečno silo pri centrični obremenitvi stebra izračunamo z enačbo:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}, \quad (6.5)$$

kjer je V_{Ed} reakcija v stebri in znaša $V_{Ed} = 500,8$ kN, ΔV_{Ed} pa je rezultirajoča sila znotraj obravnavanega kontrolnega obsega in jo izračunamo kot:

$$\Delta V_{Ed} = q_{Ed} \cdot A_{cont}. \quad (6.6)$$

Pri tem je q_{Ed} projektna vrednost obtežbe na plošči, A_{cont} pa je površina osnovne kontrolne ploskve. Vrednosti sta:

$$q_{Ed} = 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q = 1,35 \cdot 8,15 + 1,5 \cdot 3,2 = 15,8 \text{ kN/m}^2 \text{ in}$$

$$A_{cont} = (a + 2d + 2d) \cdot (b + 2d + 2d) = (0,8 + 4 \cdot 0,2) \cdot (0,3 + 4 \cdot 0,2) = 1,76 \text{ m}^2.$$

Torej ΔV_{Ed} znaša:

$$\Delta V_{Ed} = 15,8 \cdot 1,76 = 27,8 \text{ kN}.$$

Reducirana prečna sila je:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 500,8 - 27,8 = 473 \text{ kN}.$$

Izvesti moramo naslednje računske kontrole:

- a) ob obsegu stebra oziroma ob obsegu obremenjene ploskve največja strižna napetost v_{Ed} ne sme preseči največje strižne odpornosti $v_{Rd,max}$:

$$v_{Ed} < v_{Rd,max}, \quad (6.7)$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d}, \quad (6.8)$$

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}. \quad (6.9)$$

Pri tem je u_0 obseg ob obodu stebra ($u_0 = 2 \cdot (a + b) = 2,2$ m), β je koeficient, ki upošteva ekscentričnost obtežbe in je za robni steber $\beta = 1,4$, v pa je redukcijski faktor za trdnost razpokanega betona pri strigu (za beton C25/30 znaša $v = 0,6 \cdot (1 - \frac{f_{ck}[MPa]}{250}) = 0,54$). Preverimo enačbo (6.7):

$$v_{Ed} = 1,4 \cdot \frac{500,8}{220 \cdot 20} = 0,16 \text{ kN/cm}^2 < v_{Rd,max} = 0,5 \cdot 0,54 \cdot 1,67 = 0,45 \text{ kN/cm}^2.$$

- b) v primeru, da je strižna napetost v_{Ed} manjša od strižne odpornosti betona $v_{Rd,c}$, strižna armatura za preboj ni potrebna:

$$v_{Ed} < v_{Rd,c}, \quad (6.10)$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed,red}}{u_i \cdot d}, \quad (6.11)$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}). \quad (6.12)$$

Pri tem je u_i dolžina obravnavanega kontrolnega obsega ($u_i = 2 \cdot [(a + 2d + 2d) + (b + 2d + 2d)] = 5,4$ m), f_{ck} je karakteristična tlačna trdnost betona izražena v MPa, $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$, k je koeficient statične višine plošče in ga izračunamo z enačbo (6.13), ρ_l je stopnja armiranja plošče z vzdolžno armaturo in jo izračunamo z enačbo (6.14), $k_1 = 0,15$, σ_{cp} je normalna napetost betona in je v obravnavanem primeru enaka 0, v_{min} pa izračunamo z enačbo (6.15). Torej:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d [mm]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{200}} = 2 \leq 2, \quad (6.13)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{10,4}{100 \cdot 20} = 0,0052 \leq 0,02, \quad (6.14)$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,49 \text{ MPa} = 0,049 \text{ kN/cm}^2. \quad (6.15)$$

Strižno obremenitev izračunamo z enačbo (6.11):

$$v_{Ed} = 1,4 \cdot \frac{473}{540 \cdot 20} = 0,061 \text{ kN/cm}^2,$$

strižno odpornost betona pa z enačbo (6.12):

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0052 \cdot 25)^{1/3} = 0,056 \text{ kN/cm}^2 \geq 0,049 \text{ kN/cm}^2.$$

Preverimo pogoj (6.10):

$$v_{Ed} = 0,061 \text{ kN/cm}^2 < v_{Rd,c} = 0,056 \text{ kN/cm}^2,$$

ugotovimo, da je strižna obremenitev večja od strižne odpornosti betona, zato moramo v ploščo vgraditi strižno armaturo proti preboju.

c) strižna armatura, ki je potrebna za preboj, izračunamo z enačbo:

$$v_{Rd,cs} = v_{Ed} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot (d/s_r) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot (1/(u_1 \cdot d)) \cdot \sin\alpha. \quad (6.16)$$

V enačbi (6.16) je A_{sw} ploščina prečnega prereza enega obsega strižne armature okoli stebra v mm^2 , s_r je radialna razdalja med obsegi strižne armature v mm, $f_{ywd,ef}$ je učinkovita projektna trdnost strižne armature proti preboju ($f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d = 300 \text{ MPa} \leq f_{ywd} = 434,8 \text{ MPa}$), α pa je kot med strižno armaturo proti preboju in ravnino plošče. Izberemo navpična stremena, $\alpha = 90^\circ$.

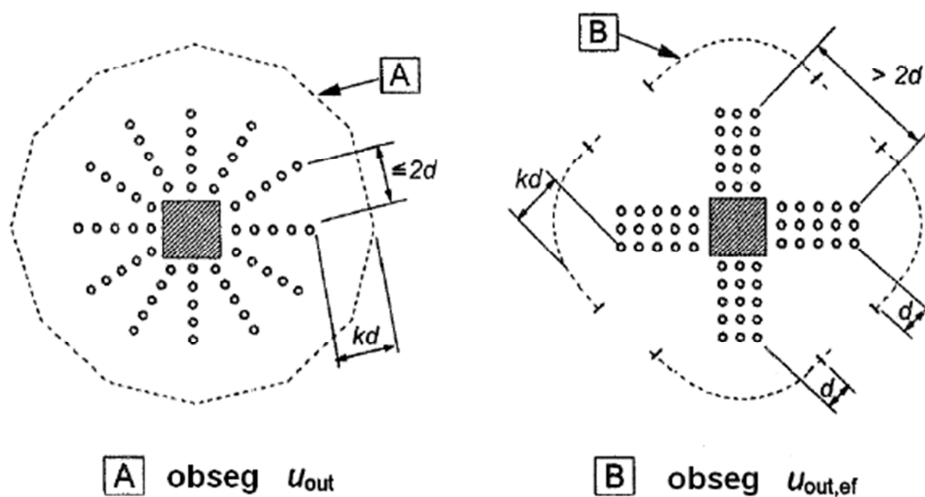
Potrebno strižno armaturo izračunamo s pomočjo enačbe (6.16):

$$\frac{A_{sw}}{s_r} \geq \frac{v_{Ed} - 0,75 \cdot v_{Rd,c}}{1,5 \cdot f_{ywd,ef} \cdot \left(\frac{1}{u_1}\right) \cdot \sin\alpha} = \frac{0,061 - 0,75 \cdot 0,056}{1,5 \cdot 30 \cdot \left(\frac{1}{540}\right) \cdot \sin 90^\circ} = 0,23 \text{ cm}^2/\text{cm}. \quad (6.17)$$

Izberemo $\Phi = 8 \text{ mm}$ ($A = 0,5 \text{ cm}^2$) ter izračunamo potrebno število stremen. Pri tem upoštevamo razporeditev stremen skladno s sliko 39b.

$$n = \frac{u_i}{2 \cdot d} = \frac{540}{2 \cdot 20} = 13,5 \rightarrow n=12, \quad (6.18)$$

$$A_{sw} = n \cdot 0,5 \text{ cm}^2 = 12 \cdot 0,5 \text{ cm}^2 = 6 \text{ cm}^2. \quad (6.19)$$



Slika 39: Kontrolni obseg za različne postavitve armature za notranje stebre (SIST 1992-1-1:2005, str. 108)

Z enačbama (6.17) in (6.19) izračunamo radialno razdaljo med obsegi strižne armature:

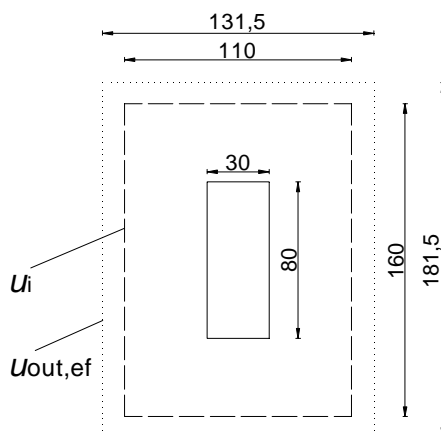
$$\frac{A_{sw}}{s_r} \geq 0,23 \text{ cm}^2/\text{cm} \rightarrow s_r \leq \frac{A_{sw}}{0,23} = \frac{6}{0,23} = 26,1 \text{ cm} \rightarrow s_r = 25,0 \text{ cm.}$$

Strižno armaturo je potrebno postaviti znotraj obsega u_{out} (ali $u_{out,ef}$):

$$u_{out,ef} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 500,8}{0,056 \cdot 20} = 626,0 \text{ cm.} \quad (6.20)$$

Pri tem upoštevamo, da razdalja med najbolj oddaljenim obsegom strižne armature in obsegom $u_{out,ef}$ ni večja kot $k \cdot d = 30 \text{ cm}$, kjer za k upoštevamo priporočeno vrednost 1,5.

Na sliki 40 shematsko prikazujemo kontrolni obseg $u_{out,ef}$ pri katerem armatura ni več potrebna (izračunamo ga z enačbo (6.20)) ter obravnavani kontrolni obseg u_i (izračunali smo ga v enačbi (6.11)).



Slika 40: Kontrolni obseg $u_{out,ef}$ za obravnavani steber, pri katerem armatura ni več potrebna

V primeru strižne armature, je prerez enega kraka stremena (ali nadomestni prerez) $A_{sw,min}$ podan z naslednjim izrazom:

$$A_{sw,min} \cdot (1,5 \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) / (s_r \cdot s_t) \geq (0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk}). \quad (6.21)$$

Pri tem je s_t razdalja med strižnimi stremeni v tangencialni smeri. V obravnavanem primeru uporabimo štiri stremena na daljši stranici stebra ($a = 80$ cm) ter dve stremeni na krajši stranici ($b = 30$ cm). Največja razdalja med stremeni je 20 cm.

Preverimo pogoj (6.21):

$$0,5 \cdot (1,5 \cdot 1 + 0) / (25 \cdot 20) = 0,0015 \geq 0,08 \cdot \sqrt{25} / 500 = 0,0008.$$

Ugotovimo, da je pogoj (6.21) izpolnjen.

V armaturnem načrtu, ki je v prilogi k diplomski nalogi, prikazujemo armaturo proti preboju, ki jo konstruiramo v skladu s točko 9.4.3 iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005.

6.1.4 Kontrola povosov

Deformacije stropne konstrukcije ne smejo presežati vrednosti, ki bi lahko neugodno vplivala na njeno nemoteno uporabo in videz. Ravno tako deformacije ne smejo presežati vrednosti, ki jih lahko prenesejo ostali povezani elementi, kot so predelne stene, zasteklitve, inštalacije in zaključni sloji. Ob izpolnjenih enostavnih pravilih, kot je pravilo omejitve razmerja razpetine in statične višine prereza

nam povosov ni potrebno računati, v nasprotnem primeru lahko mejno stanje povosov dokažemo s primerjavo izračunanega povosa in njegovo mejno vrednostjo (glej pogoj (5.4)). Omejitev razmerja med razpetino in statično višino določata enačbi:

$$\frac{l}{d} = K [11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \frac{\varphi_0}{\varphi} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot (\frac{\varphi_0}{\varphi} - 1)^{3/2}] \text{ če je } \varphi \leq \varphi_0. \quad (6.22)$$

$$\frac{l}{d} = K [11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \frac{\varphi_0}{\varphi - \varphi'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\varphi'}{\varphi_0}}] \text{ če je } \varphi > \varphi_0. \quad (6.23)$$

Pri tem je $\frac{l}{d}$ mejno razmerje med razpetino in statično višino prereza, K je faktor, ki upošteva vpliv različnih statičnih sistemov, φ_0 je referenčno razmerje armiranja ($\varphi_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3}$), φ je zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo v sredini razpetine (pri konzolah nad podporo) in jo izračunamo kot $\varphi = \frac{A_{s,potr}}{b \cdot h}$, φ' pa je zahtevana stopnja armiranja s tlačno armaturo. Karakteristično tlačno trdnost betona f_{ck} podajamo v MPa.

Za faktor K izberemo 1,3, ki velja za enosmerno in dvosmerno nosilne ploče, neprekinjene vzdolž ene stranice. Karakteristična tlačna trdnost betona C25/30 je $f_{ck} = 25$ MPa, referenčno razmerje armiranja pa $\varphi_0 = 0,005$. Največja zahtevana količina armature v polju plošče je $7,4 \text{ cm}^2/\text{m}$ (glej sliko 35). Tako je zahtevana stopnja armiranja $\varphi = \frac{7,4}{100 \cdot 24} = 0,00308$. Ker velja $\varphi \leq \varphi_0$, izračunamo mejno razmerje $\frac{l}{d}$ z uporabo enačbe (6.22):

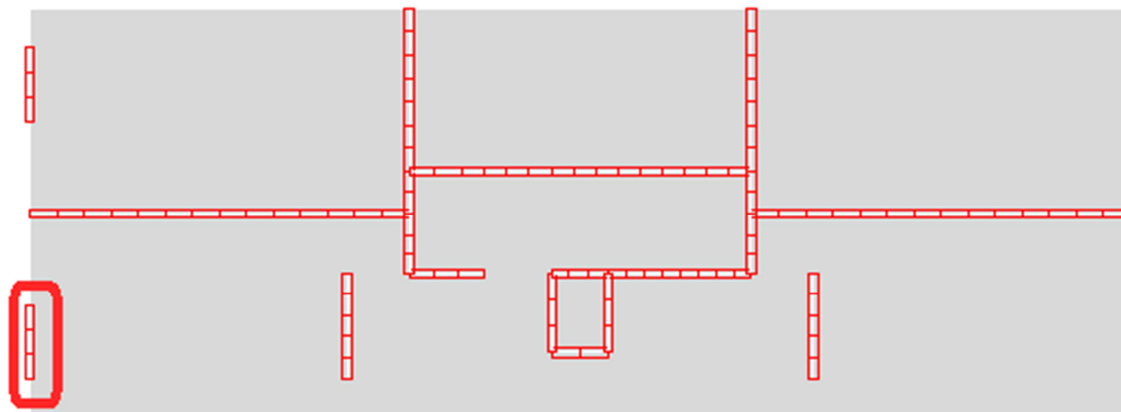
$$\frac{l}{d} \leq 1,3 \cdot [11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \frac{0,005}{0,00308} + 3,2 \cdot \sqrt{25} \cdot (\frac{0,005}{0,00308} - 1)^{3/2}] = 40,3.$$

Ugotovimo, da je dejansko razmerje med razpetino in statično višino $\frac{l}{d} = \frac{800}{20} = 40,0$ manjše od mejnega razmerja. Zato nam povosov za obravnavano stropno konstrukcijo ni potrebno računati.

6.2 Dimenzioniranje samostojne stene

Stena je vertikalni konstrukcijski element, ki podpira ostale elemente objekta in prenaša obtežbo s stropov do temeljev. Na splošno je ravnina stene navpična. Za steno velja, da je razmerje dolžine stene in njene debeline večje od 4 ($h/b > 4$). Osnovna obremenitev stene je tlačna obremenitev v smeri referenčne osi stene. Stene imajo tudi veliko upogibno nosilnost in togost okoli močne osi (v smeri dolžine stene). Med slabosti sten lahko štejemo težko zagotovitev ustrezne duktilnosti. Stena ima relativno kratko tlačno cono, kar pomeni večjo nevarnost zdrobitve tlačne cone ter s tem posledično izklonitve vogalne armature in bočnega izklona stemen.

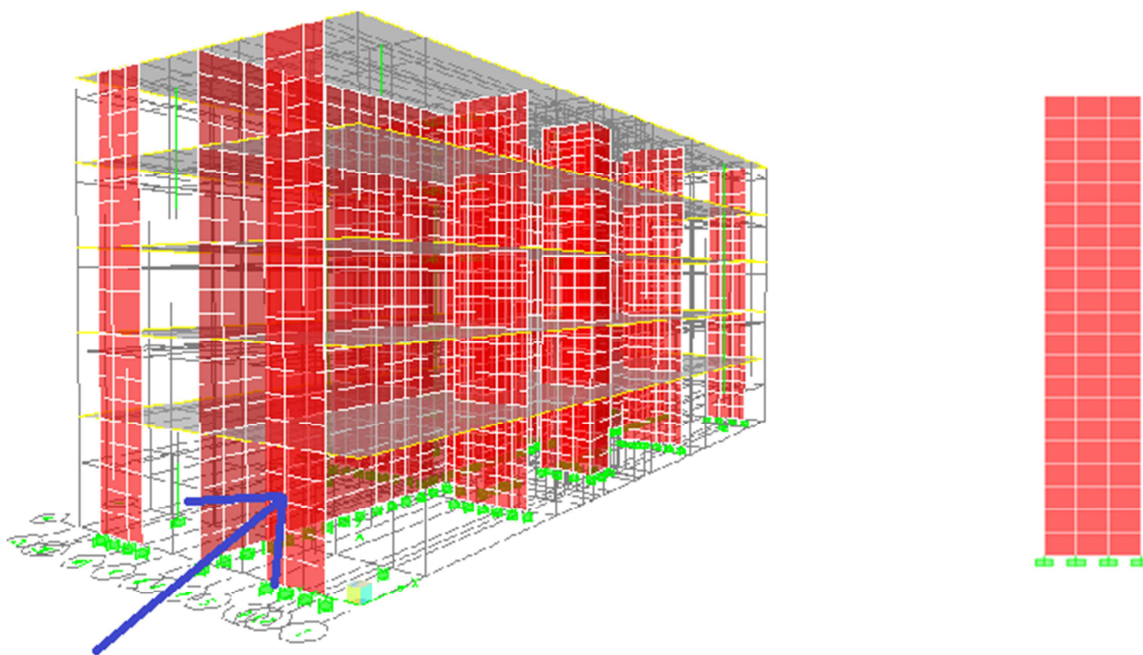
V diplomski nalogi dimenzioniramo steno v levem vogalu obravnavane stavbe. Lego stene v tlorisu prikazujemo na sliki 41.



Slika 41: Lega obravnavane stene v tlorisu stavbe

Steno projektiramo in dimenzioniramo skladno s standardom SIST 1992-1-1:2005 in standardom SIST 1998-1:2004. Slednji loči dve vrsti sten: duktilne stene ter velike, šibko armirane stene. Druga skupina sten je zaradi seizmičnosti območja v Sloveniji neprimerna. Steno torej obravnavamo kot duktilno steno za srednjo stopnjo duktilnosti DCM.

Obravnavana stena je del prostorskega računskega modela, ki ga izdelamo za analizo in projektiranje vertikalnih nosilnih elementov (glej poglavje 4.1). Računski model izdelamo v programu ETABS (Computers and Structures, INC., 2010). Na sliki 42 prikazujemo računski model celotne stavbe ter model za obravnavano samostojno steno.



Slika 42: Računski model stavbe oziroma obravnavane samostojne stene

Iz projektne dokumentacije odčitamo dimenzije sten. Višina stene je $h = 16$ m, horizontalna dolžina $l_w = 2,525$ m, debelina pa $b_{w(0)} = 0,2$ m.

6.2.1 Geometrijske omejitve za duktilne stene in zahteve glede mehanskih karakteristik uporabljenih materialov

V analizi uporabljamo mehanske karakteristike betona trdnostnega razreda C25/30 in armature S500-B. Ugotovimo, da so mehanske karakteristike uporabljenih materialov skladne z zahtevami standarda SIST EN 1998-1:2004.

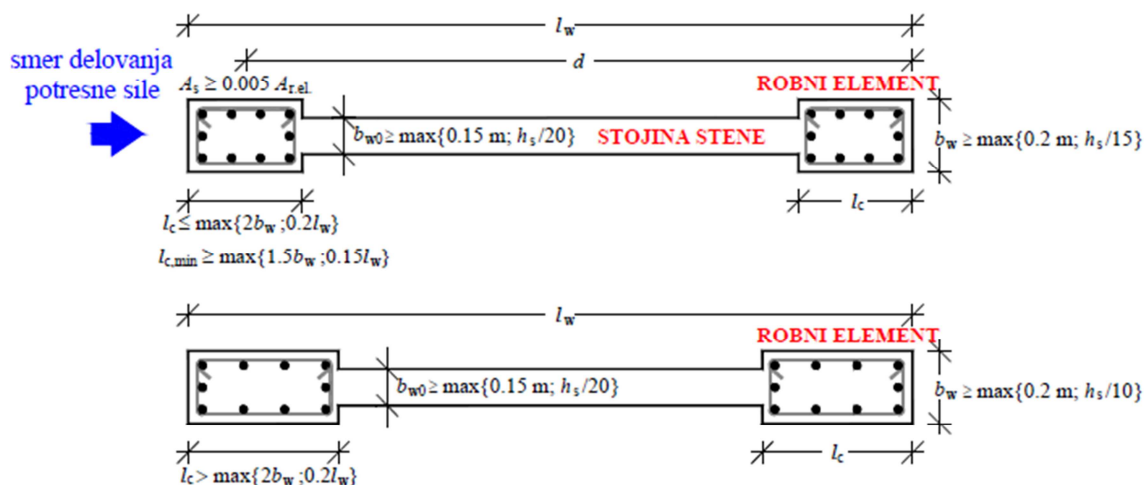
Izpolniti moramo tudi geometrijsko zahtevo glede minimalne debeline stojine stene in sicer:

$$b_{w0} \geq \max \{0,15; h_s/20\} = \max \{0,15; 3,76/20 = 0,188\} = 0,188 \text{ m.} \quad (6.24)$$

Pri tem je h_s svetla etažna višina v metrih. Ugotovimo, da obravnavana stena z debelino 20 cm izpolnjuje zahtevo.

Pri duktilnih stenah moramo zaščititi tlačno obremenjen rob stene v kritičnem območju. Tako standard podaja geometrijske zahteve za omenjeni objekti del stene (t.i. robni element). Debelina tega dela stene mora biti večja od $b_w \geq 200$ mm. Poleg tega debelina b_w ne sme biti manjša od $h_s/15$ (pri čemer je h_s

etažna višina), če dolžina objetega dela ni daljša $\max \{0,2 \cdot l_w; 2 \cdot b_w\}$. V primeru, da je dolžina objetega dela daljša od vrednosti $\max \{0,2 \cdot l_w; 2 \cdot b_w\}$, pa debelina robnega elementa b_w ne sme biti manjša od $h_s/10$. Geometrijske zahteve prikazujemo na sliki 43.



Slika 43: Geometrijske zahteve za robni element stene (Bratina, S., Študijsko gradivo pri predmetu masivni objekti, str. 54)

Za obravnavano steno moramo zagotoviti debelino robnega elementa, ki je vsaj:

$$b_w \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \\ \frac{h_s}{15} = \frac{4}{15} = 0,27 \end{array} \right\} = 0,27 \text{ m.}$$

Ugotovimo, da izbrana debelina stene $b_{w(0)} = 0,2$ m ne izpolnjuje omenjenega pogoja, zato debelino stene ustrezno povečamo. Izberemo novo debelino stene $b_{w(0)} = 0,3$ m. Preverimo še zahtevo glede dolžine robnega elementa l_c in sicer:

$$l_c \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot l_w \\ 2 \cdot b_w \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot 2,525 = 0,51 \\ 2 \cdot 0,3 = 0,60 \end{array} \right\} = 0,6 \text{ m.}$$

Pri tem dolžina robnega elementa ne sme biti manjša kot:

$$l_c \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \cdot l_w \\ 1,5 \cdot b_w \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \cdot 2,525 = 0,38 \\ 1,5 \cdot 0,3 = 0,45 \end{array} \right\} = 0,45 \text{ m.} \quad (6.25)$$

Dolžine robnega elementa zaenkrat še ne poznamo, zato predpostavimo, da zadošča že minimalna dolžina. Torej izberemo $l_c = 0,45$ m.

6.2.2 Višina kritičnega področja

Kritično območje stene h_{cr} določimo s pomočjo enačbe:

$$h_{cr} = \max\left\{\frac{l_w}{6}\right\} = \max\left\{\frac{2,525}{6} = 2,67\right\} = 2,67 \text{ m}, \quad (6.26)$$

pri tem pa upoštevamo omejitve:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w & \text{za } n \leq 6 \text{ etaž} \\ 2 \cdot h_s & \text{za } n \geq 7 \text{ etaž} \end{cases} \quad (6.27)$$

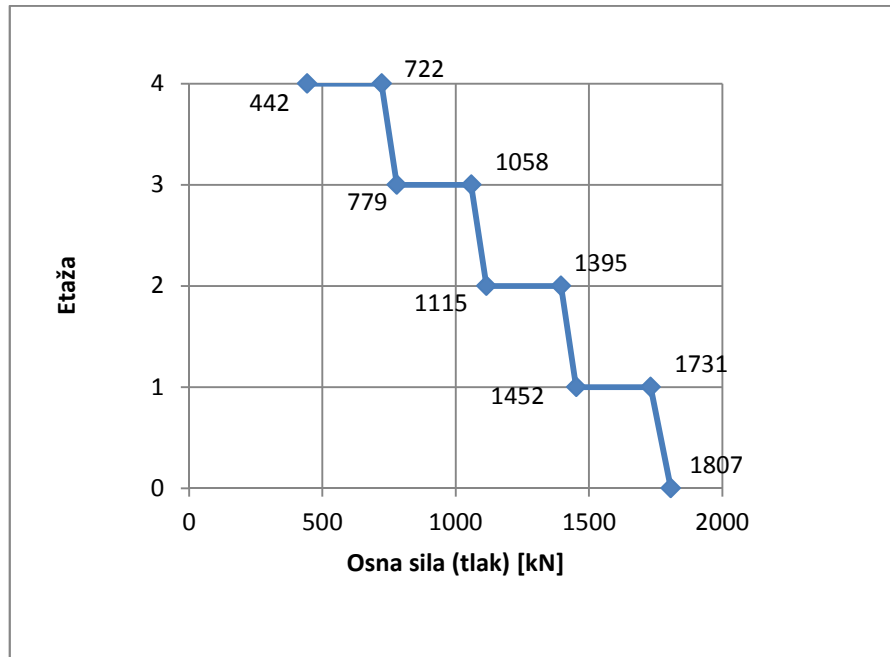
Obravnavana stavba ima manj kot 6 etaž. Omejitev določa:

$$h_{cr} \leq \left\{\frac{2 \cdot 2,525}{4} = 5,1\right\} = 4 \text{ m}.$$

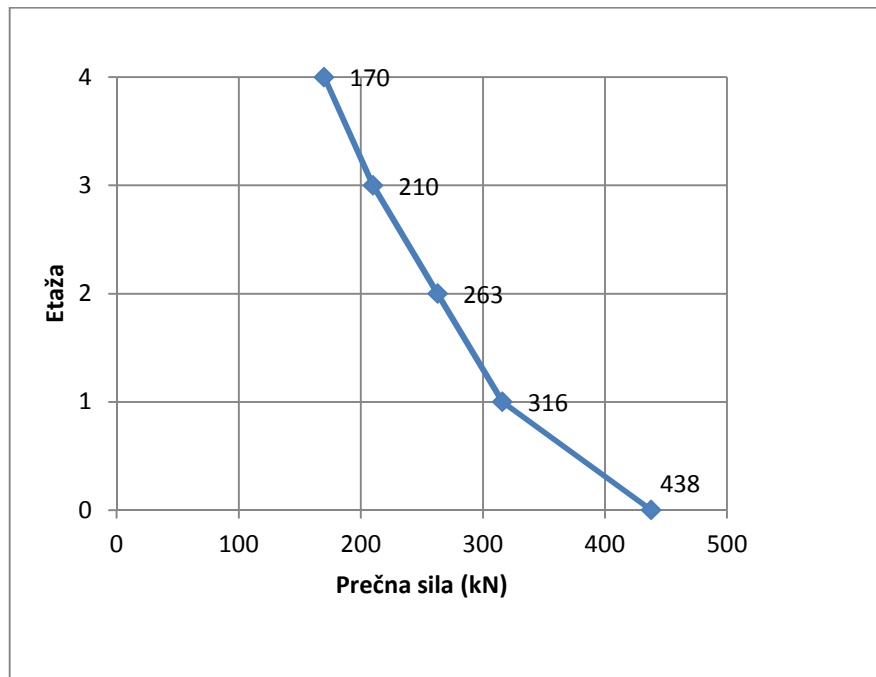
Tako je višina kritičnega območja stene (dolžina plastičnega členka) $h_{cr} = 2,67 \text{ m}$.

6.2.3 Obremenitve stene

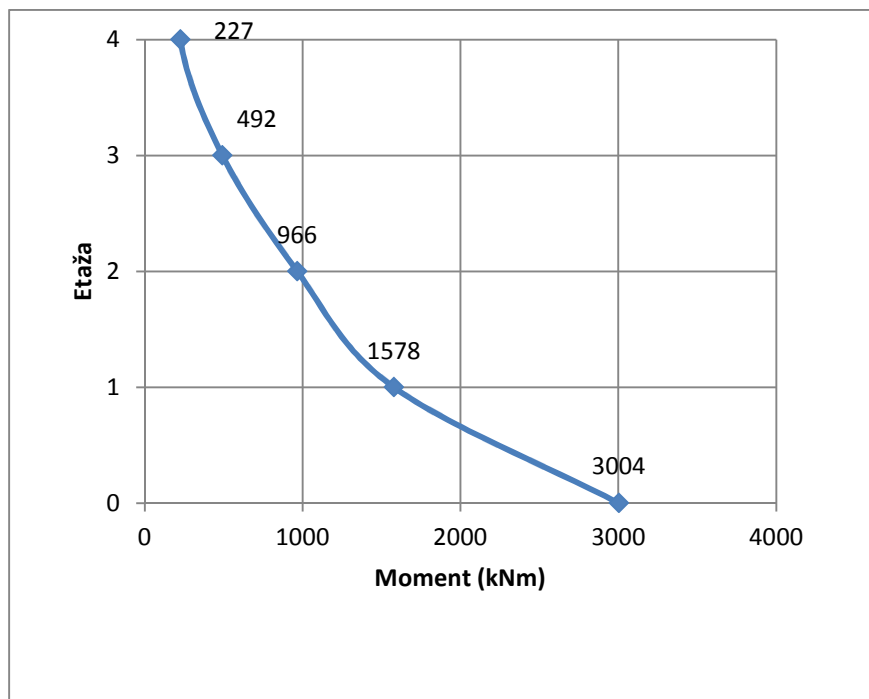
Projektne vrednosti obremenitev v referenčni osi obravnavane stene odčitamo iz prostorskega modela nosilne konstrukcije stavbe v programu ETABS (Computers and Structures, INC., 2010). Ugotovimo, da je merodajna kombinacija vplivov za potresna projektna stanja, največje obremenitve pa se pojavijo ob vpetju stene v togo kletno ploščo. Na slikah 44 do 46 prikazujemo obremenitve v referenčni osi stene.



Slika 44: Projektne osne sile v steni pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja



Slika 45: Projektne prečne sile v steni pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja



Slika 46: Projektni upogibni momenti v steni pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja

6.2.4 Posebna določila za račun projektних obremenitev v steni

6.2.4.1 Tlačna obremenitev

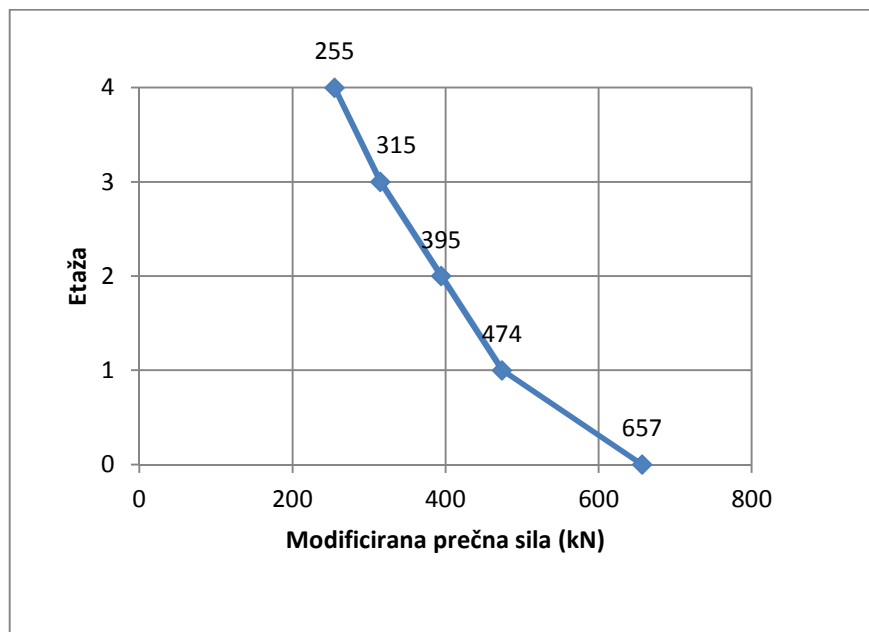
Skladno s standardom SIST EN 1998-1:2004 normirana projektna osna sila v_d v primarnih potresnih stenah pri projektiranju za stopnjo duktilnosti DCM ne sme preseči 0,4. Izračunamo normirano projektno osno silo za obravnavano steno, ki je:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{l_w \cdot b_w \cdot f_{cd}} = \frac{1807}{252,5 \cdot 30 \cdot 1,67} = 0,143 < 0,4. \quad (6.28)$$

Ugotovimo, da mejna vrednost ni prekoračena. Dodatno je izpolnjen tudi pogoj, ki dovoljuje, da v primeru normirane osne sile, manjše od 0,15, prečno armaturo v robnih elementih določimo skladno s SIST EN 1992-1-1:2005 (člen 5.4.3.4.2(12)a).

6.2.4.2 Strižna obremenitev

Upoštevati moramo možno povečanje prečnih sil zaradi plastifikacije ob vpetju primarnih potresnih sten. Zaradi tega projektne prečne sile povečamo za 50%. Modificiran potek prečnih sil prikazujemo na sliki 46.



Slika 47: Modificirana projektna prečna sila v steni

6.2.4.3 Upogibna obremenitev

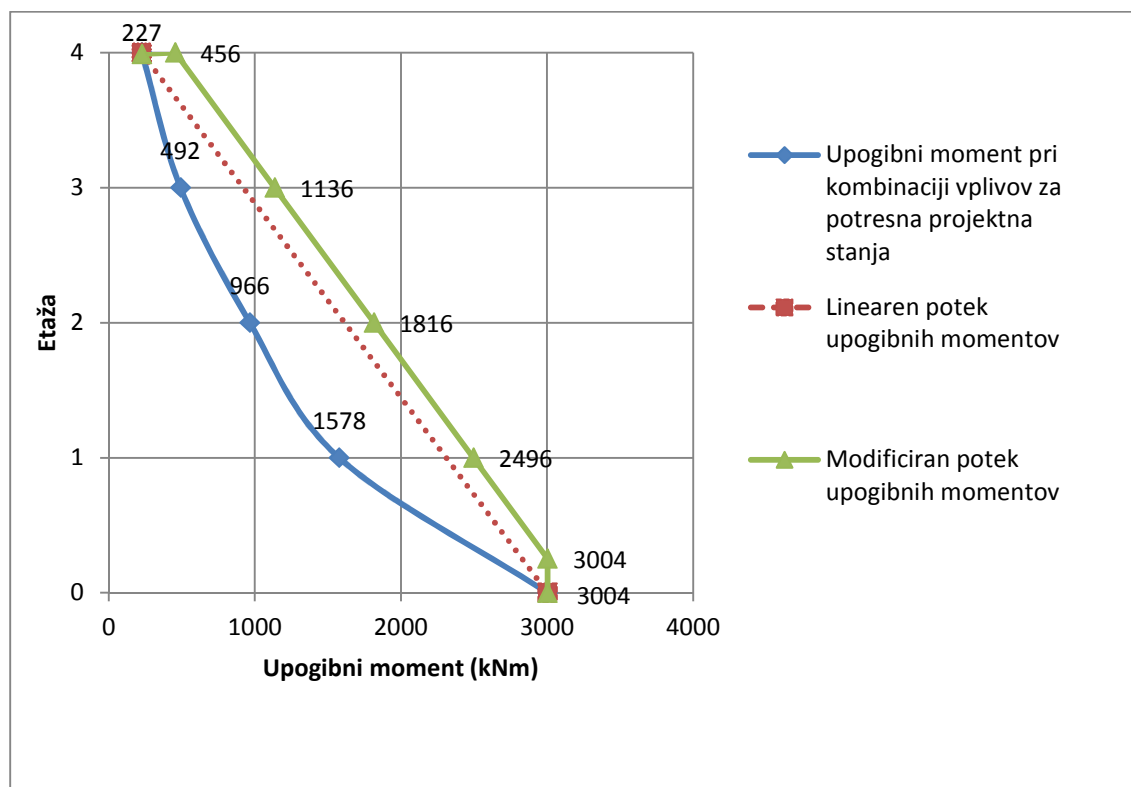
Pri projektiranju vitkih sten, t.j. sten, pri katerih je razmerje med višino in dolžino stene h_w/l_w večje od 2,0, moramo upoštevati nezanesljivost pri razporeditvi upogibnega momenta po višini. Ugotovimo, da je obravnavana stena vitka, saj:

$$h_w/l_w = 16/2,525 = 6,3 > 2,0,$$

Razporeditev upogibnega momenta po višini stene upoštevamo tako, da ovojnico obremenitev iz analize premaknemo v navpični smeri za a_1 . Navpični premik je ob upoštevanju predpostavk iz teorije striga enak polovici ročice notranjih sil (Beg, Pogačnik, 2009) in sicer:

$$a_1 = z/2 = 0,4 \cdot l_w = 0,4 \cdot 2,525 = 1,01 \text{ m.} \quad (6.29)$$

Ker obravnavana konstrukcija po višini nima pomembnih nezveznosti v masah, togostih oziroma nosilnosti lahko ovojnico momentov lineariziramo. Modificiran potek upogibnih momentov prikazujemo na sliki 48.



Slika 48: Modificiran projektni upogibni moment v steni

6.2.5 Dimenzioniranje stene

6.2.5.1 Dimenzioniranje stene na upogib v kombinaciji z osno silo

Steno dimenzioniramo na osno-upogibno obremenitev pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja. Pri tem upoštevamo določila standarda SIST EN 1992-1-1:2005. K upogibni odpornosti stene upoštevamo tudi vertikalno armaturo v stojini stene.

Delež vzdolžne armature v robnih elementih ne sme biti manjši od 0,5% ploščine robnega elementa. V primeru obravnavane stene, kjer je dolžina robnega elementa $l_c = 0,45$ m, debelina pa $b_w = 0,3$ m, velja:

$$A_{s,v}^{\text{robni el.}} \geq 0,005 \cdot l_c \cdot b_w = 0,005 \cdot 45 \cdot 30 = 6,75 \text{ cm}^2. \quad (6.30)$$

Skladno z Nacionalnim dodatkom k standardu SIST EN 1992-1-1:2005 je minimalni premer vzdolžnih palic $\Phi_{\min} = 12$ mm. Standard SIST EN 1998-1:2004 pa zahteva, da je razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi manjša ali enaka 20 cm:

$$e_{sv} \leq 20 \text{ cm.} \quad (6.31)$$

Zahtevam zadostimo, če na vsako stran robnega elementa postavimo 4 palice $\Phi = 12$ mm na medsebojni oddaljenosti 14 cm. Skupna količina vzdolžne armature v robnem elementu je $A_{s,v}^{\text{robni el.}} = 8 \cdot 1,13 \text{ cm}^2 = 9,04 \text{ cm}^2$, tako da zahtevi (6.30) zadostimo.

V steni moramo zagotoviti tudi minimalno količino horizontalne armature. Horizontalne palice namestimo med vzdolžno armaturo in zunanjo ploskvijo betona, tako da delno uklonsko podpirajo vertikalne palice (Lopatič, 2012). Skladno z nacionalnim dodatkom k standardu SIST EN 1992-1-1:2005 moramo zagotoviti horizontalno armaturo, katere površina znaša vsaj 0,2% prereza stene:

$$A_{s,h} \geq 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 100 \cdot 30 = 6 \text{ cm}^2. \quad (6.32)$$

Pogoju zadostimo, če na vsako stran stene vgradimo armaturno mrežo Q335.

Skupni prerez vzdolžne armature pa mora zadostiti pogoju iz Nacionalnega dodatka k standardu SIST EN 1992-1-1:2005 ki določa:

$$0,003 \cdot A_c \leq A_{c,\text{vert}} \leq 0,04 \cdot A_c. \quad (6.33)$$

Torej za obravnavano steno velja:

$$0,003 \cdot A_c = 0,003 \cdot 252,5 \cdot 30 = 22,7 \text{ cm}^2,$$

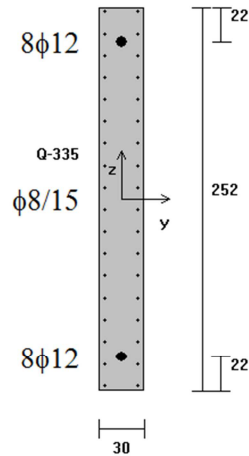
$$0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 252,5 \cdot 30 = 303,0 \text{ cm}^2,$$

$$A_{c,\text{vert}} = 9,04 + 9,04 + (2,525 - 2 \cdot 0,45) \cdot 2 \cdot 3,35 = 28,97 \text{ cm}^2.$$

ugotovimo, da je pogoj (6.33) izpolnjen.

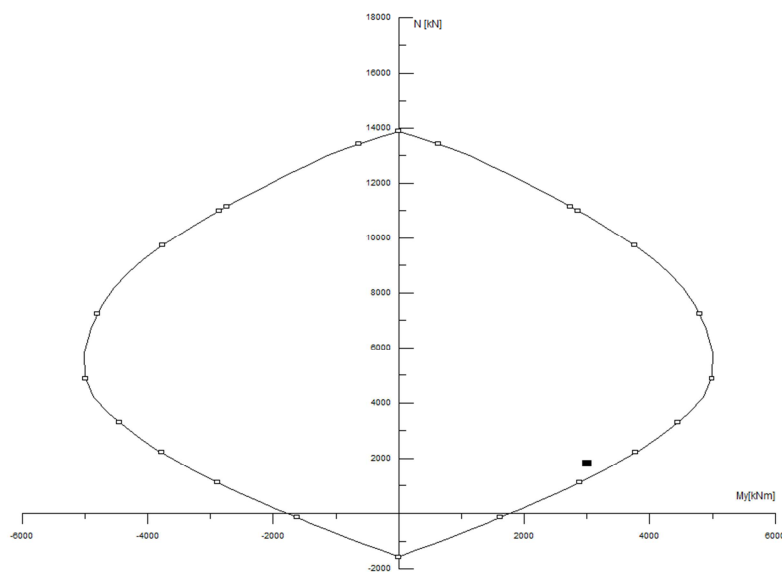
Obremenitev stene na mestu vpetja v togo kletno ploščo je $N_{\text{Ed}} = 1807$ kN in $M_{\text{Ed}} = 3004$ kNm. Preverimo, če izbrana vzdolžna armatura zagotavlja ustrezno upogibno odpornost prečnega prereza obravnavane stene. S pomočjo programa DIAS (Fischinger in sod., 1999) izračunamo interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza stene. Prečni prerez stene z razporeditvijo vzdolžne armature prikazujemo na sliki 49 interakcijski diagram pa na sliki 50.

C 25/30

 σ_j 500 MPa
MA 500/600 (porazdeljena) $\mu = 0.48\%$ 

Slika 49: Prečni prežez obravnavane stene z vzdolžno armaturo v kritiènem obmoèju v programu DIAS

Ugotovimo, da toèka obremenitve stene na mestu vpetja v togo kletno ploščo, leži znotraj krivulje, ki določa mejno osno-upogibno nosilnost prereza pri izbrani kolièini in razporeditvi vzdolžne armature. To pomeni, da z izbrano vzdolžno armaturo lahko prevzamemo osno-upogibno obremenitev stene v kritiènem obmoèju.



Slika 50: Interakcijski diagram mejne nosilnosti preènega prereza obravnavane stene v kritiènem obmoèju v programu DIAS

6.2.5.2 Dimenzioniranje stene na prečno silo

Strižno nosilnost stene za stopnjo duktilnosti DCM določimo skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2005. Projektna strižna nosilnost betonskega prereza brez strižne armature znaša:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d, \quad (6.34)$$

pri tem je b_w najmanjša širina prereza v območju natezne cone v mm, d pa je statična višina v mm. Pomen ostalih oznak je enak kot v enačbi (6.12) in sicer:

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d [mm]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{(2525 - \frac{450}{2})}} = 1,3 \leq 2,$$

$$\rho_1 = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} = \frac{9,04}{30 \cdot 230} = 0,0013 \leq 0,02,$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{1807}{30 \cdot 252,5} = 2,4 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 1,67 = 3,34 \text{ MPa},$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,3^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,26 \text{ MPa},$$

$$k_1 = 0,15.$$

Izračunane vrednosti vstavimo v enačbo (6.34) in dobimo:

$$V_{Rd,c} = 407,8 \text{ kN} \geq 427,8 \text{ kN}.$$

Ker je modificirana projektna prečna sila v steni na mestu vpetja ($V_{Ed} = 675 \text{ kN}$) večja od strižne nosilnosti betonskega prereza brez strižne armature ($V_{Rd,c} = 427,8 \text{ kN}$), moramo v prerezu zagotoviti zadostno količino strižne armature, ki jo postavimo v horizontalni smeri. Strižna odpornost prereza s strižno armaturo je skladno s točko 6.2.3(4) v standardu SIST EN 1992-1-1:2005 manjša izmed vrednosti:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \Theta, \quad (6.35)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \Theta + \tan \Theta). \quad (6.36)$$

Pri tem je A_{sw} ploščina prečnega prereza strižne armature v eni ravnini, s je razdalja med temi ravninami, z je ročica notranjih sil ($z = 0,9 \cdot d$), f_{ywd} je projektna meja elastičnosti strižne armature, Θ je kot med betonsko tlačno razporo in referenčno osjo stene, ki je pravokotna na prečno silo (privzamemo vrednost $\Theta = 45^\circ$), v_1 je redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona (v_1

$= v = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck} [MPa]}{250}\right] = 0,54$), α_{cw} pa je koeficient, s katerim upoštevamo stanje napetosti v tlačnem pasu in je enak 1 za elemente, ki niso prednapeti.

Za zagotovitev pogoja (6.32) na vsako stran stene vgradimo armaturno mrežo Q335. Strižna odpornost prečnega prereza je manjša izmed vrednosti (glej enačbi (6.35) in (6.36)):

$$V_{Rd,s} = \frac{2 \cdot 3,35}{1} \cdot 0,9 \cdot 2,3 \cdot 43,48 \cdot 1 = 603,0 \text{ kN},$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 30 \cdot 0,9 \cdot 230 \cdot 0,54 \cdot 1,67 / 2 = 2800,1 \text{ kN}.$$

Ugotovimo, da je strižna obremenitev stene še vedno večja od odpornosti. Zato izberemo močnejšo mrežo in sicer mrežo Q385. Sedaj je strižna odpornost prereza:

$$V_{Rd,s} = \frac{2 \cdot 3,85}{1} \cdot 0,9 \cdot 2,3 \cdot 43,48 \cdot 1 = 693,0 \text{ kN},$$

in je večja od strižne obremenitve $V_{Ed} = 675 \text{ kN}$.

6.2.5.3 Konstruiranje robnega elementa za zagotovitev lokalne duktilnosti

Kot smo že omenili, lahko prečno armaturo v robnih elementih določimo skladno s SIST EN 1992-1:2005, ker je normirana osna sila v steni manjša od 0,15 (glej enačbo (6.28)).

S prečno armaturo zagotovimo objetje betona v robnih območjih prereza stene.

Pri tem premer armaturne palice ne sme biti manjši od:

$$\Phi_{sw} \geq \max \left\{ \frac{1}{4} \cdot \Phi_{s,v,max} = \frac{1}{4} \cdot 12 = 3 \text{ mm} \right\} = 6 \text{ mm}, \quad (6.37)$$

največjo razdaljo med stremeni določimo s pomočjo pravil za stebre, in sicer:

$$s_{cl,t,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot \Phi_{s,v,min} = 12 \cdot 12 \text{ mm} = 14,4 \text{ cm} \\ \min(b_w, l) = 30 \text{ cm} \\ 300 \text{ mm} = 30 \text{ cm} \end{array} \right\} = 14,4 \text{ cm}. \quad (6.38)$$

Izberemo dvostrizno streme $\Phi 6/10 \text{ cm}$. Dodatno moramo preveriti, če smo z izbrano armaturo zagotovili vsaj minimalno količino prečne armature v robnem elementu. To določa izraz:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \geq \rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}. \quad (6.39)$$

Pri tem je ρ_w stopnja armiranja s strižno armaturo in ne sme biti manjša od $\rho_{w,\min}$, A_{sw} je prerez strižne armature v eni ravnini, s je razdalja med temi ravninami, b_w je širina elementa, α pa je kot med smerjo strižne armature in vzdolžno osjo elementa (privzamemo da je $\alpha = 90^\circ$).

Preverimo enačbo (6.39):

$$\rho_w = \frac{2 \cdot 0,28}{10 \cdot 30 \cdot 1} = 0,0019 \geq \rho_{w,\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{25}}{500} = 0,0008,$$

in ugotovimo da je pogoj izpolnjen.

6.2.5.4 Dimenzioniranje stene izven kritičnega območja

Postopek dimenzioniranja armature ponovimo tudi za steno izven kritičnega območja. rezultate zberemo v preglednici 39 in 40.

Preglednica 39: Vzdolžna armatura v obravnavani steni

Višina stene (m)	Izbrana mrežna armatura (cm ² /m)	Izbrana armatura v robnih elementih	Delež navpične armature (%) [$>0,3$]
0-4	2 x Q 385	2 x 8Φ12	0,40
4-16	2 x Q 335	2 x 8Φ12	0,38

Preglednica 40: Horizontalna armatura v obravnavani steni

Višina stene (m)	Izbrana mrežna armatura (cm ² /m)	Izbrana stremena v robnih elementih	Delež horizontalne armature (%) [$>0,2$]
0-4	2 x Q 385	2 x 6Φ/10 cm	0,44
4-16	2 x Q 335	2 x 6Φ/10 cm	0,41

Armaturni načrt stene je v prilogi k diplomski nalogi.

6.2.6 Omejitev etažnih pomikov

Skladno s standardom SIST EN 1998-1:2004 moramo omejiti poškodbe v konstrukciji oziroma omejiti moramo etažne pomike konstrukcije. Za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na

konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo, moramo upoštevati naslednjo mejno vrednost:

$$d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h. \quad (6.40)$$

Pri tem je d_r projektni etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma na vrhu in dnu obravnavane etaže ($d_r = d_{s,zg} - d_{s,sp}$), h je etažna višina, v pa je redukcijski faktor, s katerim upoštevamo manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb. Velikost faktorja v je odvisna od faktorja pomembnosti objekta. Obravnavano stavbo smo uvrstili v II. kategorijo pomembnosti, torej $v = 0,5$. Vodoravne pomike d_s izračunamo kot produkt pomika d_e določenega z linearno analizo konstrukcije z uporabo projektnega spektra, in faktorja obnašanja za pomike q_d , za katerega predpostavimo, da je enak faktorju obnašanja q . V preglednici 41 prikazujemo kontrole etažnih pomikov konstrukcije na mestu obravnavane stene.

Preglednica 41: Kontrola etažnih pomikov na mestu obravnavane stene

Etaža	Kota etaže (m)	Etažna višina (m)	$d_e x$ (m)	$d_e y$ (m)	d_e (m)	d_s (m)	d_r (m)	$d_r \cdot v/h$	Omejitev	Ugotovitev
4	16	3	0,0057	0,0282	0,0288	0,0575	0,0131	0,0022	0,01	Mejna vrednost ni prekoračena
3	13	3	0,0043	0,0218	0,0222	0,0444	0,0138	0,0023	0,01	Mejna vrednost ni prekoračena
2	10	3	0,0032	0,0150	0,0153	0,0307	0,0128	0,0021	0,01	Mejna vrednost ni prekoračena
1	7	3	0,0020	0,0087	0,0089	0,0179	0,0106	0,0018	0,01	Mejna vrednost ni prekoračena
P	4	4	0,0009	0,0035	0,0036	0,0072	0,0072	0,0009	0,01	Mejna vrednost ni prekoračena
0	0	/	0	0	0	0	0	0	0,01	Mejna vrednost ni prekoračena

Ugotovimo, da projektni etažni pomiki ne presegajo mejne vrednosti.

7. Zaključek

V diplomski nalogi smo analizirali in projektirali značilne elemente nosilne konstrukcije večstanovanjske stavbe v skladu s standardi Evrokod. Analizo stropne konstrukcije stavbe smo opravili s pomočjo računskega modela plošče v programu SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009), analizo vertikalnih nosilnih elementov pa s pomočjo prostorskega računskega modela konstrukcije v programu ETABS (Computers and Structures, INC., 2010).

Na voljo smo imeli le arhitekturne podloge iz idejnega projekta, iz katerega smo odčitali vse potrebne geometrijske podatke o konstrukciji. Določili smo materialne karakteristike uporabljenih materialov, glede na lokacijo in namembnost stavbe pa smo določili pomembne vplive, ki učinkujejo na konstrukcijo. Poleg stalnega vpliva smo upoštevali še spremenljive vplive ter potresni vpliv. Izmed spremenljivih vplivov smo upoštevali koristno obtežbo, obtežbo snega in obtežbo vetra. Potresni vpliv smo določili na osnovi projektne spektra pospeškov, to je elastični spekter pospeškov reduciran za faktor obnašanja q . S faktorjem obnašanja smo upoštevali ugoden vpliv sipanja energije konstrukcijskega sistema in dodatne nosilnosti. Ob predhodni analizi smo ugotovili, da je osnovna nihajna oblika stavbe pretežno torzijska, to je pomenilo, da stavba najverjetneje nima ustrezne torzijske nosilnosti in togosti. Tako smo konstrukcijo uvrstili med torzijsko podajne, za takšne vrste konstrukcijskih sistemov pa je faktor obnašanja le 2,0. Analizo potresnih vplivov na nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe smo sicer opravili z modalno analizo s spektrom odziva.

Podrobneje smo analizirali in nato dimenzionirali stropno konstrukcijo stavbe nad pritličjem. Plošča je izvedena kot polna AB plošča. V idejni zasnovi je debelina plošče znašala 20 cm, za zagotovitev varnosti konstrukcije v mejnih stanjih pa smo debelino povečali na 24 cm. Obremenitve v plošči smo izračunali s pomočjo ravninskega modela plošče, ki smo ga izdelali programu SAP 2000 (Computers and Structures, INC., 2009). Količino potrebne zgornje in spodnje armature v dveh pravokotnih smereh smo izračunali s pomočjo tabel za dimenzioniranje AB prerezov (Rogač, Saje, Lozej, 1989). Dodatno smo preverili varnost plošče proti preboju v okolici stebrov. Varnost smo zagotovili z ustrežno strižno armaturo v plošči. Povesov nismo računali, ker je bilo dejansko razmerje med razpetano in statično višino plošče manjše od mejnega razmerja.

Analizirali in dimenzionirali smo tudi samostojno steno v levem vogalu obravnavane stavbe. Obremenitve v referenčni osi stene smo izračunali s pomočjo prostorskega modela nosilne konstrukcije stavbe v programu ETABS (Computers and Structures, INC., 2010). Ugotovili smo, da izbrana debelina stene 20 cm ne izpolnjuje geometrijskih pogojev za duktilne stene, zato smo debelino povečali na 30 cm. Podobna ugotovitev je veljala tudi za ostale stene. Pričakovano so se največje obremenitve pojavile ob vpetju stene v togo kletno ploščo, merodajna pa je bila kombinacija vplivov za potresna projektna stanja. Pri steni smo tlačno obremenjen rob v kritičnem območju ob vpetju

zaščitili z ustreznim objejem (t.i. robni element). Pri dimenzioniranju smo upoštevali minimalne količine navpične in vodoravne armature v robnih elementih in stojini stene, ki veljajo za projektiranje na potresnih območjih. Izbrana armatura je zadoščala vsem kriterijem nosilnosti, težavo smo imeli le pri zagotavljanju zadostne strižne odpornosti. Zato smo morali horizontalno armaturo v stojini stene ustrezno povečati (velike obremenitve zaradi torzijske podajnosti objekta).

Ugotovimo, da je v vertikalnih nosilnih elementih stavbe velika rezerva nosilnosti, kar je verjetno posledica velikega razmerja površin prereza sten v primerjavi s tlorisno površino stavbe, ta namreč znaša 4,5%. V pravilniku JUS je spodnja meja znašala 1,5% (Beg, Pogačnik, 2009).

VIRI IN LITERATURA

Karta potresne nevarnosti. Ljubljana, ARSO.

http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektني_pospesek_tal.html (Pridobljeno 12.7.2012).

Arhitekturna podloga večstanovanjske stavbe. Saje, F. (Pridobljeno 7.3.2012).

Autodesk, Inc. 2010. AutoCAD: programski paket za računalniško podprto konstruiranje. California.

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

Bratina, S. 2012. Študijsko gradivo pri predmetu masivni objekti. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 69 str.

Computers and Structures, Inc. 2010. ETABS: računalniški program za analizo in dimenzioniranje konstrukcijskih elementov po metodi končnih elementov. Berkeley, Computers and Structures, Inc. Structural and earthquake engineering software.

Computers and Structures, Inc. 2009. SAP 2000: računalniški program za analizo in dimenzioniranje konstrukcijskih elementov po metodi končnih elementov. Berkeley, Computers and Structures, Inc. Structural and earthquake engineering software.

Fischinger, M., Isaković, T., Marolt, V., Sočan, S. 1990. DIAS: računalniški program za dimenzioniranje in analizo armiranobetonskih elementov. Ljubljana, Univerza Ljubljana Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

Lopatič, J. 2012. Študijsko gradivo pri predmetu masivni objekti. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 99 str.

Rogač, R., Saje, F., Lozej, M. 1989. Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 361 str.

SIST EN 1990:2004. Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije –1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije –1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-3:2004/A101. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije –1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije –1-4. del: Splošni vplivi – Vpliv vetra. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-4:2005/oA101. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije –1-4. del: Splošni vplivi – Obtežba vetra – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

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

SIST EN 1992-1-1:2005/A101. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij –1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1998-1:2004. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1998-1:2004. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SEZNAM PRILOG

Priloga A: specifikacija armature

Priloga A1: Specifikacija armature za AB stropno ploščo

Priloga A2: Specifikacija armature za AB steno

Priloga B: Armaturni načrt

Priloga B1: Armaturni načrt AB stropne plošče

Priloga B2: Armaturni načrt AB stene