

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:

Semolič, Ž., 2013. Analiza in projektiranje armiranobetonske nosilne konstrukcije poslovne stavbe v Ljubljani. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Bratina, S.): 110 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:

Semolič, Ž., 2013. Analiza in projektiranje armiranobetonske nosilne konstrukcije poslovne stavbe v Ljubljani. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Bratina, S.): 110 pp.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ
GRADBENIŠTVA
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidatka:

ŽIVA SEMOLIČ

**ANALIZA IN PROJEKTIRANJE
ARMIRANOBETONSKE NOSILNE KONSTRUKCIJE
POSLOVNE STAVBE V LJUBLJANI**

Diplomska naloga št.: 3336/KS

**ANALYSIS AND DESIGN OF REINFORCED
CONCRETE LOAD-BEARING STRUCTURE OF A
COMMERCIAL BUILDING IN LJUBLJANA**

Graduation thesis No.: 3336/KS

Mentor:

doc. dr. Sebastjan Bratina

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Član komisije:

izr. prof. dr. Violeta Bokan Bosiljkov
prof. dr. Janez Žmavc

Ljubljana, 24. 10. 2013

POPRAVKI

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisana ŽIVA SEMOLIČ izjavljam, da sem avtorica diplomske naloge z naslovom »ANALIZA IN PROJEKTIRANJE ARMIRANOBETONSKE NOSILNE KONSTRUKCIJE POSLOVNE STAVBE V LJUBLJANI«.

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

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

Ljubljana, 4.10.2013

Živa Semolič

IZJAVA O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali:

BIBLIOTEKARSKO – DOKUMENCIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.012.45:624.072.33(497.4)(043.2)
Avtor:	Živa Semolič
Mentor:	doc. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. grad.
Naslov:	Analiza in projektiranje armiranobetonske nosilne konstrukcije poslovne stavbe v Ljubljani
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – Univerzitetni študij
Obseg in oprema:	110 str., 67 pregl., 85 sl., 110 en.
Ključne besede:	projektiranje, armiran beton, standard Evrokod, plošča, stena, okvir

Izvleček

V diplomski nalogi analiziramo in projektiramo značilne elemente armiranobetonske nosilne konstrukcije večetažne stavbe. Nahaja se v Ljubljani in je del kompleksa več stavb, ki so med seboj ločene z dilatacijami. Armiranobetonsko nosilno konstrukcijo stavbe sestavljajo monolitne medetažne polne plošče, ki so podprte s posameznimi in povezanimi stenami ter prostorskimi okviri. Nosilna konstrukcija stavbe je bila načrtovana in projektirana po starih jugoslovanskih predpisih, v tej diplomski nalogi pa so nosilni elementi projektirani po trenutno veljavnih standardih na področju gradbenih konstrukcij - standardih Evrokod. Analiza nosilne konstrukcije stavbe je opravljena na idealiziranem računskem modelu. V analizi so upoštevani vplivi lastne in stalne obtežbe ter koristna obtežba za posamezne prostore. Upoštevana je tudi obtežba snega na strehi, vpliv vetra na ovoj stavbe ter horizontalni potresni vpliv. Idealiziran računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov je izdelan s pomočjo računalniškega programa ETABS, model za ločeno analizo tipične medetažne nosilne konstrukcije stavbe pa s pomočjo programa SAP2000. Oba programa temeljita na metodi končnih elementov. Potrebna oziroma dejanska količina armature v nosilnih elementih konstrukcije je določena tako, da mejna stanja nosilnosti ter mejna stanja uporabnosti niso prekoračena. Pri projektiranju vertikalnih nosilnih elementov so dodatno upoštevana pravila načrtovanja nosilnosti za zagotovitev zadostne duktilnosti konstrukcije. Izkaže se, da so pri prvotni zasnovi nosilne konstrukcije stavbe obremenitve v vertikalnih elementih prevelike, zato je izvedena ustrezna ojačitev nosilne konstrukcije, in sicer sta dodani dve steni na obodu stavbe. V okviru diplomske naloge je podrobneje prikazano dimenzioniranje in konstruiranje armature v tipični medetažni plošči, v delu stene z odprtini ter v delu okvirne konstrukcije. Narejena je primerjava med količino potrebne oziroma dejanske armature iz predstavljene analize ter količino vgrajene armature, odčitane iz obstoječe projektne dokumentacije. V analizirani medetažni plošči je potrebna količina spodnje armature manjša od dejansko vgrajene, potrebna količina zgornje armature pa je večja. Z izvedeno ojačitvijo nosilne konstrukcije stavbe je potrebna količina vertikalne armature v analizirani steni v jedru manjša od dejansko vgrajene, potrebna količina horizontalne pa je celo večja. Izbrana količina in razporeditev armature v analiziranih nosilnih elementih je prikazana v armaturnih načrtih.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC:	624.012.45:624.072.33(497.4)(043.2)
Author:	Živa Semolič
Supervisor:	Assoc. Prof. Sebastjan Bratina, Ph. D.
Title:	Analysis and design of reinforced concrete load-bearing structure of a commercial building in Ljubljana
Document type:	Graduation Thesis – University studies
Notes:	110 p., 67 tab., 85 fig., 110 eq.
Key words:	design, reinforced concrete, Eurocode standard, plate, wall, framework

Abstract

In the thesis an analysis and design of characteristic elements of the load-bearing structure for the selected multi-story building was undertaken. The building is located in Ljubljana and is a constituent of a building complex. Buildings are detached by expansion joints so one can be addressed separately. Load-bearing structure consists of monolithic reinforced concrete floor panels, reinforced concrete walls and reinforced concrete frames. The building was planned and designed according to the preceding Yugoslav regulations, therefore in this thesis the supporting elements are designed according to currently valid European standards in the field of civil engineering structures - Eurocode standards. To pursue the limit state design method an idealized mathematical model of the building was subjected to design loads. The effects of permanent loads and imposed loads for various areas were determined. Also, vertical and horizontal loads were calculated, due to the impact of snow load, wind and seismic effects. An idealized mathematical model for the analysis of load-bearing elements was constructed with the computer program ETABS, and an independent model for the analysis of typical floor panels was made with SAP2000 software. Both computer programs are based on finite element method. Reinforcement for individual load-bearing elements of the building was calculated in such manner that the ultimate limit state and serviceability limit state are not exceeded. Vertical load-bearing elements were designed according to method of capacity design, ensuring that the building has adequate ductility. It turns out that in the original design of the load-bearing structure the load on vertical elements was too big and consequently two additional walls were added to the periphery of the building. In the thesis a detailed procedure of design of reinforcement in typical floor panels and coupled wall was displayed. A comparison was conducted between the quantity of reinforcement calculated in this thesis and built-in reinforcement in the erected building. It was deduced that the amount of the required reinforcement at the bottom of the plate is lesser and conversely the amount of reinforcement at the top of the plate is greater than the actual built-in reinforcement. After the redesign of the load supporting structure the amount of required vertical reinforcement of the wall is smaller, then again the amount of horizontal reinforcement is greater than the actual built-in reinforcement. The amount of reinforcement for individual elements is depicted in the reinforcement drawings enclosed at the end of the thesis.

ZAHVALA

Hvala mentorju doc. dr. Sebastjanu Bratini za čas in strokovno pomoč pri izdelavi diplomske naloge. Zahvala tudi Darku Derlinku ter podjetju Costa d.o.o. za projektno dokumentacijo, brez katere ta diplomska naloga ne bi bila možna.

Prav tako se zahvaljujem tudi možu in staršem, ki so mi med celotnim študijem stali ob strani in me podpirali pri mojem delu.

KAZAO VSEBINE

1	UVOD	1
2	ONOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI	2
2.1	Opis konstrukcije.....	2
2.2	Arhitektura	3
2.2.1	Tlorisne skice	4
2.2.2	Prečna prereza	5
2.3	Materiali	7
2.3.1	Beton	7
2.3.2	Jeklo za armiranje.....	7
2.3.3	Krovni sloj betona	8
3	VPLIVI NA KONSTRUKCIJO	10
3.1	Lastna teža in stalna obtežba	10
3.1.1	Horizontalni nosilni elementi	11
3.1.2	Vertikalni nosilni elementi	14
3.2	Koristna obtežba.....	14
3.3	Obtežba snega	15
3.4	Obtežba vetra	18
3.4.1	Največji tlak pri sunkih vetra	18
3.4.2	Sila vetra F_w	21
3.4.3	Zunanji tlaki w_e	22
3.4.4	Notranji tlaki w_i	29
3.4.5	Neto tlak vetra w_{net}	31
3.4.6	Sile trenja	33
3.5	Potresni vpliv	34
3.5.1	Projektni spekter za elastično analizo	34
4	PROJEKTIRANJE PO METODI MEJNIH STANJ	37
4.1	Mejna stanja nosilnosti.....	37
4.1.1	Kombinacija vplivov za stalna in začasna projektna stanja	37
4.1.2	Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja.....	38
4.2	Mejna stanja uporabnosti	39

4.2.1	Kombinacije vplivov	39
5	RAČUNSKI MODELI NOSILNE KONSTRUKCIJE STAVBE	41
5.1	Računski model za analizo tipične medetažne konstrukcije stavbe	41
5.2	Računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov.....	43
5.2.1	Masa konstrukcije v višini stropov	44
5.2.2	Merila za pravilnost konstrukcije	48
5.2.3	Račun faktorja obnašanja q za horizontalne potresne vplive.....	53
5.2.4	Analiza lastnega nihanja konstrukcije	55
5.3	Modificiran računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov	58
5.3.1	Faktor obnašanja q za modificirano konstrukcijo.....	59
5.3.2	Analiza lastnega nihanja modificirane konstrukcije.....	60
6	PROJEKTIRANJE HORIZONTALNIH NOSILNIH ELEMETOV	63
6.1	Projektiranje tipične medetažne plošče	63
6.1.1	Zasnova.....	63
6.1.2	Obtežba.....	64
6.1.3	Obremenitve	65
6.1.4	Dimenzioniranje vzdolžne armature plošče.....	70
6.1.5	Kontrola povosov plošče	72
7	PROJEKTIRANJE VERTIKALNIH NOSILNIH ELEMETOV.....	75
7.1	Upoštevana obtežba pri analizi vertikalnih elementov	75
7.2	Projektiranje stene z odprtinami	76
7.2.1	Zasnova.....	76
7.2.2	Obremenitve v steni in prečkah	77
7.2.3	Obremenitve v steni in prečkah modificiranega nosilnega modela konstrukcije	79
7.2.4	Projektiranje posamične stene X_{C1}	80
7.2.5	Projektiranje prečke S2.....	94
8	PRIMERJAVA REZULTATOV PREDSTAVLJENE ANALIZE Z REZULTATI IZ OBSTOJEČE PROJEKTNE DOKUMENTACIJE.....	102
8.1	Medetažna plošča	102
8.1.1	Spodnja armatura.....	102
8.1.2	Zgornja armatura	104
8.2	Stena z odprtinami.....	105

8.2.1	Stena X _{C1}	105
8.2.2	Prečka S2	107
9	ZAKLJUČEK	108
VIRI	109

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Višine ter kote posameznih etaž	6
Preglednica 2: Mehanske karakteristike betona trdnostnega razreda C25/30 in C30/37.....	7
Preglednica 3: Mehanske karakteristike jekla za armiranje trdnostnega razreda S400 in S500.....	8
Preglednica 4: Ravna pohodna streha (S1).....	11
Preglednica 5: Tipična medetažna stropna konstrukcija (E1)	12
Preglednica 6: Talna plošča (K1)	12
Preglednica 7: Strop nad kletno etažo KT2 (K4).....	12
Preglednica 8: Pritličje (P1).....	12
Preglednica 9: Strop nad strojnico (S2).....	12
Preglednica 10: Ploščad pred vhodom v stavbo, ki je del stropa kletne etaže KT1 (P4).....	13
Preglednica 11: Cestišče, ki je del ploščadi v pritličju (P6)	13
Preglednica 12: Stopnišča (E2).....	13
Preglednica 13: Strop nad odprto garažo v pritličju (ST1).....	13
Preglednica 14: Tipična zunanja fasadna stena (Z2 tip A).....	14
Preglednica 15: Tipična zunanja fasadna stena (Z2 tip B)	14
Preglednica 16: Tipična kletna vkopana stena (Z1)	14
Preglednica 17: Stena prezračevalnega jaška po celotni višini konstrukcije (Z5).....	14
Preglednica 18: Karakteristične vrednosti koristne obtežbe za površine obravnavane stavbe	15
Preglednica 19: Koeficienti zunanjih tlakov za navpične stene ter pripadajoči zunanji tlaki vetra na ploskve pri delovanju vetra v smeri X	23
Preglednica 20: Koeficienti zunanjih tlakov za ravno streho s parapeti ter pripadajoči zunanji tlaki vetra na ploskve pri delovanju vetra v smeri X	24
Preglednica 21: Koeficienti zunanjih tlakov za navpične stene strojnice ter pripadajoči zunanji tlaki pri delovanju vetra v smeri X	25
Preglednica 22: Koeficienti zunanjih tlakov za ravno streho strojnice ter pripadajoči zunanji tlaki pri delovanju vetra v smeri X.....	26
Preglednica 23: Koeficienti zunanjih tlakov za navpične stene ter pripadajoči zunanji tlaki vetra na ploskve pri delovanju vetra v smeri Y	27
Preglednica 24: Koeficienti zunanjih tlakov za ravno streho s parapeti ter pripadajoči zunanji tlaki vetra na ploskve pri delovanju vetra v smeri Y	28
Preglednica 25: Koeficienti zunanjih tlakov za navpične stene strojnice ter pripadajoči zunanji tlaki pri delovanju vetra v smeri Y	29
Preglednica 26: Koeficienti zunanjih tlakov za ravno streho strojnice ter pripadajoči zunanji tlaki pri delovanju vetra v smeri Y	29

Preglednica 27: Zunanji, notranji ter neto tlaki na navpične stene in ravno streho stavbe pri delovanju vetra v smeri X	32
Preglednica 28: Zunanji, notranji ter neto tlaki za navpične stene in ravno streho stavbe pri delovanju vetra v smeri Y	32
Preglednica 29: Zunanji, notranji ter neto tlaki na navpične stene in streho strojnice pri delovanju vetra v smeri X	32
Preglednica 30: Zunanji, notranji ter neto tlaki na navpične stene in streho strojnice pri delovanju vetra v smeri Y	33
Preglednica 31: Vrednosti parametrov S , T_B , T_C in T_D za tip tal B (SIST EN 1998-1: 2005, člen 3.2.2.2)	36
Preglednica 32: Vrednosti faktorja Ψ_0 in Ψ_2 v odvisnosti od kategorije uporabe površine oziroma spremenljivega vpliva.....	38
Preglednica 33: Vrednosti koeficienta φ za račun $\Psi_{E,i}$	44
Preglednica 34: Mase etaž in koordinate masnih središč s »pešč« računom	47
Preglednica 35: Mase etaž in koordinate masnih središč v idealiziranem računskem modelu konstrukcije	47
Preglednica 36: Vpliv pravilnosti konstrukcije na analizo in projektiranje na potresnih območjih (SIST EN 1998-1:2005, člen 4.1)	48
Preglednica 37: Koordinate masnega središča (CM) in središča togosti (CR) ter ekscentričnost konstrukcije za posamezno etažo	49
Preglednica 38: Pomiki in rotacije etaž zaradi delovanja enotinih sil oziroma momentov s prijemaščem v središču togosti.....	50
Preglednica 39: Translacijski (K_{FX} , K_{FY}) in torzijska togost (K_M) posamezne etaže obravnavane stavbe	50
Preglednica 40: Torzijska polmera posamezne etaže obravnavane stavbe	50
Preglednica 41: Kontrola ekscentričnosti posamezne etaže obravnavane stavbe	51
Preglednica 42: Kontrola minimalne torzijske togosti posamezne etaže obravnavane stavbe.....	51
Preglednica 43: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja q_0 za konstrukcijske sisteme, ki so pravilni po višini (SIST EN 1998-1: 2005, Preglednica 5.1).....	54
Preglednica 44: Nihajne oblike obravnavane konstrukcije in pripadajoče efektivne mase.....	55
Preglednica 45: Nihajni časi ter kontrola neodvisnosti nihajnih oblik.....	57
Preglednica 46: Nihajne oblike modificirane konstrukcije in pripadajoče efektivne.....	60
Preglednica 47: Obtežni primeri za dimenzioniranje tipične medetažne plošče obravnavane stavbe ...	64
Preglednica 48: Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja za obravnavano medetažno ploščo.....	65
Preglednica 49: Navidezno stalna kombinacija vplivov v mejnih stanjih uporabnosti za obravnavano medetažno ploščo	65

Preglednica 50: Maksimalne in minimalne vrednosti projektnih upogibnih in torzijskih momentov v obravnavani medetažni plošči.....	67
Preglednica 51: Upoštevana obtežba pri analizi vertikalnih nosilnih elementov.	75
Preglednica 52: Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja pri analizi vertikalnih nosilnih elementov.....	75
Preglednica 53: Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja pri analizi vertikalnih nosilnih elementov.....	76
Preglednica 54: Projektne obremenitve v delu stene P1 in P2 za stalna ter potresna projektna stanja .	78
Preglednica 55: Projektne obremenitve v vezni gredi (prečki) S2 za stalna ter potresna projektna stanja	78
Preglednica 56: Projektne obremenitve v delu stene P1 in P2 za stalna ter potresna projektna stanja pri modificiranem konstrukcijskem sistemu stavbe	79
Preglednica 57: Projektne obremenitve v prečki S2 za stalna ter potresna projektna stanja pri modificiranem konstrukcijskem sistemu stavbe	79
Preglednica 58: Spreminjanje količine vertikalne armature po višini stene.....	94
Preglednica 59: Spreminjanje količine horizontalne armature v stojini po višini stene	94
Preglednica 60: Spreminjanje količine stremenske armature v robnem elementu po višini stene	94
Preglednica 61: Količina armature v levem in desnem prerezu prečke S2	101
Preglednica 62: Količina spodnje armature iz predstavljene analize, izračunane po standardih Evrokod, ter iz obstoječe projektne dokumentacije, določene po JUS standardih.....	103
Preglednica 63: Količina zgornje armature iz predstavljene analize, izračunane po standardih Evrokod, ter iz obstoječe projektne dokumentacije, določene po JUS standardih.....	104
Preglednica 64: Količina armature v kritičnem območju stene – 0 m do 4,5 m.....	105
Preglednica 65: Količina armature izven kritičnega območja stene na višini 4,5 m do 14,7 m.....	106
Preglednica 66: Količina armature izven kritičnega območja stene na višini 14,7 m do 17,7 m	106
Preglednica 67: Količina armature v levem in desnem krajišču prečke S2.....	107

KAZALO SLIK

Slika 1: Tehnološki park, obravnavana stavba se nahaja zadaj levo (Tehnološki park Ljubljana, 2011)	2
Slika 2: Severozahodna fasada obravnavane stavbe F13/1, Tehnološki park Brdo	3
Slika 3: Severovzhodna fasada obravnavane stavbe F13/1, Tehnološki park Brdo	3
Slika 4: Tloris ter razporeditev AB sten in stebrov v 1., 2. in 3. nadstropju	4
Slika 5: Tloris ter razporeditev AB sten in stebrov v pritličju	4
Slika 6: Tloris ter razporeditev AB sten in stebrov v 1. in 2. kletni etaži	5
Slika 7: Tloris ter razporeditev AB sten strojnice	5
Slika 8: Prečni prerez obravnavane stavbe.....	6
Slika 9: Vzдолžni prerez obravnavane stavbe	6
Slika 10: Vplivi, ki učinkujejo na stavbo	10
Slika 11: Pozicije nosilnih elementov v prečnem prerezu obravnavane stavbe	11
Slika 12: Pozicije nosilnih elementov v vzdolžnem prerezu obravnavane stavbe	11
Slika 13: Cone za določitev karakteristične obtežbe snega na tleh za območje Slovenije (SIST EN 1991-1-3:2004/A101: 2008, str. 4).....	16
Slika 14: Oblikovni koeficient obtežbe snega za strehe, ki mejijo na višje objekte (SIST EN 1991-1-3: 2004, slika 5.7)	17
Slika 15: Vrednosti oblikovnega koeficienta obtežbe snega μ_2 za del strehe obravnavanega objekta, ki mejijo na višje objekte.....	18
Slika 16: Razdelitev območja Slovenije na cone za določitev temeljne vrednosti osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ (Nacionalni dodatek k SIST EN 1991-1-4:2005).....	20
Slika 17: Lokacija obravnavane stavbe z okoliškimi objekti	20
Slika 18: Razporeditev faktorja hrapavosti (levo) in srednje hitrosti vetra (desno) po višini obravnavane stavbe	21
Slika 19: Intenziteta vetrne turbulence po višini obravnavane stavbe	21
Slika 20: Določitev referenčne višine in razpored tlakov po višini (SIST EN 1991-1-4: 2005, str. 29)	22
Slika 21: Razdelitev navpičnih sten na področja od A do E pri delovanju vetra v smeri X	23
Slika 22: Razdelitev ravne strehe na področja od F do I pri delovanju vetra v smeri X	24
Slika 23: Razdelitev navpičnih sten strojnice na področja A do E pri delovanju vetra v smeri X.....	25
Slika 24: Razdelitev ravne strehe strojnice na področja od F do I pri delovanju vetra v smeri X	25
Slika 25: Razdelitev navpičnih sten stavbe na področja od A do E pri delovanju vetra v smeri Y	26
Slika 26: Razdelitev ravne strehe na področja od F do I pri delovanju vetra v smeri Y	27
Slika 27: Razdelitev navpičnih sten strojnice na področja A, B, D in E pri delovanju vetra v smeri Y.	28
Slika 28: Razdelitev ravne strehe strojnice na področja od F do I pri delovanju vetra v smeri Y	29
Slika 29: Koeficienti notranjega tlaka za enakomerno razporejene odprtine (SIST EN 1991-1-4: 2005, slika 7.13).....	31

Slika 30: Prikaz pozitivnih in negativnih smeri tlakov (SIST EN 1991-1-4 : 2005, str. 30).....	31
Slika 31: Karta projektnih pospeškov tal za območje Slovenije (ARSO, 2013)	35
Slika 32: Idealiziran računski model medetažne konstrukcije z mrežo končnih elementov, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011).....	41
Slika 33: Idealiziran računski model medetažne plošče z nosilci pod ploščo, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)	42
Slika 34: Deformirana lega računskega modela iz programa SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011).....	42
Slika 35: Pogled na deformirano lego računskega modela plošče s spodnje strani, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011).....	42
Slika 36: Tloris idealiziranega prostorskega računskega modela nosilne konstrukcije stavbe v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010).....	43
Slika 37: Idealiziran prostorski računski model nosilne konstrukcije stavbe v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010).....	44
Slika 38: Izhodišče koordinatnega sistema za izračun koordinat masnega središča.	47
Slika 39: Merila za pravilnost po višini za stavbe, ki imajo dele z različnimi višinami (SIST EN 1998- 1: 2005, slika 4.1)	52
Slika 40: Elastični in projektni spekter odziva za obravnavano konstrukcijo	55
Slika 41: Prva nihajna oblika idealiziranega prostorskega računskega modela konstrukcije, ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010).....	56
Slika 42: Druga nihajna oblika idealiziranega prostorskega računskega modela konstrukcije, ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010).....	56
Slika 43: Tretja nihajna oblika idealiziranega prostorskega računskega modela konstrukcije, ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010).....	57
Slika 44: Tloris modificiranega prostorskega računskega modela nosilne konstrukcije obravnavane stavbe v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010). Puščici nakazujeta lego dodanih sten.....	58
Slika 45: Modificiran prostorski računski model nosilne konstrukcije obravnavane stavbe v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010)	58
Slika 46: Projektni spekter odziva za osnovno in modificirano konstrukcijo obravnavane stavbe	60
Slika 47: Prva nihajna oblika modificiranega prostorskega računskega modela konstrukcije, ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010).....	61
Slika 48: Druga nihajna oblika modificiranega prostorskega računskega modela konstrukcije, ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010).....	61
Slika 49: Tretja nihajna oblika modificiranega prostorskega računskega modela konstrukcije, ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010).....	62
Slika 50: Lega obravnavanega stopa v prečnem prerezu stavbe	63

Slika 51: Idealiziran računski model medetažne plošče, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)	64
Slika 52: Razpored vplivov po površini plošče.....	64
Slika 53: Ovojnica maksimalnih projektnih vrednosti upogibnih momentov m_{11} v obravnavani medetažni plošči, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)	66
Slika 54: Ovojnica minimalnih projektnih vrednosti upogibnih momentov m_{11} v obravnavani medetažni plošči, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)	66
Slika 55: Ovojnica maksimalnih projektnih vrednosti upogibnih momentov m_{22} v obravnavani medetažni plošči, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)	66
Slika 56: Ovojnica minimalnih projektnih vrednosti upogibnih momentov m_{22} v obravnavani medetažni plošči, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)	66
Slika 57: Ovojnica maksimalnih projektnih vrednosti torzijskih momentov m_{12} v obravnavani medetažni plošči, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)	67
Slika 58: Ovojnica minimalnih projektnih vrednosti torzijskih momentov m_{12} v obravnavani medetažni plošči, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011).....	67
Slika 59: Ovojnica maksimalnih projektnih osnih sil f_{11} v obravnavani medetažni plošči, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011).....	68
Slika 60: Ovojnica minimalnih projektnih osnih sil f_{11} v obravnavani medetažni plošči, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011).....	68
Slika 61: Ovojnica maksimalnih projektnih osnih sil f_{22} v obravnavani medetažni plošči, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011).....	68
Slika 62: Ovojnica minimalnih projektnih osnih sil f_{22} v obravnavani medetažni plošči, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011).....	69
Slika 63: Ovojnica maksimalnih projektnih strižnih sil f_{12} v obravnavani medetažni plošči, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011).....	69
Slika 64: Ovojnica minimalnih projektnih strižnih sil f_{12} v obravnavani medetažni plošči, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011).....	69
Slika 65: Potrebna količina spodnje vzdolžne armature v smeri osi X, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)	70
Slika 66: Potrebna količina spodnje vzdolžne armature v smeri osi Y, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)	71
Slika 67: Potrebna količina zgornje vzdolžne armature v smeri osi X, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)	71
Slika 68: Potrebna količina zgornje vzdolžne armature v smeri osi Y, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)	71
Slika 69: Slika deformirane oblike idealiziranega računskega modela obravnavane medetažne plošče, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)	74

Slika 70: Obravnavna AB stena v tlorisu (levo) in v pogledu (desno)	76
Slika 71: Obravnavani del AB stene z odprtinami: posamična stena X_{C1} in vezna greda S2.....	77
Slika 72: Razdelitev stene z odprtinami na posamične odseke za izpis obremenitev	77
Slika 73: Projektni upogibni momenti M_{Ed} (levo), prečne sile V_{Ed} (sredina) in osne sile N_{Ed} (desno) v delu stene z odprtinami za potresna projektna stanja	78
Slika 74: Potek projektnih tlačnih osnih sil v steni X_{C1} za potresna projektna stanja	80
Slika 75: Konstruiranje ovojnice projektnih prečnih sil za projektiranje v steni X_{C1}	81
Slika 76: Konstruiranje ovojnice projektnih upogibnih momentov za projektiranje v steni X_{C1}	82
Slika 77: Najmanjša debelina objetih robnih elementov (SIST EN 1998-1: 2005, slika 5.10)	83
Slika 78: Stena s prirobnico (SIST EN 1998-1: 2005, str. 85)	85
Slika 79: Stena s prirobnicama	85
Slika 80: Prečni prerez obravnavane stene X_{C1} v programu DIAS (Fischinger et al., 1999)	89
Slika 81: Interakcijska diagrama mejne osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza stene v kritičnem območju na višini 1,96 m (slika desno) ter na višini 4,5 m (slika levo), obremenjena z obremenitvami za potresna projektna stanja, DIAS (Fischinger et al., 1999).....	90
Slika 82: Interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza v levem krajišču prečke S2, DIAS (Fischinger et al., 1999).....	96
Slika 83: Prečne sile v gredah, določene s postopkom načrtovanja nosilnosti (SIST EN 1998-1:2005, slika 5.1)	98
Slika 84: Delitev plošče tipične etaže na pozicije za določitev spodnje armature.....	102
Slika 85: Delitev plošče tipične etaže na pozicije za določitev zgornje armature	104

1 UVOD

Cilj diplomske naloge je dimenzionirati tipične elemente armiranobetonske nosilne konstrukcije izbrane večetažne stavbe v Ljubljani. Nosilna konstrukcija obstoječe stavbe je bila načrtovana in projektirana po starih jugoslovanskih predpisih (JUS), medtem ko so v okviru diplomske naloge nosilni elementi projektirani po trenutno veljavnih evropskih standardih – Evrokod (EC).

Od 1.1.2008 je v skladu s pravilnikom o mehanski odpornosti in stabilnosti za območje Slovenije obvezna uporaba standardov Evrokod. Projektiranje po ostalih metodah je dovoljeno izključno takrat, ko je dokazana stopnja zanesljivosti vsaj tolikšna, kot je predpisujejo standardi. V tej nalogi se odločimo za projektiranje po Evrokodih ter na podlagi dobljenih izračunov ugotavljamo ustreznost nosilnih elementov.

Računsko analizo nosilne konstrukcije izvajamo z uporabo ustreznih idealiziranih računskih modelov konstrukcije, ki so izpostavljeni projektnim vplivom, tako da je nosilna konstrukcija projektirana po metodi mejnih stanj. Računske modele konstrukcije izdelamo s pomočjo ustreznih računalniških programov, ki temeljijo na metodi končnih elementov.

Diplomska naloga ima poleg uvoda še 8 poglavij. V drugem poglavju naloge podrobneje predstavimo obravnavano konstrukcijo. Geometrijske podatke, uporabljene v izračunih, povzamemo iz obstoječe projektne dokumentacije stavbe. Pri določitvi mehanskih karakteristik betona in armature izvedemo določene modifikacije trdnostnih razredov. V tretjem poglavju določimo značilne vplive, ki učinkujejo na obravnavano stavbo. Izračun lastne teže temelji na podatkih o dimenzijah in uporabljenih materialih iz projektne dokumentacije, medtem ko je koristna obtežba površin stavbe določena v odvisnosti od namembnosti. Analizirana je tudi navpična obtežba snega na strehi ter vpliv vetra na ovoj stavbe. Dodatno je predstavljen potresni vpliv. V četrtem poglavju predstavimo mejna stanja ter splošni zapis kombinacije vplivov za stalna in začasna ter potresna projektna stanja v mejnih stanjih nosilnosti ter kombinacije vplivov v mejnih stanjih uporabnosti. V petem poglavju predstavimo dva idealizirana računski modela in sicer ravninski model za ločeno analizo tipične medetažne nosilne konstrukcije stavbe ter prostorski računski model celotne nosilne konstrukcije stavbe za analizo lastnega nihanja oziroma za analizo vertikalnih nosilnih elementov konstrukcije. Zaradi torzijske podajnosti konstrukcije izvedemo ustrezno modifikacijo konstrukcijskega sistema obravnavane stavbe. V šestem poglavju prikazujemo dimenzioniranje vzdolžne armature v tipični medetažni plošči, v sedmem poglavju pa dimenzioniranje vertikalne in horizontalne armature v delu stene z odprtinami. V osmem poglavju je narejena primerjava med količinami vgrajene armature, odčitane iz obstoječe projektne dokumentacije, ter količinami potrebne armature iz predstavljenih analize po standardih Evrokod. Na koncu podajamo zaključke.

2 ONOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI

2.1 Opis konstrukcije

Nosilna konstrukcija obravnavane stavbe (slika 1) je bila dimenzionirana leta 2005 po JUS standardih. Zaključek gradnje prvega dela kompleksa, katerega del je tudi obravnavana stavba, pa je sledil v prvi polovici leta 2008. V okviru diplomske naloge bomo nosilno konstrukcijo stavbe analizirali in dimenzionirali v skladu s standardi Evrokod. Pri tem bomo privzeli obstoječo arhitekturo, razporeditev in dimenzije konstrukcijskih elementov, dodatno pa preverili ustreznost konstrukcijskim pogojem. V kolikor dimenzije nosilnih elementov v fazi dimenzioniranja ne bodo ustrezale pogojem iz standardov, bomo le-te ustrezno spremenili.



Slika 1: Tehnološki park, obravnavana stavba se nahaja zadaj levo (Tehnološki park Ljubljana, 2011)

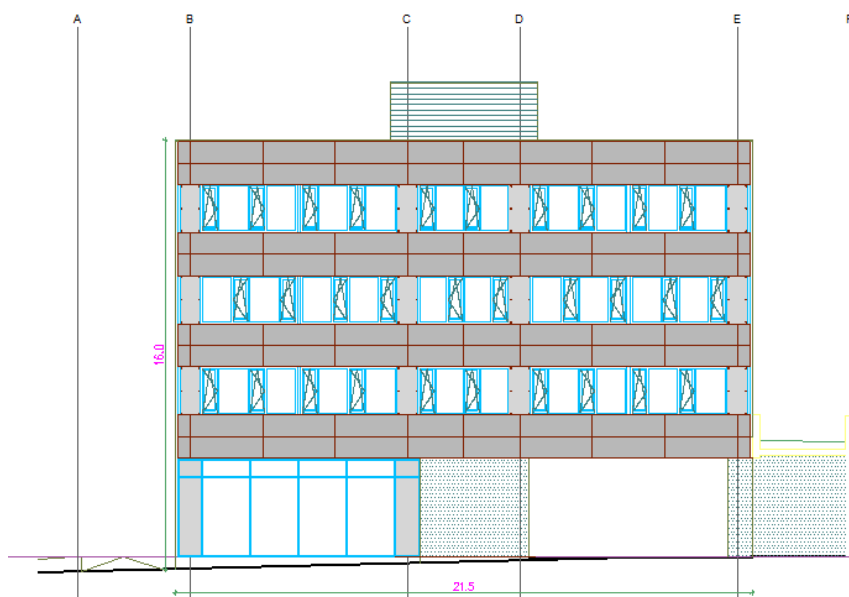
Celoten kompleks Tehnološkega parka Brdo je sestavljen iz dveh med seboj ločenih sklopov objektov. V prvem sklopu so objekti z oznako F1/2, F2/b, F3 in F4, obravnavana stavba, imenovana F13/1, pa je večnadstropni poslovni objekt iz drugega sklopa treh objektov F13/1, F13/2, F13/3. Obravnavani objekt je od drugih dveh objektov v sklopu ločen z dilatacijo, zato se ga lahko obravnava ločeno. Poleg pritličnih prostorov (v nadaljevanju PT) vsebuje objekt še dva kletna prostora (KT1 in KT2), 3 etaže (ND1, ND2 ter ND3) ter strojnico na vrhu strehe (ST). V kletnih prostorih ter delu pritličja se nahajajo parkirni prostori, medtem ko se površine etaž uporabljajo za pisarniške prostore.

Nosilna konstrukcija obravnavane stavbe je armiranobetonska. V kletnih etažah so uporabljene armiranobetonske stene, nadzemni del pa je mešan stenasto-okvirni, saj imamo na zunanjem robu konstrukcije nosilne stebre, v notranjosti pa je nosilno jedro iz sten. Glavni raster v vzdolžni smeri je 8,10 m, v prečni smeri pa so osi izmenično postavljene na 4,2 ter 8,1 m. V oseh rastra so postavljeni stebri, ki so v višini etaž med seboj povezani z gredami v vzdolžni smeri, med tem ko so stene nekoliko izmaknjene iz osi.

Vertikalna obtežba s strehe ter z medetažnih konstrukcij se preko armiranobetonskih sten ter okvirov prenaša na armiranobetonske temelje ter temeljna tla. Dopustna nosilnost tal je $q_{dop} = 450$ kPa.

Horizontalne sile zaradi vpliva potresa ter vetra se preko plošč, ki delujejo kot vodoravna diafragma, prenašajo na vertikalne nosilne elemente.

Zunanje dimenzije objekta ND1, ND2 ter ND3 so 42,1 m × 22 m, zunanje dimenzije strojnice pa so 18,5 m × 5,5 m. Fasado objekta prikazujemo na sliki 2 in sliki 3.



Slika 2: Severozahodna fasada obravnavane stavbe F13/1, Tehnološki park Brdo



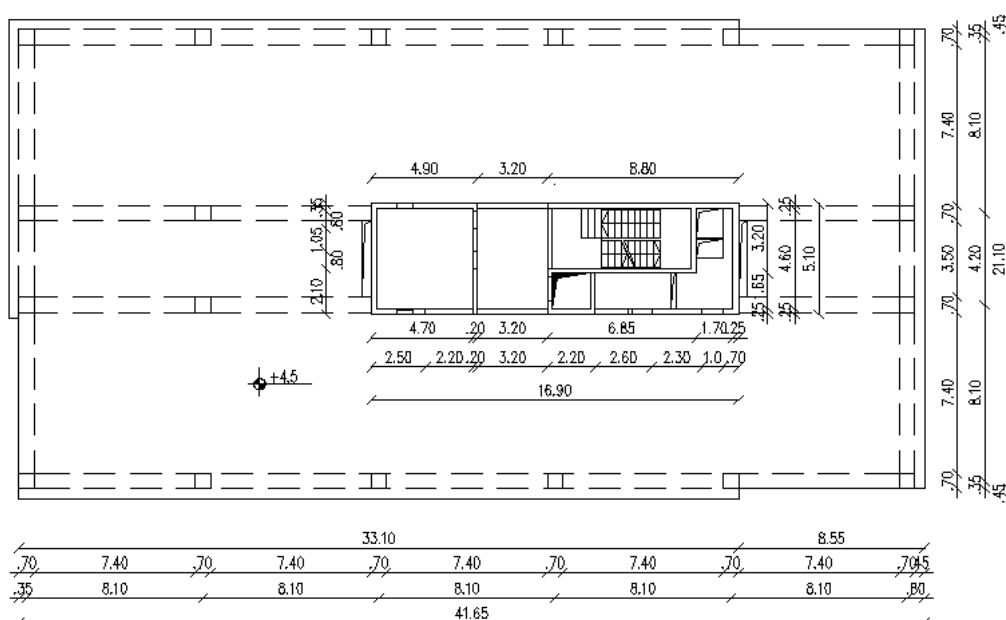
Slika 3: Severovzhodna fasada obravnavane stavbe F13/1, Tehnološki park Brdo

2.2 Arhitektura

Pri geometriji konstrukcije uporabljamo mere, določene v projektu. V točki 2.2.1 so prikazujemo tlorisne skice posameznih nadstropij, v točki 2.2.2 pa vzdolžni ter prečni prerez obravnavane stavbe.

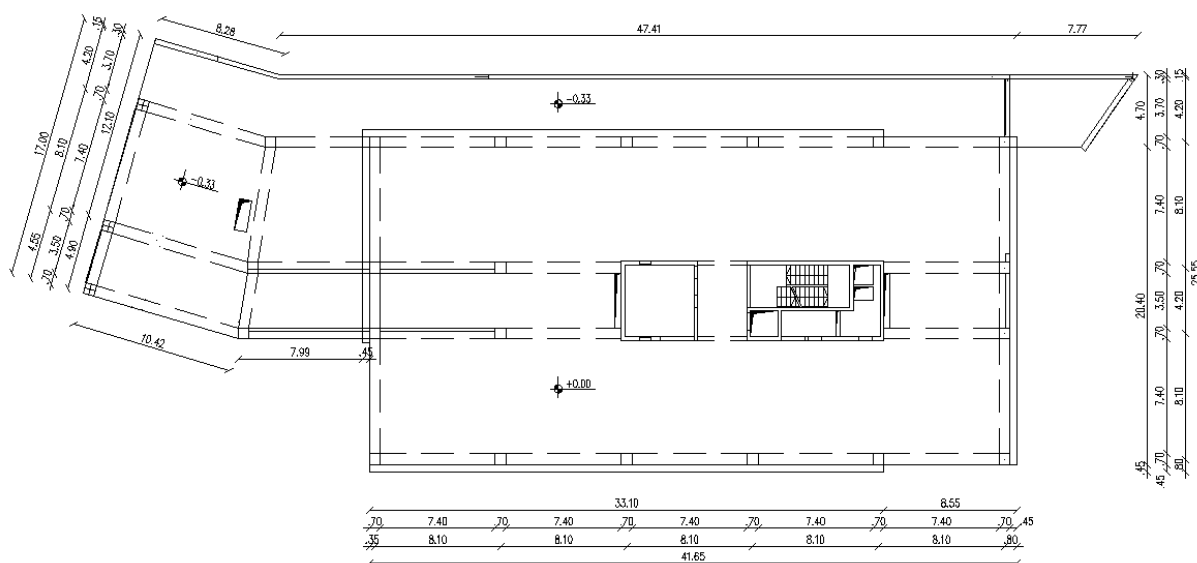
2.2.1 Tlorisne skice

Na sliki 4 je prikazan tloris ND1, ND2 ter ND3. Tlorisne dimenzije stavbe so 42,1 m × 22 m. Strešna ter medetažne armiranobetonske plošče so debeline 22 cm, znotraj stenastega jedra pa 16 cm. Stebri so v vseh etažah kvadratnega prečnega prereza z dimenzijo stranice 70 cm, stene pa so debeline 25 oziroma 20 cm.



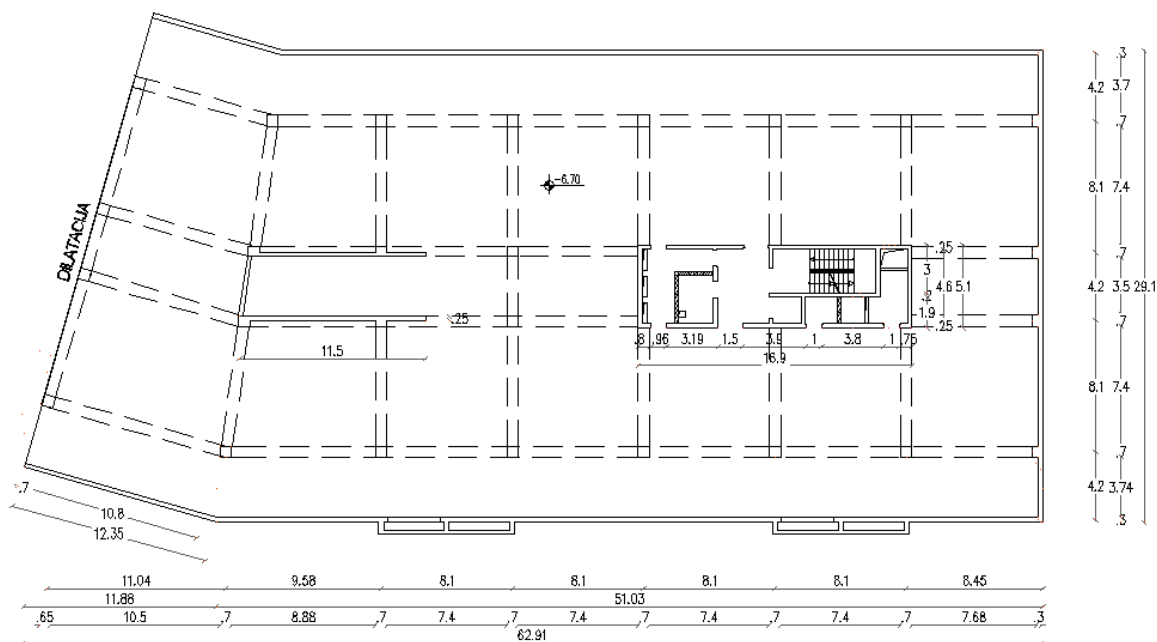
Slika 4: Tloris ter razporeditev AB sten in stebrov v 1., 2. in 3. nadstropju

Osrednji del pritličja stavbe je prav tako tlorisnih dimenzij 42,1 m × 22 m. Dodatno pa je pritlični del stavbe povečan za del na jugovzhodni strani, namenjen parkirnim prostorom, ter za smetarnico, ki se nahaja na severozahodni strani stavbe. Tlorisno sliko pritličja prikazujemo na sliki 5.



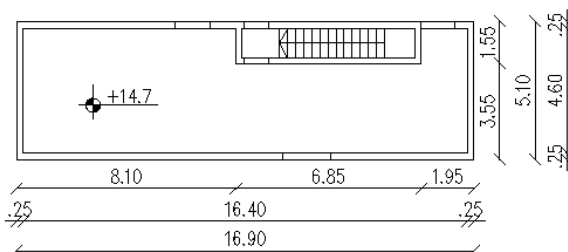
Slika 5: Tloris ter razporeditev AB sten in stebrov v pritličju

Dimenzije pravokotnega dela tlorisa kletnih etaž KT1 in KT2 so $29,1 \times 47,41$ m. Dodatno je klet na jugovzhodni strani stavbe pod kotom 16° glede na vzdolžno os stavbe povečana za del, namenjen parkirnim prostorom in prehodu v stavbo F13/2. Armiranobetonska plošča med pritličjem in etažo KT1 je debeline 25 cm, med etažo KT1 in KT2 pa 22 cm. Dimenzije sten in stebrov, ki potekajo neprekinjeno od vrha stavbe do temeljev, so enake kot v nadstropjih nad terenom. V kletnih etažah potekajo po obodu stavbe stene debeline 30 cm. Tloris kletne etaže prikazujemo na sliki 6.



Slika 6: Tloris ter razporeditev AB sten in stebrov v 1. in 2. kletni etaži

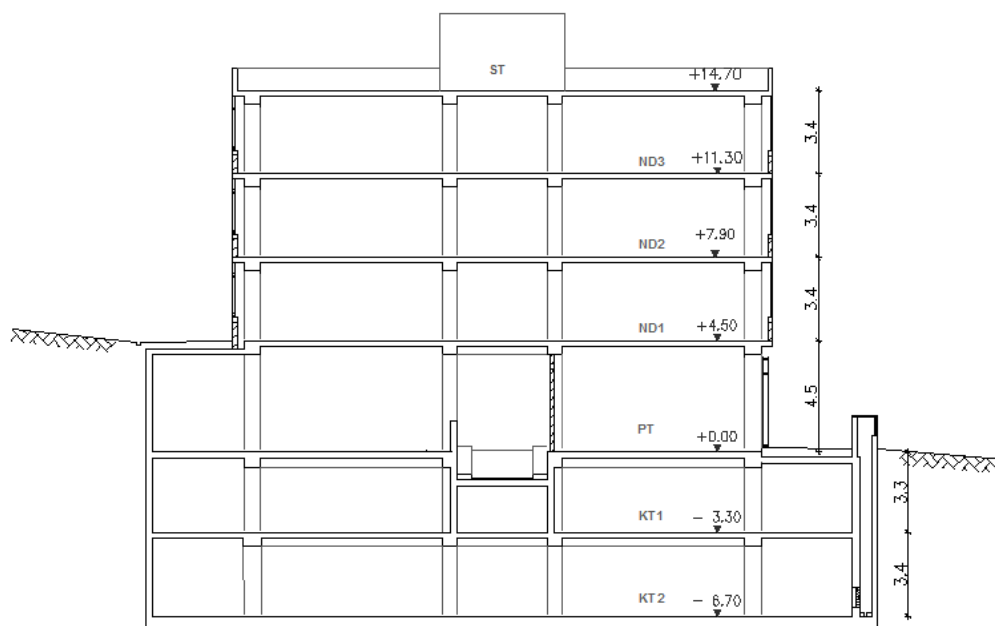
Na sliki 7 prikazujemo še tloris strojnice, ki je dimenzij $16,9 \text{ m} \times 5,1 \text{ m}$. Strešna armiranobetonska plošča strojnice je debeline 16 cm, stene pa so debeline 25 cm.



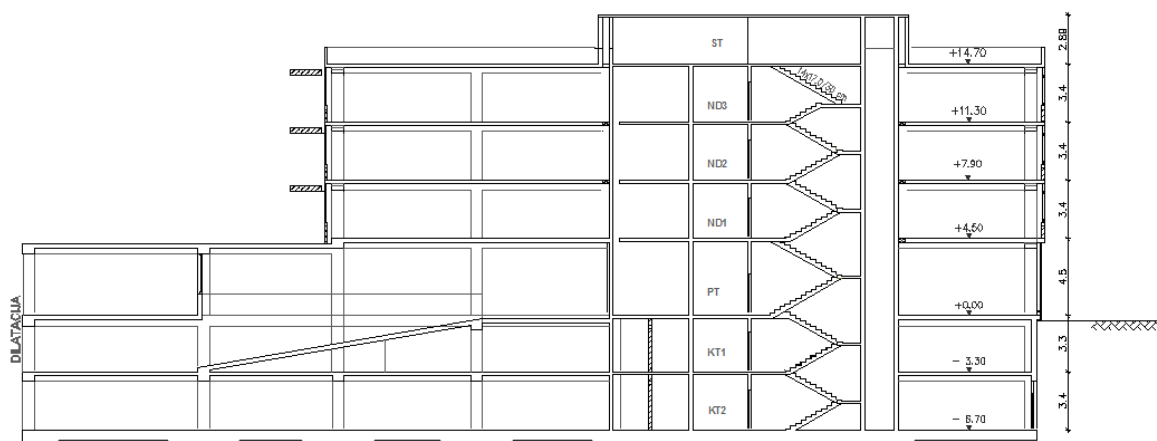
Slika 7: Tloris ter razporeditev AB sten strojnice

2.2.2 Prečna prereza

Na sliki 8 in 9 prikazujemo prečni in vzdolžni prerez obravnavane stavbe z razporeditvijo etaž nad terenom in pod njim. Prerezi posameznih medetažnih konstrukcij so podrobneje predstavljeni v poglavju 3.1.



Slika 8: Prečni prerez obravnavane stavbe



Slika 9: Vzdolžni prerez obravnavane stavbe

Višine posameznih etaž obravnavane stavbe prikazujemo v preglednici 1.

Preglednica 1: Višine ter kote posameznih etaž

Etaža	Kota etaže [m]	Višina etaže [m]
2. klet KT2	-6,7	3,4
1. klet KT1	-3,3	3,3
Pritličje PT	0	4,5
1. nadstropje ND1	4,5	3,4
2. nadstropje ND2	7,9	3,4
3. nadstropje ND3	11,3	3,4
4. nadstropje ST	14,7	3,0

2.3 Materiali

2.3.1 Beton

V obstoječi projektni dokumentaciji je beton razvrščen v trdnostne razrede še po starih predpisih JUS. Marka betona (MB) je določena na podlagi tlačne trdnosti 28 dni starega betona, izmerjene na kocki z robom 20 cm. V standardu Evrokod so uvedene nove oznake, kjer je trdnosti razred označen kot npr. C30/37, kjer prva številka označuje karakteristično tlačno trdnost 28 dni starega betona, izmerjeno na vzorcu valjaste oblike 15/30 cm, druga pa trdnost, izmerjeno na kocki z robom 15 cm. Tako po JUS-u kot po Evrokodu so tlačne trdnosti izražene v N/mm² oziroma v MPa.

Tako betonom trdnostih razredov MB30 in MB40, navedenih v projektu, glede na primerljive mehanske karakteristike priredimo trdnostna razreda C25/30 oziroma C30/37, ki sta skladna z Evrokodi.

V preglednici 2 podajamo mehanske karakteristike betonov obeh trdnostnih razredov v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1:2005.

Preglednica 2: Mehanske karakteristike betona trdnostnega razreda C25/30 in C30/37

Marka betona	MB 30	MB 40
Primerljiv trdnostni razred po EC	C25/30	C30/37
f_{ck}	2,5 kN/cm ²	3,0 kN/cm ²
f_{cm}	3,3 kN/cm ²	3,8 kN/cm ²
f_{ctm}	0,26 kN/cm ²	0,29 kN/cm ²
E_{cm}	3100 kN/cm ²	3300 kN/cm ²
ν	0,2	0,2
γ_c	25 kN/m ³	25 kN/m ³

V preglednici 2 je f_{ck} karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona, izmerjena na valju, f_{cm} srednja vrednost tlačne trdnosti betona, določena na valju, f_{ctm} srednja vrednost osne natezne trdnosti betona, E_{cm} sekantni modul elastičnosti betona, ν Poissonov količnik ter γ_c prostorninska teža betona.

2.3.2 Jeklo za armiranje

V obstoječi projektni dokumentaciji obravnavanega objekta so bile uporabljene rebraste armaturne palice trdnostnega razreda RA 400/500 z mejo elastičnosti $f_y = 400$ MPa in natezno trdnostjo $f_u = 500$ MPa. To bi bilo po standardih Evrokod ekvivalentno trdnostnemu razredu S400. V nekaterih nosilnih elementih so bile uporabljene palice in stremena trdnostnega razreda BSt 500S (A) z mejo elastičnosti $f_y = 500$ MPa in porušno deformacijo 16 %. Po standardih Evrokod je to ekvivalentno jeklu za armiranje trdnostnega razreda S 500 A.

Uporabljene so bile tudi armaturne mreže iz gladke žice trdnostnega razreda MAG 500/560z mejo elastičnosti 500 MPa ter natezno trdnost 560 MPa. Gladkih armaturnih mrež se po standardih Evrokod ne vgrajuje več, zato namesto gladkih mrež v analizi uporabimo rebraste armaturne mreže s podobnimi mehanskimi karakteristikami.

V preglednici 3 podajamo še mehanske karakteristike jekla za armiranje, ki jih bomo uporabili v analizi in so v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1:2005.

Preglednica 3: Mehanske karakteristike jekla za armiranje trdnostnega razreda S400 in S500

Jeklo	RA 400/500	BSt 500 A
Primerljiv trdnostni razred po EC	S400	S500
f_{yk}	40 kN/cm ²	50 kN/cm ²
f_{tk}	40 kN/cm ²	50 kN/cm ²
E_s	20000 kN/cm ²	20000 kN/cm ²
γ_s	78,5 kN/m ³	78,5 kN/m ³

V preglednici 3 je f_{yk} karakteristična meja elastičnosti armature, f_{tk} karakteristična natezna trdnost armature, E_s projektna vrednost modula elastičnosti jekla za armiranje ter γ_s prostorninska teža jekla.

2.3.3 Krovni sloj betona

Da izpolnimo pogoj trajnosti betonskih objektov, moramo zagotoviti ustrezno protikorozijsko zaščito jeklene armature. Le-ta je odvisna od gostote in kakovosti krovnega, ki ju določimo z vodo-cementnim razmerjem ter količino cementa in od debeline sloja betona.

Krovni sloj betona je razdalja od površine armature, ki je najbližja betonski površini, do te betonske površine (SIST EN 1992-1-1:2005). Nazivni krovni sloj c_{nom} določimo kot vsoto najmanjšega krovnega sloja c_{min} ter dovoljenega projektnega odstopanja Δc_{dev} (enačba 4.1, člen 4.4.1.1(2)P, SIST EN 1992-1-1:2005):

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

Z najmanjšo debelino krovnega sloja zagotovimo varen prenos sidrnih sil, zaščito jekla proti koroziji ter ustrezno požarno odpornost. Pri tem da je za določitev le-tega potrebno upoštevati večjo izmed vrednosti, ki sta potrebni glede na zahtevi sprijemnosti, ter pogojev okolja (enačba 4.2, člen 4.4.1.2, SIST EN 1992-1-1:2005):

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

kjer so $c_{min,b}$ najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve sprijemnosti, $c_{min,dur}$ najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja, $\Delta c_{dur,\gamma}$ dodatni varnostni sloj, $\Delta c_{dur,st}$ zmanjšanje debeline krovne plasti pri uporabi nerjavnega jekla in $\Delta c_{dur,add}$ zmanjšanje debeline krovne plasti pri uporabi dodatne zaščite.

Najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve sprijemnosti je za posamično razvrščene palice (preglednica 4.2, člen 4.4.1.2, SIST EN 1992-1-1:2005)

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

razen v primeru, če je nazivni premer največjega zrna agregata večji od 32 mm, ko se vrednost $c_{min,b}$ poveča za 5 mm.

Najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja je določena na podlagi preglednice 4.4N, člen 4.4.1.2, SIST EN 1992-1-1:2005. Le ta je določena na podlagi razvrstitve v ustrezni razred izpostavljenosti in razred konstrukcije.

Po členih 4.4.1.2 (6), 4.4.1.2 (7), 4.4.1.2 (8) in njihovih opombah v nacionalnem dodatku SIST EN 1992-1-1:2005 so dodatni varnosti sloj $\Delta c_{dur,\gamma}$, zmanjšanje debeline krovne plasti pri uporabi nerjavnega jekla $\Delta c_{dur,st}$ in zmanjšanje debeline krovne plasti pri uporabi dodatne zaščite $\Delta c_{dur,add}$ enaki 0 mm. Zaradi odstopanja je Δc_{dev} , po členu 4.4.1.3 (1)P in opombi v nacionalnem dodatku, 10 mm.

Izračunamo krovni sloj betona za konstrukcijo z življenjsko dobo 50 let, uvrščeno v razred S4. Glede na vrsto okolja konstrukcija spada v razred XC1, ki ustreza betonu z nizko vlažnostjo zraka. Glede na obstoječi projekt predvidimo, da premer posamezne armaturne palice ni večji od 14 mm in bo torej po enačbi 2.3

$$c_{min,b} = \phi_{palice} = 14 \text{ mm.}$$

V skladu s preglednico 4.4N, glede na uvrstitev konstrukcije v razreda S4 in XC1 razberemo, da je $c_{min,dur}$:

$$c_{min,dur} = 10 \text{ mm.}$$

Ob upoštevanju enačbi 2.2, je torej debelina krovne sloja

$$c_{min} = \max\{14; 10 + 0 - 0 - 0; 10\} = 14 \text{ mm.}$$

Nominalna debelina krovne sloja c_{nom} je po en 2.1

$$c_{nom} = 14 + 10 = 24 \text{ mm.}$$

Oddaljenost težišča spodnje armature od spodnjega robu prereza, pri oceni, da je premer palice 14 mm

$$a_{potr} = c_{nom} + 1,5 \cdot \phi_{palice} = 24 + 1,5 \cdot 14 = 45 \text{ cm}$$

Statična višina tipične medetažne plošče debeline 22 cm pa je torej

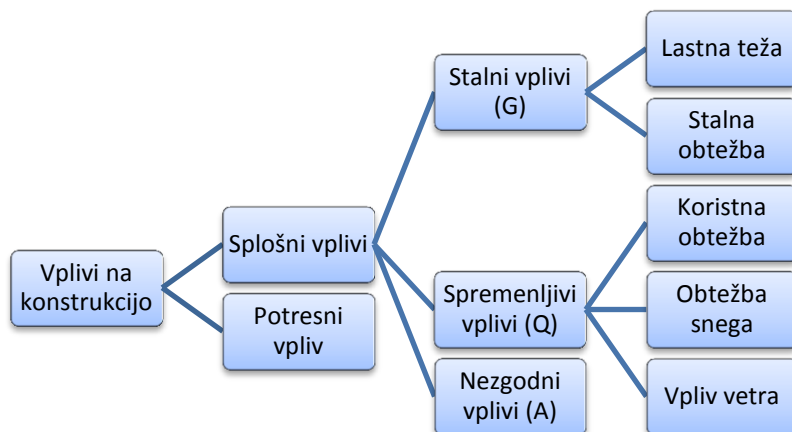
$$d = h - a_{potr} = 22 - 4,5 = 17,5 \text{ cm}$$

Statična višina tipične medetažne plošče debeline 16 cm pa je

$$d = h - a_{potr} = 16 - 4,5 = 11,5 \text{ cm}$$

3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

Glede na časovno spremenljivo delovanje vplivov na konstrukcijo ločimo stalne vplive G in spremenljive vplive Q . Med stalne vplive uvrstimo lastno težo konstrukcije in težo pritrjene opreme, med spremenljive vplive pa koristno obtežbo stropov, obtežbo snega na strehi ter obtežbo vetra na ovoj stavbe. Poleg stalnih in spremenljivih vplivov pa na konstrukcijo delujejo tudi nezgodni vplivi ter dodatno tudi potresni vpliv (SIST EN 1990-1-1: 2004, 4.1.1). Vse upoštevane vplive prikazujemo na sliki 10.

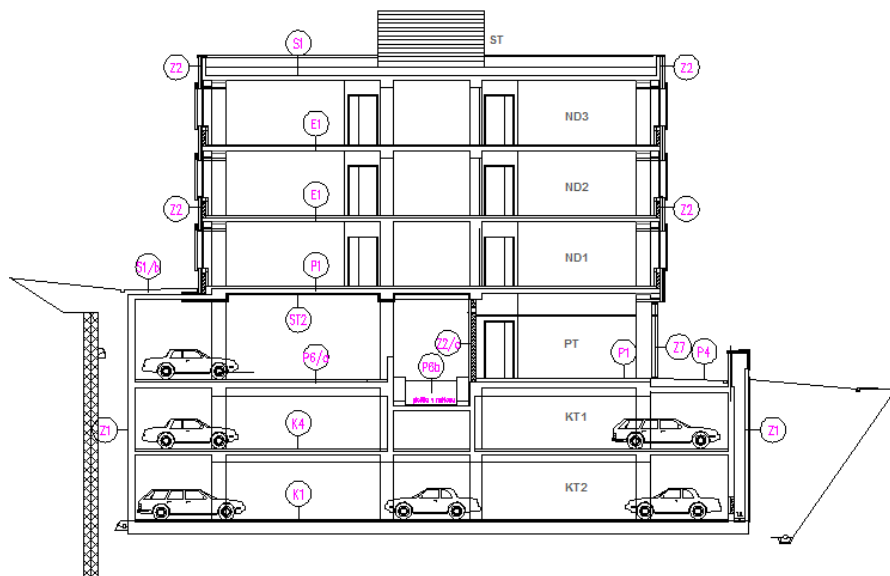


Slika 10: Vplivi, ki učinkujejo na stavbo

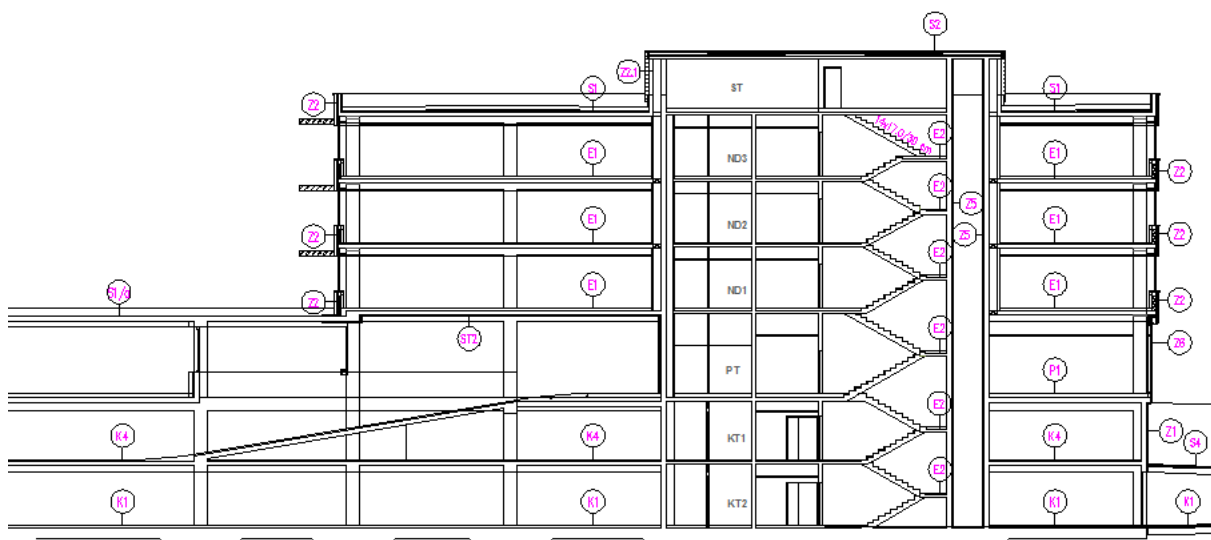
3.1 Lastna teža in stalna obtežba

Lastna teža je stalni nepomični vpliv. Na konstrukcijo učinkuje med celotno življenjsko dobo in se v večini primerov v tem času ne spreminja oziroma so spremembe zanemarljive. Med stalno obtežbo uvrščamo lastno težo konstrukcije kot tudi težo različnih nekonstrukcijskih delov. V večini primerov je predstavljena z eno karakteristično vrednostjo, ki se izračuna iz nazivnih mer in karakterističnih vrednosti prostorninske teže. Med nekonstrukcijske elemente skladno s standardom SIST EN 1991-1-1:2004, člen 5.1 uvrščamo kritino, obloge in opaže, nekonstrukcijske predelne stene (razen v primerih lahkih predelih sten, ki jih upoštevamo kot dodatno koristno obtežbo), podlage, stopniščne ograje, varnostne pregrade, parapete in robnike, obloge sten, obešene stropne, toplotno izolacijo, pritrjene naprave in napeljave.

Stalno obtežbo obravnavane konstrukcije izračunamo za vsak nosilni element posebej. Pozicijo nosilnega elementa ter prečni prerez prikazujemo na slikah 11 in 12, vrednosti obtežb pa v preglednicah od 4 do 17.



Slika 11: Pozicije nosilnih elementov v prečnem prerezu obravnavane stavbe



Slika 12: Pozicije nosilnih elementov v vzdolžnem prerezu obravnavane stavbe

3.1.1 Horizontalni nosilni elementi

Preglednica 4: Ravna pohodna streha (S1)

Material	Debelina [cm]	Spec. prost. teža [kN/m ³]	Lastna teža konstr. [kN/m ²]
Pran prodec 16-32	8	18	1,44
Ekstrudiran polistiren	8	0,5	0,04
Polimer – bitum. izolacija	1	12	0,12
Ekspandirani polistiren	12	0,33	0,04
Naklonski beton	8	24	1,92
Armiranobetonska plošča	22	25	5,5
Skupaj	59		9,06

Preglednica 5: Tipična medetažna stropna konstrukcija (E1)

Material	Debelina [cm]	Spec. prost. teža [kN/m ³]	Lastna teža konstr. [kN/m ²]
Panelni parket	1,3	7,7	0,1
Armiran betonski estrih	8	22	1,76
Ekspandirani polistiren	2	0,5	0,01
Armiranobetonska plošča	22	25	5,5
Skupaj	33,3		7,37

Preglednica 6: Talna plošča (K1)

Material	Debelina [cm]	Spec. prost. teža [kN/m ³]	Lastna teža [kN/m ²]
Pol. mikroarmirani beton	7,5	22	1,65
Polimer – bitum. izolacija	0,5	12	0,06
Armiranobetonska talna plošča	15	25	3,75
Skupaj	23		5,46

Preglednica 7: Strop nad kletno etažo KT2 (K4)

Material	Debelina [cm]	Spec. prost. teža [kN/m ³]	Lastna teža konstr. [kN/m ²]
Pol. mikroarmiran beton	8	22	1,76
Armiranobetonska plošča	22	25	5,5
Skupaj	30		7,26

Preglednica 8: Pritličje (P1)

Material	Debelina [cm]	Spec. prost. teža [kN/m ³]	Lastna teža konstr. [kN/m ²]
Poliran granit	2	28	0,56
Cement – akrilatno lepilo	1	12	0,12
Armiran betonski estrih	8,5	22	1,87
Ekspandirani polistiren	8	0,375	0,03
Armiranobetonska plošča	25	25	6,25
Skupaj	44,5		8,83

Preglednica 9: Strop nad strojnico (S2)

Material	Debelina [cm]	Spec. prost. teža [kN/m ³]	Lastna teža konstr. [kN/m ²]
Polimer – bitum. izolacija	1	12	0,12
Lesen, impregniran opaž	2,5	6	0,15
Mineralna volna	10	1,5	0,15
Gips – vlakninske plošče	1,25	12	0,15
Armiranobetonska plošča	22	25	5,5
Skupaj	36,75		6,07

Preglednica 10: Ploščad pred vhodom v stavbo, ki je del stropa kletne etaže KT1 (P4)

Material	Debelina [cm]	Spec. prost. teža [kN/m ³]	Lastna teža [kN/m ²]
Prefabricirane betonske plošče	4	24	0,96
Polimeriziran lepilni beton	3	22	0,66
Betonski estrih	8	22	1,76
Pran prodec	15	18	2,7
Hidroizolacija	0,75	12	0,09
Naklonski beton	3	24	0,72
Armiranobetonska plošča	25	25	6,25
Skupaj	58,75		13,14

Preglednica 11: Cestišče, ki je del ploščadi v pritličju (P6)

Material	Debelina [cm]	Spec. prost. teža [kN/m ³]	Lastna teža konstr. [kN/m ²]
Liti asfalt	3	22	0,66
Betonski estrih	8	22	1,76
Pran prodec	17	18	3,06
Hidroizolacija	0,75	12	0,09
Naklonski beton	9	24	2,16
Armiranobetonska plošča	25	25	6,25
Skupaj	62,75		13,98

Preglednica 12: Stopnišča (E2)

Material	Debelina [cm]	Spec. prost. teža [kN/m ³]	Lastna teža konstr. [kN/m ²]
Poliran granit	2	28	0,56
Cement – akrilatno lepilo	1	12	0,12
Armiran betonski estrih	6,5	22	1,43
Ekspandiran polistiren	2	0,5	0,01
Armiranobetonska plošča	22	25	7
Skupaj	33,5		9,12

Preglednica 13: Strop nad odprto garažo v pritličju (ST1)

Material	Debelina [cm]	Spec. prost. teža [kN/m ³]	Lastna teža konstr. [kN/m ²]
Mineralna volna	10	1,5	0,15
Gips – vlakninske plošče	1,25	12	0,15
Nosilna konstrukcija stropa			0,15
Skupaj	11,25		0,45

3.1.2 Vertikalni nosilni elementi

Preglednica 14: Tipična zunanja fasadna stena (Z2 tip A)

Material	Debelina [cm]	Spec. prost. teža [kN/m ³]	Lastna teža konstr. [kN/m ²]
ESAL plošče	0,8	0,3	0,01
Mineralna volna	12	1,5	0,18
Armiranobetonska stena	30	25	7,5
Skupaj	42,8		7,68

Preglednica 15: Tipična zunanja fasadna stena (Z2 tip B)

Material	Debelina [cm]	Spec. prost. teža [kN/m ³]	Lastna teža konstr. [kN/m ²]
DOMICO plošče	3	0,3	0,01
Mineralna volna	12	1,5	0,18
Armiranobetonska stena	30	25	7,5
Skupaj	45		7,69

Preglednica 16: Tipična kletna vkopana stena (Z1)

Material	Debelina [cm]	Spec. prost. teža [kN/m ³]	Lastna teža konstr. [kN/m ²]
Zaščita hidroizolacije	4	0,5	0,02
Polimer – bitum. izolacija	0,5	12	0,06
Armiranobetonska stena	30	25	7,5
Skupaj	34,5		7,58

Preglednica 17: Stena prezračevalnega jaška po celotni višini konstrukcije (Z5)

Material	Debelina [cm]	Spec. prost. teža [kN/m ³]	Lastna teža konstr. [kN/m ²]
Mineralna volna	5	1,6	0,08
Gips – kartonske plošče	1,25	12	0,15
Gips – kartonske plošče	1,5	12	0,18
Gips – kartonske plošče	2,5	12	0,3
Armiranobetonska stena	30	25	7,5
Pocinkani profili			0,25
Skupaj	40,25		8,46

3.2 Koristna obtežba

Koristna obtežba je spremenljivi pomični vpliv. Pri analizi stropov jo moramo razporediti tako, da povzroča najbolj neugoden učinek vpliva. Karakteristične vrednosti koristne obtežbe določimo v skladu s standardom SIST EN 1991-1-1:2004 glede na namembnost površin. Pri tem površine uvrstimo v kategorije uporabe od A do K.

V preglednici 18 prikazujemo vrednost koristne obtežbe za površine obravnavane stavbe glede na namembnost (glej SIST 1991-1-1: 2004, preglednica 6.2).

Preglednica 18: Karakteristične vrednosti koristne obtežbe za površine obravnavane stavbe

Kategorija uporabe površine	q_k [kN/m ²]
Pisarne (B)	3,0
Stopnice (A)	3,0
Nepohodna streha (H)	0,4
Prometne in parkirne površine (F)	2,5
Prometne in parkirne površine (G)	5,0

Površino garaž uvrstimo v kategorijo F, ki zajema prometne in parkirne površine, namenjene lahkim vozilom s skupno težo manjšo ali enako 30 kN ter z manj kot 8 sedežev brez voznika. Dostopne poti ter dostavne površine, na katere je mogoč dovoz gasilskih vozil, pa uvrstimo v kategorijo G, ki zajema prometne in parkirne površine za srednje težka vozila, s skupno težo večjo od 30 kN in manjšo od 160 kN (glej SIST EN 1991-1-1: 2004, preglednica 6.7).

V garažah in površinah za promet z vozili uporabimo model obtežbe s koncentriranim osnim pritiskom Q_k , ki predstavlja posamezno os z merami na razdalji 1,8 m. Osní pritisk deluje na mestu kjer povzroči najbolj neugoden učinek, na stranici s kvadratom 100 mm za kategorijo F, ter 200 mm za kategorijo G (glej SIST EN 1991-1-1: 2004, člen 6.3.3.2).

Težo premičnih predelnih sten z lastno težo, manjšo od 3 kN/m, lahko upoštevamo z nadomestno enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo q_k , ki jo prištejemo koristni obtežbi tal, in sicer (glej SIST EN 1991-1-1:2004, člen 6.3.1.2(8)):

$$G_{\text{stene}} \leq \begin{cases} 1,0 \text{ kN/m}; & q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2 \\ 2,0 \text{ kN/m}; & q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2 \\ 3,0 \text{ kN/m}; & q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \quad (3.1)$$

V obravnavani stavbi so vgrajene predelne stene različnih tipov z lastno težo med 2,0 in 3,0 kN/m. Tako znaša nadomestna enakomerno porazdeljena ploskovna obtežba $q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$.

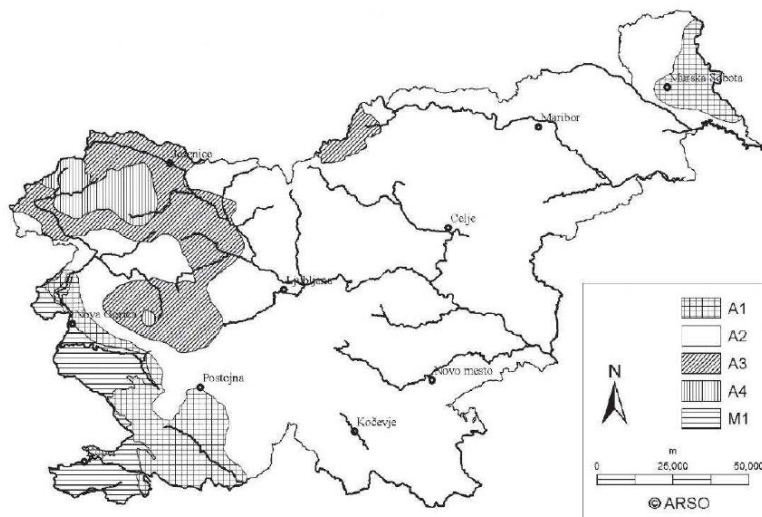
3.3 Obtežba snega

Obtežbo snega upoštevamo kot spremenljivo nepomično obtežbo. Mogoči sta dve razporeditvi snega in sicer obtežba nenakopičenega ter obtežba nakopičenega snega (glej SIST EN 1991-1-3: 2004, 5.2.(1)).

Obtežbo snega na strehi za trajna/začasna projektna stanja izračunamo z izrazom (SIST EN 1991-1-3: 2004, 5.2.(3)P)

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

kjer je μ_i oblikovni koeficient obtežbe snega, C_e je koeficient izpostavljenosti, C_t je toplotni koeficient, s_k pa je karakteristična obtežba snega na tleh. Slednjo določimo na podlagi podnebne regije v odvisnosti od cone in nadmorske višine A , v kateri se nahaja obravnavana stavba (glej sliko 13).



Slika 13: Cone za določitev karakteristične obtežbe snega na tleh za območje Slovenije (SIST EN 1991-1-3:2004/A101: 2008, str. 4)

Stavba se nahaja v Ljubljani, to je v coni A2, za katero velja izraz (SIST EN 1991-1-3: 2004/A101: 2008, str. 4):

$$s_k = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right]. \quad (3.3)$$

Za običajno izpostavljen teren je vrednost koeficienta C_e kar enaka 1,0 (glej SIST EN 1991-1-3: 2004, preglednice 5.1). S toplotnim koeficientom upoštevamo zmanjšanje obtežbe snega pri strehah z veliko toplotno prevodnostjo. Pri obravnavani stavbi upoštevamo $C_t = 1,0$. Za primer ravne strehe ima oblikovni koeficient μ_i vrednost 0,8 (SIST EN 1991-1-3: 2004, Preglednice 5.2). Vrednost obtežbe snega na tleh oziroma na strehi obravnavane stavbe je torej

$$s_k = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{305}{728} \right)^2 \right] = 1,52,$$

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,52 = 1,22 \text{ kN/m}^2.$$

Člen 5.2.(6) v standardu SIST EN 1991-1-3:2004 določa, da v primerih, ko sneg in led lahko preprečita odtok vode s strehe, moramo upoštevati 50% povečanje obtežbe snega zaradi zastajanja vode, ki nastane kot posledica oblike strehe ali dvignjenih robov. Za streho obravnavane stavbe, ki je zaključena z dvignjenim robom tako velja povečanje obtežbe snega:

$$s = 1,5 \cdot 1,22 = 1,82 \text{ kN/m}^2.$$

Za strehe, ki mejijo na višje objekte, moramo v skladu s členom 5.3.6 iz standarda SIST EN 1991-1-3:2004 izračunati povečano obtežbo snega tik ob višjem objektu zaradi možnosti zdrsa snega z višje

strehe ter zaradi vpliva vetra. V primeru, da sta tako višja kot nižja streha ravni, je oblikovni koeficient obtežbe snega zaradi zdrsa snega z višje strehe μ_s enak nič, oblikovni koeficient obtežbe snega zaradi vpliva vetra pa je:

$$\mu_w = \frac{(b_1 + b_2)}{2} \cdot h \leq \gamma \frac{h}{s_k} \quad (3.4)$$

Pri tem je b_1 dolžina in h višina višje strehe (pri obravnavani stavbi je to strojnica), b_2 pa je dolžina nižjega dela strehe (glej sliko 14). γ je prostorninska teža snega in je 2 kN/m^3 . Dolžino snežnega nanosa izračunamo z izrazom:

$$l_s = 2 \cdot h = 2 \cdot 3 = 6 \text{ m.} \quad (3.5)$$

Skladno z Nacionalnim dodatkom sta vrednosti μ_w in l_s omejeni:

$$0,8 \leq \mu_w \leq 4 \text{ in} \quad (3.6)$$

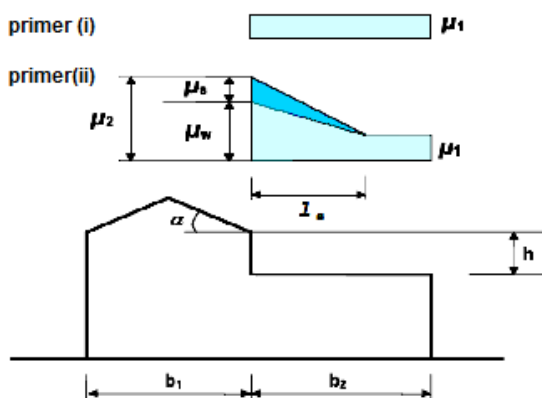
$$5 \leq l_s \leq 15 \quad (3.7)$$

Vrednost oblikovnega koeficienta obtežbe snega μ_2 za del strehe, ki meji na višje objekte, in ga določimo kot vsoto oblikovnih koeficientov μ_s in μ_w (op.: $\mu_s = 0$), je v prečni smeri objekta enaka $\mu_2 = 3,67$, dolžina nanosa pa je $l_s = 5,58 \text{ m}$. Obtežba snega je največja ob robu višjega objekta in jo izračunamo z izrazom:

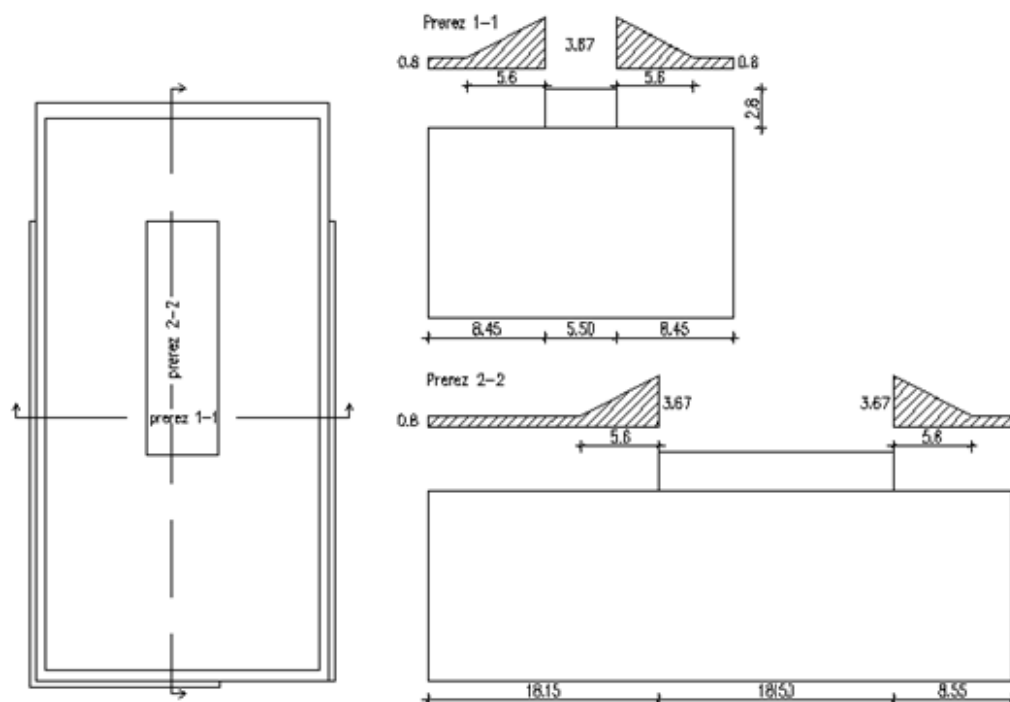
$$s = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (3.8)$$

$$s = 3,67 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,52 = 5,58 \text{ kN/m}^2$$

Vrednost oblikovnega koeficienta obtežbe snega μ_2 je tudi v vzdolžni smeri objekta enaka $\mu_2 = 3,67$ in z dolžino nanosa $l_s = 5,58 \text{ m}$ ter z največjo obtežbo snega tik ob strojnici $s = 5,58 \text{ kN/m}^2$ (glej sliko 15).



Slika 14: Oblikovni koeficient obtežbe snega za strehe, ki mejijo na višje objekte (SIST EN 1991-1-3: 2004, slika 5.7)



Slika 15: Vrednosti oblikovnega koeficienta obtežbe snega μ_2 za del strehe obravnavanega objekta, ki meji na višje objekte

3.4 Obtežba vetra

Vplivi vetra so spremenljivi nepomični vplivi, ki jih poenostavljeno prikažemo kot skupino tlakov, ki delujejo na površine ploskev kot rezultirajoča sila pravokotno na ploskev ali posamezni sestavni del ovoja.

Karakteristični vplivi vetra so določeni z osnovnimi vrednostmi hitrosti vetra. Skladno s členom 4.1.2(7)P iz standarda SIST EN 1990:2004 so osnovne vrednosti karakteristične vrednosti z letno verjetnostjo prekoračitve 0,02, kar je enakovredno srednji povratni dobi 50 let.

3.4.1 Največji tlak pri sunkih vetra

Največji tlak pri sunkih vetra pa izračunamo s pomočjo enačbe (glej SIST EN 1991-1-4: 2005, enačba (4.8)):

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

kjer je ρ gostota zraka, v_m je srednja hitrost vetra, $I_v(z)$ pa je intenziteta turbulence, ki jo določimo s pomočjo naslednjih izrazov:

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{za} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (3.10)$$

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

Pri tem je c_0 faktor hribovitosti, z_0 je hrapavostna dolžina in k_t je turbulenčni faktor. V skladu z nacionalnim dodatkom je njegova vrednost enaka 1,0.

Srednja hitrost vetra na višini z izračunamo glede na hrapavost in hribovitost terena ter osnovno hitrost vetra v_b s pomočjo izraza:

$$v_m = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b, \quad (3.12)$$

kjer je c_r faktor hrapavosti, c_0 pa faktor hribovitosti. Osnovna hitrost vetra je določena kot funkcija smeri vetra in letnega časa 10 m nad terenom kategorije II in jo izračunamo z izrazom:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}. \quad (3.13)$$

Pri tem je c_{dir} smerni faktor, c_{season} faktor letnega časa in $v_{b,0}$ temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra. S faktorjem hrapavosti $c_r(z)$ upoštevamo spremenljivost srednje hitrosti vetra na mestu konstrukcije zaradi višine nad tlemi in hrapavosti tal na privetni strani konstrukcije v smeri delovanja vetra (glej SIST EN 1991-1-4:2005, člen 4.3.2). Vrednost faktorja hrapavosti na višini z izračunamo z izrazoma:

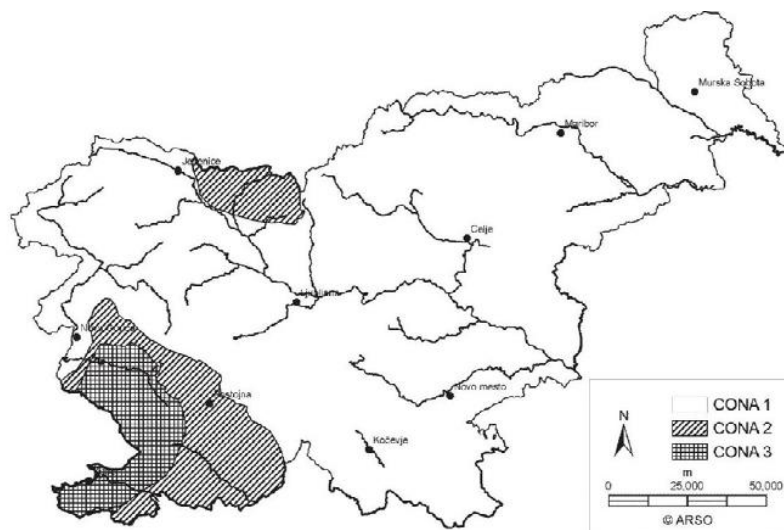
$$c_r(z) = k_r \cdot \ln \frac{z}{z_0} \quad \text{za} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.14)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{za} \quad z \leq z_{min} \quad (3.15)$$

V izrazu (3.14) in (3.15) je k_r faktor terena, ki je odvisen od hrapavostne dolžine z_0 in ga izračunamo s pomočjo izraza:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (3.16)$$

Obravnavana stavba se nahaja v Ljubljani, na nadmorski višini 300 m. Temeljno vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ določimo s pomočjo karte v nacionalnem dodatku k SIST EN 1991-1-4:2005. Karto prikazujemo na sliki 16. Področje osrednje Slovenije spada v cono 1.

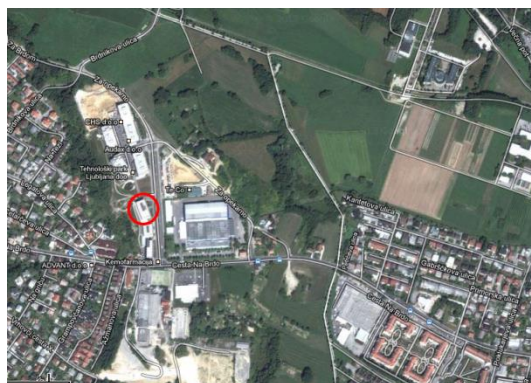


Slika 16: Razdelitev območja Slovenije na cone za določitev temeljne vrednosti osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$ (Nacionalni dodatek k SIST EN 1991-1-4:2005)

Ker je nadmorska višina terena, kjer leži objekt, manjša od 800 m, odčitamo temeljno vrednost osnovne hitrosti vetra v_{b0} 20 m/s. Skladno z nacionalnim dodatkom sta vrednosti za faktorja c_{dir} in c_{season} enaka 1,0, tako da s pomočjo enačbe (3.13) izračunamo osnovno hitrost vetra, ki je:

$$v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20 = 20 \text{ m/s.}$$

Obravnavana stavba se nahaja na obrobju Ljubljane, t.j. na področju z nizkim rastlinjem in posameznimi ovirami (glej sliko 17). Območje uvrstimo v kategorijo terena II.

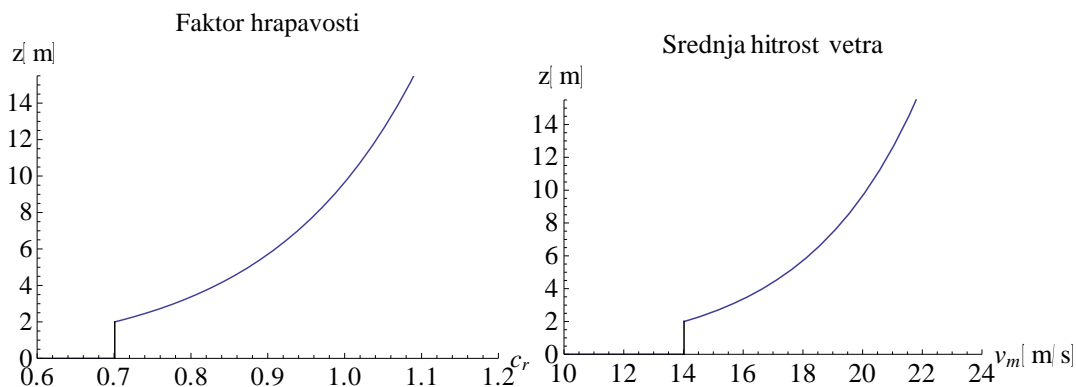


Slika 17: Lokacija obravnavane stavbe z okoliškimi objekti

Z kategorijo II je hrapavostna dolžina $z_0 = 0,05$ m, najmanjša višina z_{min} pa 2 m. S pomočjo enačbe (3.16) izračunamo faktor terena, ki je:

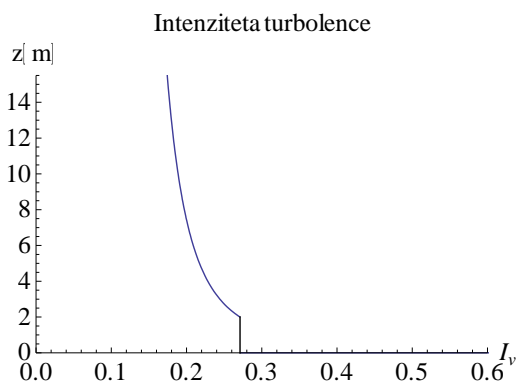
$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{0,05}{0,05}\right)^{0,07} = 0,19.$$

S pomočjo enačb (3.14) in (3.15) določimo še razporeditev faktorja hrapavosti terena po višini (glej levo sliko 18), s pomočjo enačbe (3.12) pa razporeditev osnovne hitrosti vetra (glej desno sliko 18). Pri tem za faktor hribovitosti upoštevamo priporočeno vrednost 1,0.



Slika 18: Razporeditev faktorja hrapavosti (levo) in srednje hitrosti vetra (desno) po višini obravnavane stavbe

Vetrno turbulenco izračunamo s pomočjo enačbe (3.10) in (3.11). Za turbulenčni faktor upoštevamo vrednost 1,0. Intenziteto vetrne turbulence po višini obravnavane stavbe prikazujemo na sliki 19.



Slika 19: Intenziteta vetrne turbulence po višini obravnavane stavbe

Sedaj s pomočjo enačbe (3.9) izračunamo še največji tlak pri sunkih vetra na višini 16 m, t.j. na vrhu obravnavane stavbe (najvišja točka fasade glavnega dela stavbe je na vrhu parapeta):

$$q_p(z = h = 16 \text{ m}) = 0,665 \text{ kN/m}^2.$$

3.4.2 Sila vetra F_w

Silo vetra F_w , ki deluje na konstrukcijo, določimo z vektorskim seštevanjem sil zaradi zunanjih in notranjih tlakov, $F_{w,e}$ in $F_{w,i}$, ter sil zaradi trenja F_{fr} . Izračunamo jih z naslednjimi izrazi (glej SIST EN 1991-1-4: 2005, enačbe (5.5) do (5.7)):

$$F_{w,e} = c_s \cdot c_d \sum_{površine} w_e \cdot A_{ref}, \quad (3.17)$$

$$F_{w,i} = \sum_{površine} w_i \cdot A_{ref} \quad \text{in} \quad (3.18)$$

$$F_{tr} = c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}. \quad (3.19)$$

Pri tem sta w_e in w_i tlaka vetra na zunanje (zunanji tlak) oziroma notranje ploskve (notranji tlak), ki ju določimo z enačbama:

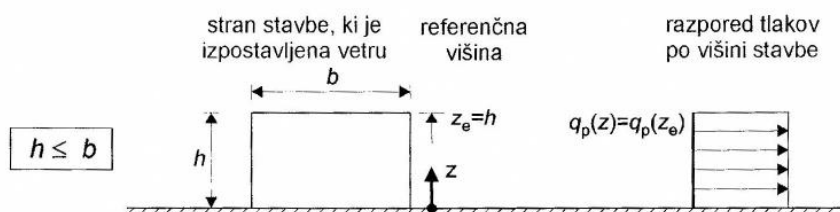
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}, \quad (3.20)$$

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}, \quad (3.21)$$

kjer sta c_{pe} in c_{pi} koeficienta zunanjega oziroma notranjega tlaka, ki ju določimo ločeno za navpične stene in streho objekta v skladu s členoma 7.2.2 in 7.2.3 iz SIST EN 1991-1-4: 2005. V izrazu (3.20) in (3.21) je z_e oziroma z_i referenčna višina za zunanji in notranji tlak.

3.4.3 Zunanji tlaki w_e

Za privetrne stene stavb s pravokotnim tlorisom moramo tlak vetra po višini stavbe porazdeliti v skladu s pravili. Standard SIST EN 1991-1-4: 2005 (glej člen 7.2.2(1)) loči tri primere razporeditve tlakov vetra po višini stavbe. V prvem primeru, ko je višina stavbe h manjša od njene širine b pravokotno na smer vetra, stavbo obravnavamo kot en del (glej sliko 20). V tem primeru izračunamo največji tlak pri sunkih vetra za referenčno višino enako višini objekta ($q_p(z_e = h)$). V drugem primeru, ko je višina stavbe h večja od širine b in hkrati manjša od $2b$, stavbo obravnavamo v dveh delih. Prvi del sega od tal pa do višine b , drugi del pa od višine b do vrha konstrukcije. V spodnjem delu izračunamo največji tlak pri sunkih vetra za višino b ($q_p(z = b)$), v zgornjem delu pa za višino objekta. V tretjem primeru, ko je višina stavbe h večja od $2b$, pa stavbo obravnavamo v več delih.



Slika 20: Določitev referenčne višine in razpored tlakov po višini (SIST EN 1991-1-4: 2005, str. 29)

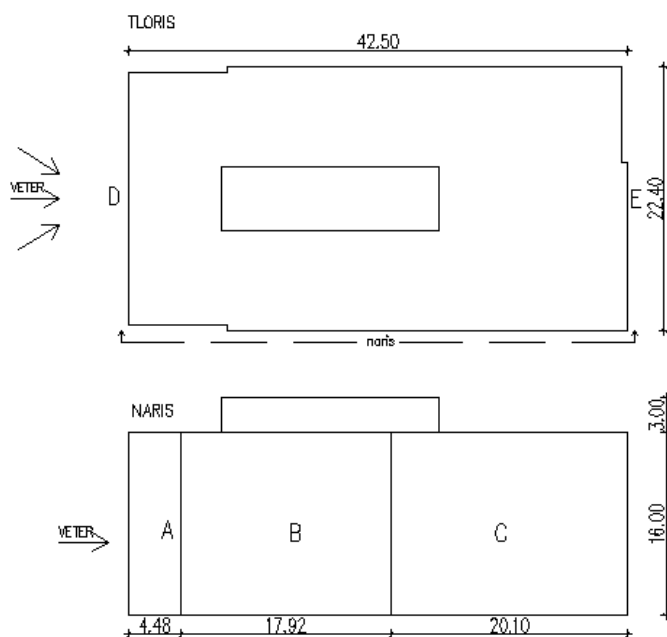
Pri razporeditvi tlakov na zavetrnih in stranskih stenah stavbe za referenčno višino z_e upoštevamo kar višino objekta h .

3.4.3.1 Veter deluje v smeri osi X

Zunanji tlaki na navpične stene

Ker je višina stavbe $h = 16,0$ m manjša od njene širine pravokotno na smer vetra $b = 22,4$ m, se tlak vetra po višini privetrne stene stavbe ne spreminja. Zato pri razporeditvi tlakov po navpičnih stenah stavbe oziroma pri računu največjega tlaka pri sunkih vetra za referenčno višino upoštevamo kar višino stavbe. Privetrne, zavetrne in stranske navpične stene stavbe razdelimo na področja od A do E. Nato za vsako izmed področij določimo vrednost koeficienta zunanjega tlaka c_{pe} in sicer v odvisnosti od razmerja med višino h in dolžino stavbe d vzporedno s smerjo vetra. Vrednosti koeficientov zunanjega tlaka za razmerje $h/d = 0,38$, prikazujemo v preglednici 19, razdelitev navpičnih sten na področja pa na sliki 21. Stranske stene stavbe razdelimo na področja v odvisnosti od geometrijskega parametra e , ki meri oddaljenost področja C od roba, in je:

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 22,4 \\ 2 \cdot h = 32 \end{array} \right. = 22,4 \text{ m} \quad (3.22)$$



Slika 21: Razdelitev navpičnih sten na področja od A do E pri delovanju vetra v smeri X

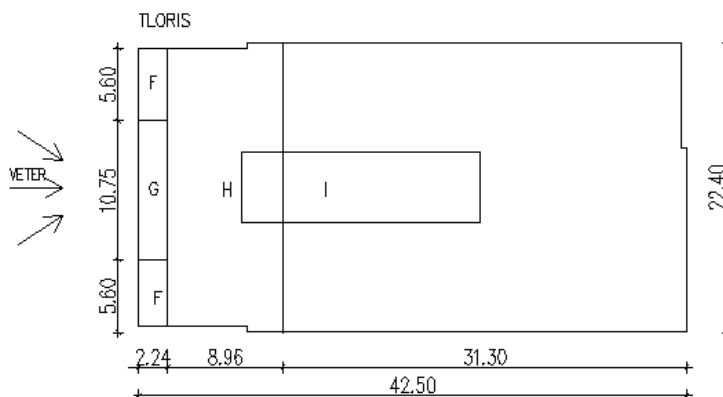
Zunanje tlake vetra w_e na navpične stene stavbe izračunamo s pomočjo izraza (3.20). Rezultate prikazujemo v preglednici 19.

Preglednica 19: Koeficienti zunanjih tlakov za navpične stene ter pripadajoči zunanji tlaki vetra na ploskve pri delovanju vetra v smeri X

Področje	$c_{pe,10}$	Površina A [m ²]	Tlak vetra na ploskve w_e [kN/m ²]
A	-1,2	71,7	-0,798
B	-0,8	286,9	-0,532
C	-0,5	321,8	-0,332
D	0,72	358,6	0,479
E	-0,33	358,6	-0,219

Zunanji tlaki na ravni strehi

Pri računu največjega tlaka pri sunkih vetra za referenčno višino ravne strehe z_e upoštevamo višino strehe vključno s parapetom na strehi ($h + h_p = 16$ m). Razdelitev ravne strehe na področja od F do I prikazujemo na sliki 22. Pri tem upoštevamo vrednost geometrijskega parametra $e = 22,4$ m. Vrednosti koeficientov zunanjega tlaka za ravno streho s parapeti določimo za vsako področje posebej v odvisnosti od razmerja h_p/h , ki je za obravnavano stavbo enako 0,063. Vrednosti koeficientov prikazujemo v preglednici 20.



Slika 22: Razdelitev ravne strehe na področja od F do I pri delovanju vetra v smeri X

Nato s pomočjo izraza (3.20) izračunamo še zunanje tlake vetra w_e na ravni strehi s parapeti. Rezultate prikazujemo v preglednici 20.

Preglednica 20: Koeficienti zunanjih tlakov za ravno streho s parapeti ter pripadajoči zunanji tlaki vetra na ploskve pri delovanju vetra v smeri X

Področje	$c_{pe,10}$	Površina A [m ²]	Tlak vetra na ploskve w_e [kN/m ²]
F	1,34	12,5	0,891
G	-0,87	24,5	-0,578
H	-0,7	200,7	-0,465
I	-0,2	701,1	-0,133
	0,2		0,133

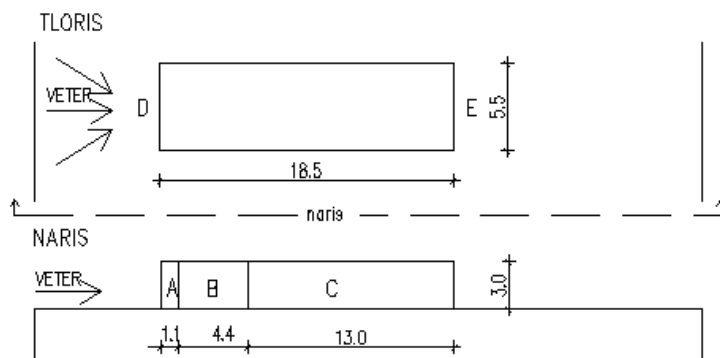
Zunanji tlaki na ovoj strojnice

Po enakem postopku kot pri ovoju stavbe razdelimo tudi navpične stene strojnice na področja od A do E, streho strojnice pa na področja od F do I. Za vsako področje nato določimo tudi koeficiente tlakov ter izračunamo zunanje tlake vetra.

Višina strojnice je $h = 3$ m, širina pravokotno na smer vetra je $b = 5,5$ m, dolžina vzporedna s smerjo vetra pa je $d = 18,5$ m. Za največji tlak pri sunkih vetra q_p upoštevamo vrednost, ki velja na vrhu strojnice pri referenčni višini $z_e = h = 17,8$ m in je $q_p(z_e = h) = 0,682$ kN/m². Za razdelitev ploskev na področja moramo izračunati še vrednost geometrijskega parametra e , ki je (glej enačbo (3.22)):

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 5,5 \\ 2 \cdot h = 6 \end{array} \right. = 6 \text{ m.}$$

Na sliki 23 prikazujemo privetrno in zavetrno steno D in E ter razdelitev stranskih sten strojnice na področji A in B.



Slika 23: Razdelitev navpičnih sten strojnice na področja A do E pri delovanju vetra v smeri X

Glede na razmerje $h/d = 0,162$ določimo še vrednosti koeficientov zunanjskega tlaka za področja od A do E za navpične stene strojnice ter pripadajoče zunanje tlake vetra. Koeficiente tlaka, ki delujejo na površini A, ki meri med 1 m^2 in 10 m^2 , izračunamo s pomočjo izraza (glej SIST EN 1991-1-4: 2005, člen 7.2.1(1)):

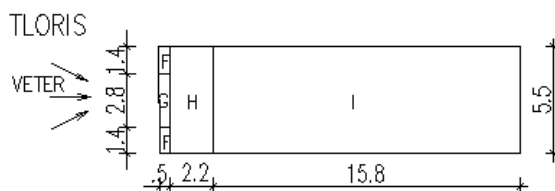
$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \cdot \log_{10} A, \quad (3.23)$$

kjer je $c_{pe,1}$ koeficient tlaka za površine velikosti 1 m^2 , $c_{pe,10}$ pa je koeficient tlaka za površine velikosti 10 m^2 . Rezultate računa prikazujemo v preglednici 21.

Preglednica 21: Koeficienti zunanjih tlakov za navpične stene strojnice ter pripadajoči zunanji tlaki pri delovanju vetra v smeri X

Področje	c_{pe}	Površina A [m^2]	Tlak vetra na ploskve w_e [kN/m^2]
A	-1,3	3,3	-0,887
B	-0,8	13,2	-0,546
C	-0,5	39,0	-0,341
D	0,7	16,5	0,478
E	-0,3	16,5	-0,205

Ravno streho strojnice razdelimo na področja od F do I s pomočjo geometrijskega parametra $e = 6,0 \text{ m}$ kot to prikazujemo na sliki 24.



Slika 24: Razdelitev ravne strehe strojnice na področja od F do I pri delovanju vetra v smeri X

Koeficiente zunanjskega tlaka odčitamo iz preglednice 7.2 v SIST EN 1991-1-4: 2005 za primer strehe z ostrim kapnim robom. Za površine, ki so manjše od 10 m^2 , koeficiente določimo s pomočjo enačbe (3.23) oziroma privzamemo vrednost koeficienta $c_{pe,1}$, če je površina manjša od 1 m^2 . Vrednosti koeficientov ter pripadajoče zunanje tlake vetra prikazujemo v preglednici 22.

Preglednica 22: Koeficienti zunanjih tlakov za ravno streho strojnice ter pripadajoči zunanji tlaki pri delovanju vetra v smeri X

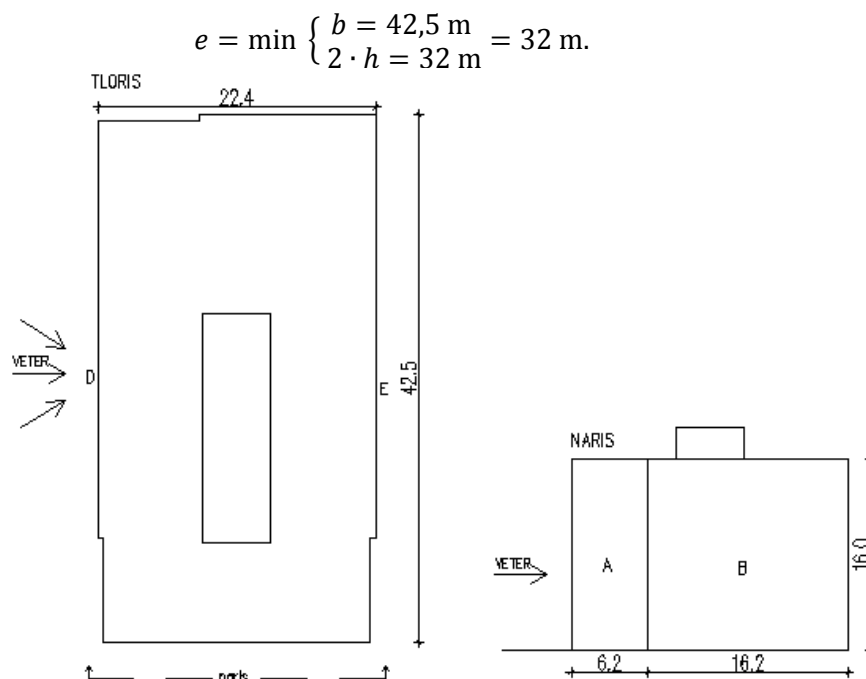
Področje	c_{pe}	Površina A [m ²]	Tlak vetra na ploskve w_e [kN/m ²]
F	-2,5	0,76	-1,706
G	-1,86	1,51	-1,269
H	-0,7	12,1	-0,478
I	-0,2	86,6	-0,136
	0,2		0,136

3.4.3.2 Veter deluje v smeri osi Y

Zunanji tlaki na navpične stene

Po enakem postopku kot v točki 3.4.3.1 so bila izračunana območja, njihove površine in ustrezni koeficienti zunanjega tlaka tudi za konstrukcijo, ko veter deluje v smeri Y.

Ker je višina stavbe $h = 16,0$ m manjša od njene širine pravokotno na smer vetra $b = 42,5$ m, se tlak vetra po višini privetrne stene stavbe tudi pri delovanju vetra v smeri Y ne spreminja. Pri računu največjega tlaka pri sunkih vetra za referenčno višino ponovno upoštevamo višino stavbe ($q_p(z_e = h) = 0,665$ kN/m²). Stavbo razdelimo na področja od A do E, nato pa za vsako izmed področij določimo vrednost koeficienta zunanjega tlaka c_{pe} . Vrednosti koeficientov zunanjega tlaka za razmerje $h/d = 0,71$ prikazujemo v preglednici 23, razdelitev navpičnih sten na področja pa na sliki 25. Stranske stene stavbe razdelimo na področja v odvisnosti od geometrijskega parametra e , ki je



Slika 25: Razdelitev navpičnih sten stavbe na področja od A do E pri delovanju vetra v smeri Y

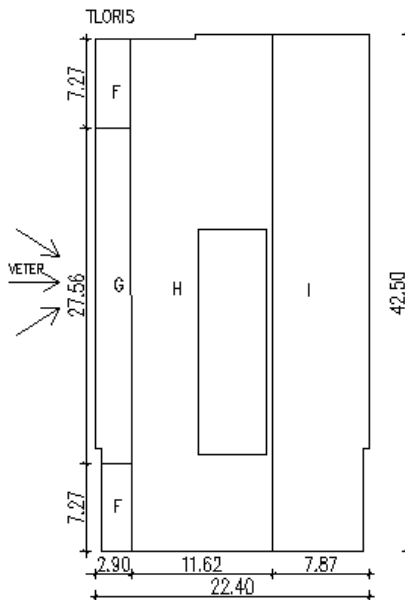
Zunanje tlake vetra w_e na navpične stene stavbe izračunamo s pomočjo izraza (3.20). Rezultate prikazujemo v preglednici 23.

Preglednica 23: Koeficienti zunanjih tlakov za navpične stene ter pripadajoči zunanji tlaki vetra na ploskve pri delovanju vetra v smeri Y

Področje	$c_{pe,10}$	Površina A [m ²]	Tlak vetra na ploskve w_e [kN/m ²]
A	-1,2	96,34	-0,798
B	-0,8	251,3	-0,532
D	0,76	659,6	0,505
E	-0,42	659,6	-0,278

Zunanji tlaki na ravni strehi

Pri računu največjega tlaka pri sunkih vetra za referenčno višino ravne strehe z_e upoštevamo višino strehe vključno s parapetom na strehi in je enaka kot ko veter deluje v smeri X ($h + h_p = 16$ m). Razdelitev ravne strehe na področja od F do I prikazujemo na sliki 26. Pri tem upoštevamo vrednost geometrijskega parametra $e = 32$ m. Vrednosti koeficientov zunanjega tlaka za ravno streho s parapeti določimo za vsako področje posebej v odvisnosti od razmerja $h_p/h = 0,063$. Vrednosti koeficientov prikazujemo v preglednici 24.



Slika 26: Razdelitev ravne strehe na področja od F do I pri delovanju vetra v smeri Y

S pomočjo izraza (3.20) izračunamo še zunanje tlake vetra w_e na ravni strehi s parapeti. Rezultate prikazujemo v preglednici 24.

Preglednica 24: Koeficienti zunanjih tlakov za ravno streho s parapeti ter pripadajoči zunanji tlaki vetra na ploskve pri delovanju vetra v smeri Y

Področje	$c_{pe,10}$	Površina A [m ²]	Tlak vetra na ploskve w_e [kN/m ²]
F	-1,33	21,1	-0,884
G	-0,86	81,3	-0,572
H	-0,7	494,0	-0,465
I	-0,2	334,5	-0,133
	0,2		0,133

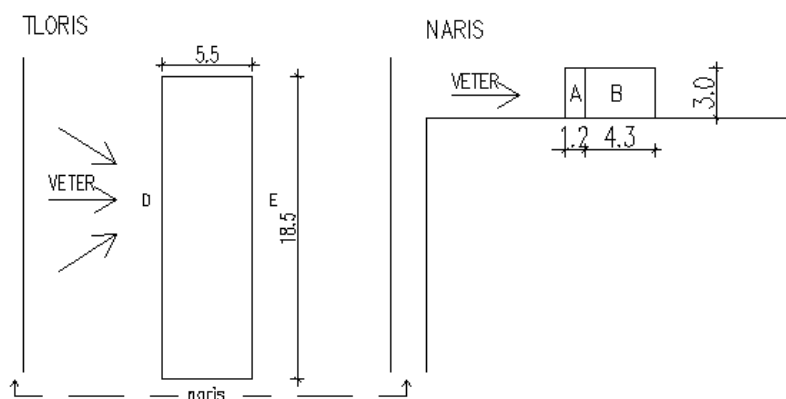
Zunanji tlaki na ovoj strojnice

Po enakem postopku razdelimo tudi navpične stene strojnice na področja od A do E, streho strojnice pa na področja od F do I. Za vsako področje nato določimo tudi koeficiente tlakov ter izračunamo zunanje tlake vetra.

Višina strojnice je $h = 3$ m, širina pravokotno na smer vetra je $b = 18,5$ m, dolžina vzporedna s smerjo vetra pa je $d = 5,5$ m. Enako kot ko veter deluje v smeri X, za največji tlak pri sunkih vetra q_p upoštevamo vrednost pri referenčni višini $z_e = h = 17,8$ m in je $q_p(z_e = h) = 0,682$ kN/m². Izračunamo vrednost geometrijskega parametra e , ki je (glej enačbo (3.22)):

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 18,5 \\ 2 \cdot h = 6 \end{array} \right. = 6 \text{ m.}$$

Na sliki 27 prikazujemo privetno in zavetrno steno D in E ter razdelitev stranskih sten strojnice na področji A in B.



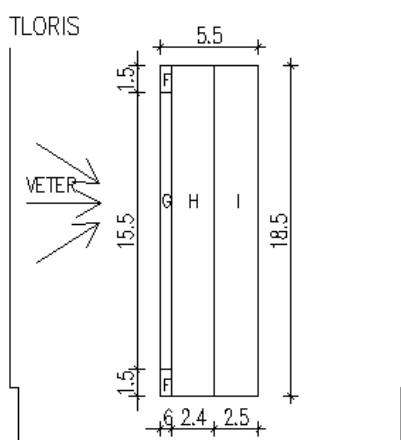
Slika 27: Razdelitev navpičnih sten strojnice na področji A, B, D in E pri delovanju vetra v smeri Y

Glede na razmerje $h/d = 0,545$ določimo vrednosti koeficientov zunanje tlaka za področja od A do E za navpične stene strojnice ter pripadajoče zunanje tlake vetra. Rezultate računa prikazujemo v preglednici 25.

Preglednica 25: Koeficienti zunanjih tlakov za navpične stene strojnice ter pripadajoči zunanji tlaki pri delovanju vetra v smeri Y

Področje	c_{pe}	Površina A [m ²]	Tlak vetra na ploskve w_e [kN/m ²]
A	-1,29	3,6	-0,880
B	-0,8	12,9	-0,546
D	0,74	55,5	0,505
E	-0,38	55,5	-0,259

S pomočjo geometrijskega parametra $e = 6,0$ m, ravno streho strojnice razdelimo na področja od F do I kot jih prikazujemo na sliki 28.



Slika 28: Razdelitev ravne strehe strojnice na področja od F do I pri delovanju vetra v smeri Y

Koeficiente zunanjega tlaka določimo za primer strehe z ostrim kapnim robom. Enako kot v smeri X koeficiente določimo s pomočjo enačbe (3.23) oziroma privzamemo vrednost koeficienta $c_{pe,1}$, če je površina manjša od 1 m². Vrednosti koeficientov ter pripadajoče zunanje tlake vetra prikazujemo v preglednici 26.

Preglednica 26: Koeficienti zunanjih tlakov za ravno streho strojnice ter pripadajoči zunanji tlaki pri delovanju vetra v smeri Y

Področje	c_{pe}	Površina A [m ²]	Tlak vetra na ploskve w_e [kN/m ²]
F	-2,5	0,9	-1,706
G	-1,8	9,3	-1,228
H	-0,7	44,4	-0,478
I	-0,2	46,3	-0,136
	0,2		0,136

3.4.4 Notranji tlaki w_i

Navpične stene in ravna streha

Pri računu upoštevamo, da notranji in zunanji tlaki delujejo sočasno, tako da poiščemo najbolj neugodno kombinacijo možnih odprtín. Koeficient notranjega tlaka c_{pi} je odvisen od velikosti in razporeditve odprtín po ovoju stavbe. Kot odprtine se štejejo okna, vrata, prezračevalniki itd ter tudi

prepustnost reg pri oknih in vratih ter prepustnost ovoja. Standard SIST EN 1991-1-4:2005 predlaga prepustnost ovoja med 0,01% ter 0,1%. Ker ima ovoj obravnavane stavbe veliko število oken, pri računu upoštevamo prepustnost ovoja 0,1%. Pri tem upoštevamo, da so vrata in okna zaprta.

Prevladujoča stran ovoja je tista stran, katere površine odprtín so vsaj dvakrat večje od prepustnosti vseh ostalih strani stavbe. Ker je površina odprtín na severni strani stavbe več kot trikrat večja od površine odprtín na drugih straneh, uporabimo za izračun notranjih tlakov izraz, ki je odvisen od vrednosti koeficienta zunanjšega tlaka c_{pe} pri odprtínah na prevladujoči strani (glej SIST EN 1991-1-4: 2005, enačba (7.2)):

$$c_{pi} = 0,90 \cdot c_{pe}. \quad (3.24)$$

Če so odprtine razporejene v področjih z različnimi koeficienti zunanjšega tlaka, uporabimo uteženo povprečno vrednost koeficienta c_{pe} . V primeru, ko veter piha v smeri daljše stranice stavbe (t.j. v smeri osi X), je c_{pe} kar enak vrednosti c_{pe} za področje D in ima pozitivno vrednost, medtem ko je v primeru, ko veter piha v smeri krajše stranice stavbe (v smeri osi Y), je c_{pe} negativen in ima vrednost $-0,911$.

$$c_{pi,x} = 0,90 \cdot 0,717 = 0,65$$

$$c_{pi,y} = 0,90 \cdot (-0,911) = -0,82$$

Referenčna višina za notranje tlake z_i je enaka referenčni višini z_e za zunanje tlake na straneh, ki s svojimi odprtínami prispevajo k nastanku notranjih tlakov. To pomeni, da je $z_e = h = 16$ m. Notranje tlake na ovoj stavbe izračunamo s pomočjo izraza (3.21) ločeno za primer delovanja vetra v smeri X in v smeri Y:

$$w_{i,x} = 0,665 \cdot 0,65 = 0,432 \text{ kN/m}^2,$$

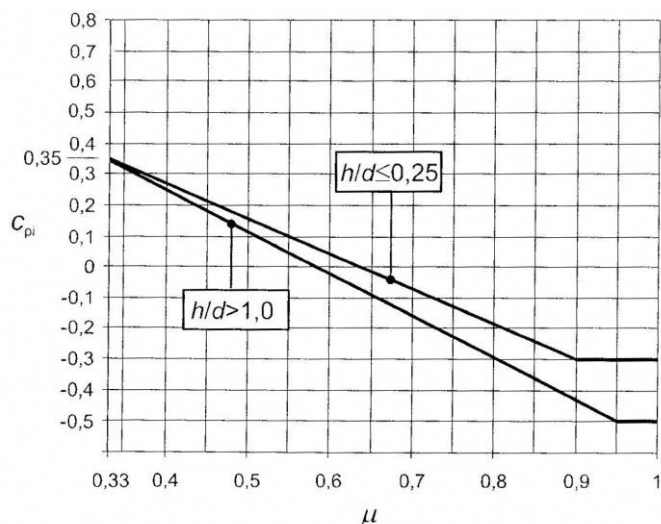
$$w_{i,y} = 0,665 \cdot (-0,82) = -0,545 \text{ kN/m}^2.$$

Strojnica

Kot smo že omenili, je koeficient notranjšega tlaka odvisen od velikosti in razporeditve odprtín po ovoju stavbe oziroma njenega dela. V primeru strojnice ni prevladujoče strani ovoja. Ker ima strojnica le malo odprtín, predpostavimo prepustnost ovoja strojnice 0,01%.

Koeficient notranjšega tlaka c_{pi} določimo kot funkcijo deleža odprtín μ ter razmerja h/d za vsako smer delovanja vetra posebej. Vrednost koeficienta odčitamo iz slike 29 (glej SIST EN 1991-1-4: 2005, slika 7.13). Delež odprtín določimo s pomočjo naslednjega izraza:

$$\mu = \frac{\sum \text{površina odprtín na zavetrni in stranskih ploskvah, kjer je } c_{pe} \leq 0,0}{\sum \text{površina vseh odprtín}}. \quad (3.25)$$



Slika 29: Koeficienti notranjega tlaka za enakomerno razporejene odprtine (SIST EN 1991-1-4: 2005, slika 7.13)

V primeru delovanja vetra v smeri osi X znaša delež odprtin $\mu_X = 0,889$, razmerje med višino ter globino strojnice pa $h/d = 0,162$. Iz slike 29 s pomočjo linearne interpolacije določimo vrednost koeficienta $c_{pi,X} = -0,287$. Podobno postopamo v primeru delovanja vetra v smeri Y. Delež odprtin je $\mu_Y 0,615$, razmerje $h/d = 0,545$, koeficient notranjega tlaka pa $c_{pi,Y} = -0,145$.

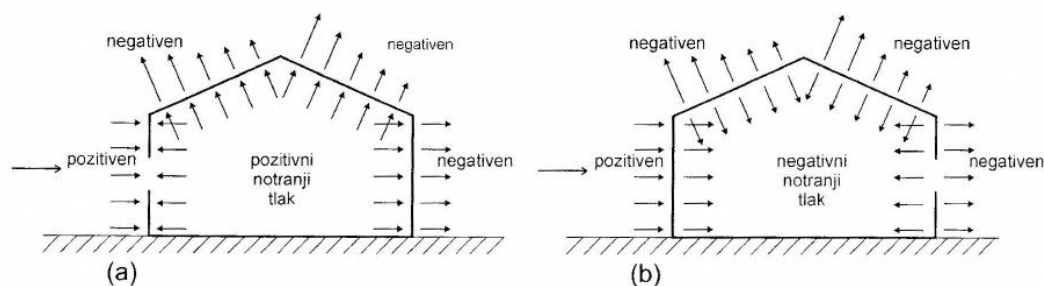
Referenčna višina za notranje tlake z_i je enaka referenčni višini z_e za zunanje tlake in je enaka višini stavbe. Torej največji tlak pri sunkih vetra je $q_p(z_e = h) = 0,682 \text{ kN/m}^2$. Tlake vetra na notranje ploskve ovoja strojnice (notranji tlaki) izračunano s pomočjo izraza (3.21) in so:

$$w_{i,X} = 0,682 \cdot (-0,287) = -0,196 \text{ kN/m}^2,$$

$$w_{i,Y} = 0,682 \cdot (-0,145) = -0,099 \text{ kN/m}^2.$$

3.4.5 Neto tlak vetra w_{net}

Neto tlak na navpično steno oziroma streho stavbe je razlika med zunanjim in notranjim tlakom, ki učinkujeta na nasprotnih ploskvah. Pri tem moramo upoštevati njun predznak. Tlak, usmerjen proti ploskvi, je pozitivnega predznaka, srk, usmerjen od ploskve, pa je negativnega (glej SIST EN 1991-1-4: 2005). Različne smeri delovanja zunanjih in notranjih tlakov na ovoj stavbe prikazujemo na sliki 30.



Slika 30: Prikaz pozitivnih in negativnih smeri tlakov (SIST EN 1991-1-4 : 2005, str. 30)

Navpične stene in ravna streha

V preglednici 27 prikazujemo neto tlake na navpične stene in na ravno streho obravnavane stavbe pri delovanju vetra v smeri X, v preglednici 28 pa pri delovanju vetra v smeri Y.

Preglednica 27: Zunanji, notranji ter neto tlaki na navpične stene in ravno streho stavbe pri delovanju vetra v smeri X

Področje	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w_{net} [kN/m ²]
A	-0,798	0,432	-1,23
B	-0,532	0,432	-0,964
C	-0,332	0,432	-0,764
D	0,479	0,432	0,047
E	-0,219	0,432	-0,651
F	0,891	0,432	0,459
G	-0,578	0,432	-1,01
H	-0,465	0,432	-0,897
I	-0,133	0,432	-0,565
	0,133	0,432	-0,299

Preglednica 28: Zunanji, notranji ter neto tlaki za navpične stene in ravno streho stavbe pri delovanju vetra v smeri Y

Področje	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w_{net} [kN/m ²]
A	-0,798	-0,545	-0,253
B	-0,532	-0,545	0,013
D	0,505	-0,545	1,05
E	-0,278	-0,545	0,267
F	-0,884	-0,545	-0,339
G	-0,572	-0,545	-0,027
H	-0,465	-0,545	0,08
I	-0,133	-0,545	0,412
	0,133	-0,545	0,678

Strojnica

V preglednici 29 in 30 prikazujemo še neto tlake na navpične stene in streho strojnice pri delovanju vetra v smeri X oziroma v smeri Y.

Preglednica 29: Zunanji, notranji ter neto tlaki na navpične stene in streho strojnice pri delovanju vetra v smeri X

Področje	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w_{net} [kN/m ²]
A	-0,887	-0,196	-0,691
B	-0,546	-0,196	-0,350
C	-0,341	-0,196	-0,145
D	0,478	-0,196	0,674

se nadaljuje...

...nadaljevanje preglednice 29

E	-0,205	-0,196	-0,009
F	-1,706	-0,196	-1,510
G	-1,269	-0,196	-1,073
H	-0,478	-0,196	-0,282
I	0,136	-0,196	0,332
	-0,136	-0,196	0,060

Preglednica 30: Zunanji, notranji ter neto tlaki na navpične stene in streho strojnice pri delovanju vetra v smeri Y

Področje	w_e [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]	w_{net} [kN/m ²]
A	-0,880	-0,099	-0,781
B	-0,546	-0,099	-0,447
D	0,505	-0,099	0,604
E	-0,259	-0,099	-0,16
F	-1,706	-0,099	-1,607
G	-1,228	-0,099	-1,129
H	-0,478	-0,099	-0,379
I	-0,136	-0,099	-0,037
	0,136	-0,099	0,235

3.4.6 Sile trenja

V skladu s členom 5.3(4) iz standarda SIST EN 1991-1-4: 2005 lahko učinek trenja vetra na ploskev zanemarimo, če je celotna površina vseh ploskev vzporednih z vetrom, enaka ali manjša od štirikratne površine zunanjih ploskev, pravokotnih na smer delovanja vetra. Zgornji pogoj preverimo za celotno stavbo ter dodatno še za strojnico in sicer ločeno za delovanje vetra v smeri X oziroma v smeri Y.

Navpične stene in ravna streha stavbe

Pri delovanju vetra v smeri X je površina ploskev, ki so vzporedne s smerjo delovanja vetra, 2312 m². Površina vseh zunanjih ploskev ovoja stavbe, ki so pravokotne na smer delovanja vetra, pa je 716 m². Ker je površina vseh ploskev, vzporednih z vetrom, manjša od štirikratne površine ploskev ovoja, pravokotnih na smer delovanja vetra, lahko učinek trenja zanemarimo.

$$\text{veter deluje v smeri X: } 42,5 \cdot 16 \cdot 2 + 22,3 \cdot 42,5 = 2312 \text{ m}^2 \leq 4 \cdot 2 \cdot 22,4 \cdot 16 = 2867 \text{ m}^2$$

Pri delovanju vetra v smeri Y je površina vseh ploskev, vzporednih z vetrom, 1668 m². Površina vseh zunanjih ploskev, ki so pravokotne na smer delovanja vetra, pa znaša 1360 m². Tudi v tem primeru je površina vseh ploskev, vzporednih z vetrom, manjša od štirikratne površine zunanjih ploskev ovoja stavbe, ki so pravokotne na smer delovanja vetra, zato učinek trenja vetra zanemarimo.

$$\text{veter deluje v smeri Y: } 22,4 \cdot 16 \cdot 2 + 22,4 \cdot 42,5 = 1668 \text{ m}^2 \leq 4 \cdot 42,5 \cdot 16 \cdot 2 = 5440 \text{ m}^2$$

Strojnica

V primeru delovanja vetra v smeri osi Y je površina vseh ploskev strojnice, ki so vzporedne z vetrom, manjša od štirikratne površine ploskev ovoja strojnice, pravokotnih na smer delovanja vetra, zato lahko učinek trenja vetra zanemarimo.

$$\text{veter deluje v smeri Y: } 5,5 \cdot 3 \cdot 2 + 18,5 \cdot 5,5 = 134,75 \text{ m}^2 \leq 4 \cdot 18,5 \cdot 3 \cdot 2 = 444 \text{ m}^2$$

Ko pa veter deluje v smeri X, pogoj ni izpolnjen.

$$\text{veter deluje v smeri X: } 18,5 \cdot 3 \cdot 2 + 18,5 \cdot 5,5 = 212,75 \text{ m}^2 \leq 4 \cdot 5,5 \cdot 3 \cdot 2 = 132 \text{ m}^2$$

Silo trenja izračunamo z izrazom (3.21), pri čemer koeficient trenja c_{fr} določimo s pomočjo preglednice 7.10 v standardu SIST EN 1991-1-4: 2005. V primeru, da je ploskev ovoja strojnice gladka, je vrednost koeficienta trenja enaka 0,01. Pri tem sile trenja upoštevamo na delu zunanje ploskve ovoja strojnice (navpične stene in ravna streha), ki so vzporedne s smerjo vetra in so za razdaljo $\min\{2 \cdot b = 2 \cdot 5,5 = 11,0; 4 \cdot h = 4 \cdot 3,0 = 12,0\} = 11,0$ m oddaljene od privetrnega vogala (glej sliko 7.22 v SIST EN 1991-1-4:2005). Referenčna površina A_{fr} tako znaša $86,25 \text{ m}^2$. Sila trenja pa je:

$$F_{tr} = 0,01 \cdot 410 \cdot 86,25 = 353,62 \text{ N} = 0,353 \text{ kN.}$$

3.5 Potresni vpliv

V skladu s členom 2.1 iz standarda SIST EN 1998-1: 2005 mora biti konstrukcija zgrajena tako, da je izpolnjena zahteva po neporušitvi ter zahteva po omejitvi poškodb. V skladu s prvo zahtevo konstrukcijo projektiramo tako, da prenese projektni potresni vpliv, ne da bi se pri tem delno ali v celoti porušila. Projektni potresni vpliv je izražen kot referenčni vpliv, povezan z referenčno verjetnostjo prekoračitve v 50 letih, ki je za območje Slovenije $P_{NCR}=10\%$, ali v referenčni povratni dobi T_{NCR} , ki je za Slovenijo 475 let (glej SIST EN 1998-1: 2005/A101: 2006).

Analizo potresnih vplivov za obravnavano konstrukcijo izvedemo z modalno analizo s spektri odziva (SIST EN 1998-1: 2005). Linearno elastično analizo opravimo na ustreznem idealiziranem računskem modelu konstrukcije, ki ga izdelamo v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010). Računski model konstrukcije ter projektni spekter za analizo podrobneje predstavimo v razdelku 5.2 oziroma 5.3.

3.5.1 Projektni spekter za elastično analizo

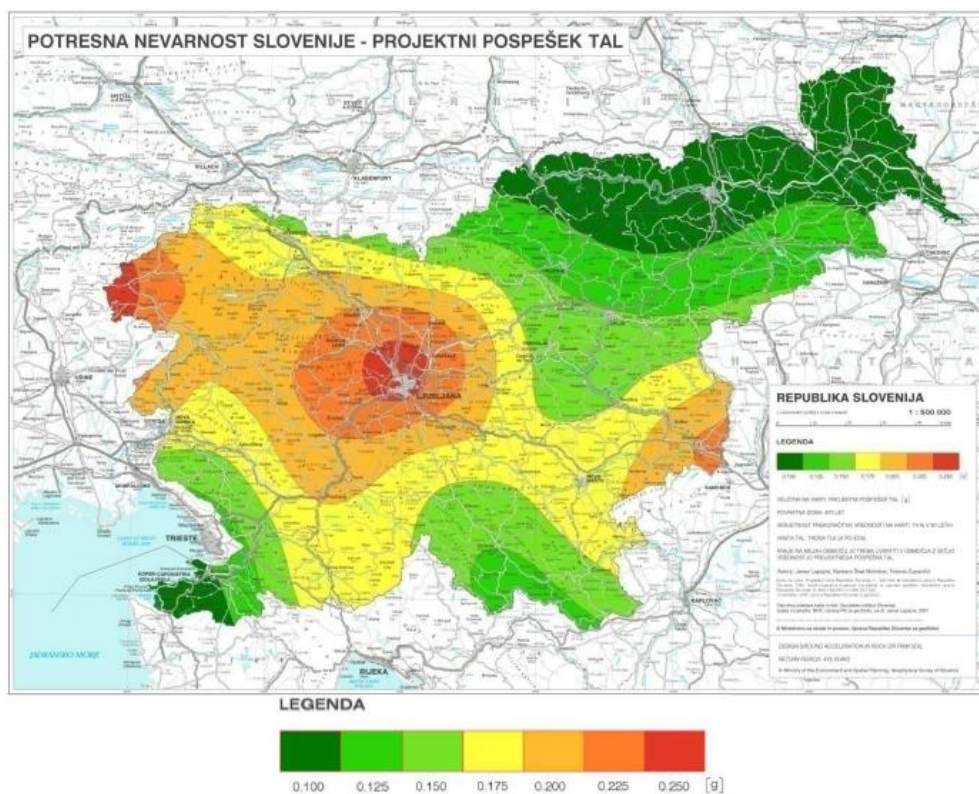
3.5.1.1 Značilnosti tal in potresni vpliv

Vpliv značilnosti tal na potresne vplive zajamemo z uporabo ustreznega tipa tal kot jih določa standard SIST EN 1998-1:2005. Iz projektne dokumentacije lahko razberemo, da se na globini temeljenja obravnavanega objekta se nahajajo gosta do zelo gosta meljno prodnata tla. S pomočjo preglednice 3.1 v standardu SIST EN 1998-1: 2005 tla identificiramo kot tip tal B (stratigrafski profil: zelo gost pesek, prod ali zelo gosta glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti z globino postopoma naraščajo). Potresno nevarnost določa referenčna vrednost največjega pospeška tal (a_{gR}) na tleh tipa A. Referenčni pospešek, ustreza zahtevi po neporušitvi, tej referenčni povratni dobi pa ustreza

faktor pomembnosti γ_1 enak 1,0. Za povratne dobe, ki se razlikujejo od referenčne, je vrednost projektnega pospeška na tleh tipa A sledeča:

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}. \quad (3.26)$$

Slovenija je na karti potresne nevarnosti, glede na referenčni maksimalni pospešek tal na tleh tipa A, razdeljena na cone kot to prikazujemo na sliki 31.



Slika 31: Karta projektnih pospeškov tal za območje Slovenije (ARSO, 2013)

Iz karte razberemo, da je pričakovana intenziteta potresa v Ljubljani za tla tipa A $a_{gR}=0.25 \cdot g$. Če za faktor pomembnosti upoštevamo vrednost 1,0 je po enačbi (3.26) projektni pospešek za tla tipa A enak $a_g=0.25 \cdot g$.

Potresni vpliv je na določenem mestu predstavljen v obliki elastičnega spektra pospeškov. Ker pa je konstrukcijski sistem sposoben prenesti vplive tudi v nelinearnem območju, lahko za projektiranje uporabimo manjše vrednosti od tistih, ki ustrezajo linearni elastični analizi z elastičnim spektrom odziva. Zmanjšan spekter imenujemo projektni spekter, to zmanjšanje pa izvedemo s pomočjo faktorja obnašanja q (glej člen 5.2.3 v SIST EN 1998-1:2005). S tem se izognemo eksplicitni nelinearni analizi, analizo pa imenujemo elastična analiza z zmanjšanim spektrom odziva.

Vodoravni komponenti projektnega spektra za elastično analizo sta določena z naslednjimi izrazi (glej SIST EN 1998-1: 2005, enačbe od (3.13) do (3.16)):

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \quad (3.27)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}, \quad (3.28)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.29)$$

$$T > T_D: \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.30)$$

V enačbah (3.27) do (3.30) je $S_d(T)$ projektni spekter, S je faktor tal, T je nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo, T_B in T_C sta spodnja oziroma zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost, T_D je vrednost nihajnega časa, pri katerem se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika, q je že prej omenjeni faktor obnašanja, β pa je faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru. Za slednjega privzamemo vrednost iz nacionalnega dodatka, ki je 0,2.

Vrednosti parametrov S , T_B , T_C in T_D se razlikujejo glede na tip tal. Vrednosti za tip tal B prikazujemo v preglednici 32 (glej SIST EN 1998-1: 2005, člen 3.2.2.2).

Preglednica 31: Vrednosti parametrov S , T_B , T_C in T_D za tip tal B (SIST EN 1998-1: 2005, člen 3.2.2.2)

Tip tal	S	T_B	T_C	T_D
B	1,2	0,15	0,5	2,0

Projektni spekter za obravnavano konstrukcijo prikazujemo v poglavju 5.2 oziroma 5.3.

4 PROJEKTIRANJE PO METODI MEJNIH STANJ

Projektiranje nosilne konstrukcije stavbe je v skladu s standardom SIST EN 1990: 2004 po metodi mejnih stanj. Konstrukcijo projektiramo na mejna stanja nosilnosti ter na mejna stanja uporabnosti. Projektna stanja moramo izbrati ustrezno okoliščinam, v katerih bo delovala konstrukcija. Ločimo trajna projektna stanja (pogoji normalne uporabe), začasna projektna stanja (upoštevajo začasni pogoji, kot so poplave ipd), nezgodna projektna stanja (izjemni pogoji, tako glede konstrukcije kot glede njene izpostavljenosti, kot npr. požar, eksplozija ipd.), ter potresna projektna stanja. V sklopu projektiranja preverjamo, če so presežena mejna stanja. Pri tem uporabljamo projektne vrednosti vplivov, projektne vrednosti lastnosti materialov ali proizvodov ter projektne vrednosti geometrije konstrukcije oziroma njenega dela.

Obravnavano stavbo uvrstimo v četrto kategorijo priporočene projektne življenjske dobe, kar pomeni, da je njena priporočena življenjska doba 50 let.

4.1 Mejna stanja nosilnosti

Ko zagotavljamo varnost ljudi in varnost konstrukcije, mejna stanja upoštevamo kot mejna stanja nosilnosti. V sklopu le-tega moramo zagotoviti varnost pred izgubo ravnotežja konstrukcije ali njenega dela, odpoved zaradi prevelikih pomikov, spremembo konstrukcije ali njenega dela v mehanizmu, zaradi preloma, nestabilnosti konstrukcije ali njenega dela ter odpoved zaradi utrujenosti ali drugih časovno odvisnih učinkov (glej člen 3.3 v SIST EN 1990: 2004).

Pri preverjanju mejnega stanja porušitve ali prevelike deformacije prereza, elementa ali povezave moramo zadostiti pogoju:

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

kjer je E_d projektna vrednost učinkov vplivov (npr. notranje sile), R_d pa je projektna vrednost pripadajoče odpornosti. Projektne vrednosti učinkov E_d določimo z ustrezno kombinacijo vrednosti vplivov, ki učinkujejo na konstrukcijo. Učinkov vplivov, ki se zaradi fizičnih ali funkcionalnih razlogov ne morejo pojaviti sočasno, ne upoštevamo v skupnih kombinacijah. Vsaka kombinacija vključuje en prevladujoči ali en nezgodni vpliv (glej SIST EN 1990: 2004, člen 6.4.3.1.(2)). Pri tem so kombinacije vplivov pri stavbah zaradi njihove uporabe, oblike in kraja gradnje lahko sestavljene iz ne več kot dveh spremenljivih vplivov (SIST EN 1990: 2004, člen A.1.2.1.(1)).

V okviru predstavljene analize nosilne konstrukcije več etažne stavbe tvorimo kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja ter kombinacije vplivov za potresna projektna stanja, medtem ko nezgodne kombinacije vplivov v analizi ne upoštevamo.

4.1.1 Kombinacija vplivov za stalna in začasna projektna stanja

Kombinacija vplivov za stalna in začasna projektna stanja v splošnem zapišemo kot (glej SIST EN 1990: 2004, člen 6.4.3.2):

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

Pri tem + pomeni "kombinirano z", \sum pa pomeni "kombinirani učinek". Z $G_{k,j}$ označimo karakteristično vrednost j -tega stalnega vpliva, s P odločilno reprezentativno vrednost vpliva prednapetja, s $Q_{k,1}$ karakteristično vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva, s $Q_{k,i}$ pa označimo karakteristično vrednost i -tega spremljajočega spremenljivega vpliva.

V enačbi (4.2) je $\gamma_{G,j}$ delni faktor varnosti za j -ti stalni vpliv. Za stalne vplive, ki delujejo neugodno, uporabimo za faktor γ_G vrednost 1,35, v primeru ugodnega vpliva pa vrednost 1,0. Vse stalne vplive enakega izvora moramo pomnožiti z istim faktorjem. Z $\gamma_{Q,i}$ označimo delni faktor varnosti za i -ti spremenljivi vpliv. Za prevladujoči spremenljivi vpliv, ki vpliva neugodno, uporabimo vrednost $\gamma_{Q,1} = 1,5$, medtem ko v primeru, ko le ta vpliva ugodno, uporabimo za faktor $\gamma_{Q,i}$ vrednost 0. V primeru izpostavljenosti različnim vrstam obtežbe upoštevamo kritični obtežni primer.

$\Psi_{0,i}$ je faktor za kombinacijsko vrednost i -tega spremljajočega spremenljivega vpliva. Vrednost določimo s pomočjo preglednice v dodatku A1 v standardu SIST EN 1990: 2004. V preglednici 33 prikazujemo vrednosti faktorja Ψ_0 za kategorije uporabe površin, ki nastopajo pri obravnavani stavbi.

Preglednica 32: Vrednosti faktorja Ψ_0 in Ψ_2 v odvisnosti od kategorije uporabe površine oziroma spremenljivega vpliva

Vpliv	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Koristna obtežba v stavbah :			
- kategorija A – stopnice	0,7	0,5	0,3
- kategorija B – pisarne	0,7	0,5	0,3
- kategorija C – površine, kjer se zbirajo ljudje	0,7	0,7	0,6
- kategorija H – strehe	0	0	0
- kategorija F – prometne površine	0,7	0,7	0,6
- kategorija G – prometne površine	0,7	0,5	0,3
Obtežba snega na stavbah	0,5	0,2	0
Obtežba vetra na stavbah	0,6	0,2	0

4.1.2 Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja

Kombinacijo vplivov za potresna projektna stanja pa zapišemo kot (glej SIST EN 1990: 2004, člen 6.4.3.2):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.3)$$

Pri tem je A_{Ed} projektna vrednost vpliva potresa, $\Psi_{2,i}$ pa je faktor za navidezno stalno vrednost i -tega spremenljivega vpliva. Vrednosti faktorja Ψ_2 za različne spremenljive vplive prikazujemo v preglednici Preglednica 33. Pomen ostalih spremenljivk je enak kot v izrazu (4.2). Projektno vrednost vpliva potresa določimo s pomočjo izraza:

$$A_{Ed} = \gamma_1 \cdot A_{Ek} \quad (4.4)$$

kjer je A_{Ek} karakteristična vrednost vpliva potresa, γ_I pa je že omenjeni faktor pomembnosti ($\gamma_I = 1,0$, glej enačbo (3.26)).

Ker je gibanje tal med potresom sestavljeno iz nihanja v vseh vodoravnih smereh, moramo upoštevati sočasno delovanje potresnih obremenitev v obeh glavnih smereh X in Y (SIST EN 1998-1: 2005). Tako pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja komponenti potresnega vpliva v glavnih smereh, ob predpostavki o njuni neodvisnosti, kombiniramo na poenostavljen način in sicer (glej SIST EN 1998-1:2005, enačbi (4.18) in (4.19)):

$$E_{Edx} + 0,3 \cdot E_{Eddy}, \quad (4.5)$$

$$0,3 \cdot E_{Edx} + E_{Eddy}. \quad (4.6)$$

Pri tem sta E_{Edx} ter E_{Eddy} učinka potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva vzdolž izbrane vodoravne smeri X oziroma Y obravnavane konstrukcije.

4.2 Mejna stanja uporabnosti

V mejnih stanjih uporabnosti preverjamo če konstrukcija ali konstrukcijski element ustreza določenim zahtevam uporabnosti, ki se nanašajo na delovanje konstrukcije v normalnih pogojih, na udobje ljudi oziroma na videz konstrukcije (SIST EN 1990: 2004). Formalno zapišemo to kot (glej člen 6.5.1 v SIST EN 1990: 2004):

$$E_d \leq C_d, \quad (4.7)$$

kjer je E_d projektna vrednost učinkov vplivov, ki je navedena v kriteriju uporabnosti in jo določimo na podlagi ustrezne kombinacije (glej razdelek 4.2.1), C_d pa je mejna projektna vrednost ustreznega kriterija uporabnosti.

4.2.1 Kombinacije vplivov

Ločimo tri različne kombinacije vplivov za mejna stanja uporabnosti in sicer (SIST EN 1990: 2004, člen 6.5.3):

Karakteristična kombinacija vplivov:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ " + " } P \text{ " + " } Q_{k,1} \text{ " + " } \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.8)$$

Pogosta kombinacija:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ " + " } P \text{ " + " } \Psi_{1,1} Q_{k,1} \text{ " + " } \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.9)$$

Navidezno stalna kombinacija:

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

V izrazu (4.9) je $\Psi_{1,1}$ faktor za pogosto vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva. Pomen ostalih spremenljivk v izrazih (4.8) do (4.10) je enak kot v (4.2) in (4.3). V preglednici 33 prikazujemo vrednosti faktorja Ψ_1 za različne spremenljive vplive.

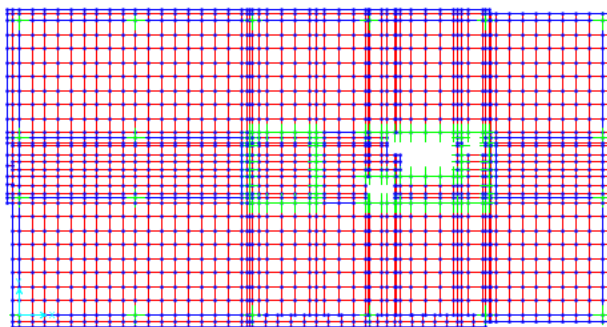
5 RAČUNSKI MODELI NOSILNE KONSTRUKCIJE STAVBE

Analizo nosilne konstrukcije obravnavane stavbe opravimo z uporabo idealiziranih računskih modelov konstrukcije. V okviru diplomske naloge izdelamo dva idealizirana računska modela in sicer ravninski model za ločeno analizo tipične medetažne nosilne konstrukcije stavbe ter prostorski računski model celotne nosilne konstrukcije stavbe za analizo lastnega nihanja oziroma za analizo vertikalnih nosilnih elementov konstrukcije. V nadaljevanju podrobneje predstavimo oba idealizirana računska modela.

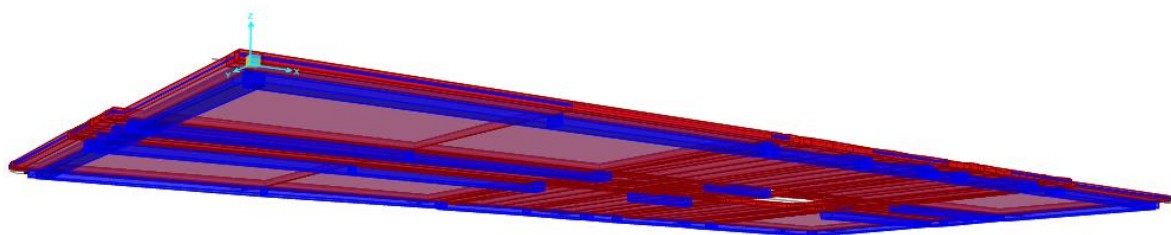
5.1 Računski model za analizo tipične medetažne konstrukcije stavbe

Idealiziran računski model tipične medetažne konstrukcije izdelamo v računalniškem programu SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011). Program temelji na metodi končnih elementov. Ploščo smo modelirali s štiri-vozličnimi končnimi elementi tipa »Shell Thin«, ki imajo poleg upogibne tudi osno togost, ojačilne nosilce pod ploščo pa smo modelirali z linijskimi končnimi elementi. Ploščo na mestu navpičnih sten in stebrov nepomično podpremo. Na mestih, kjer je plošča toga povezana s steno, pa v modelu upoštevamo polno vpetje. V linearno elastični analizi razpokanosti armiranobetonskih prerezov zanemarimo.

Pri modeliranju moramo posebno pozornost nameniti nosilcem, ki potekajo pod ploščo in predstavljajo podajno podporo, zato pomiki plošče na tem mestu niso preprečeni. Nosilce moramo modelirati tako, da se zgornji rob nosilcev dotika spodnje površine plošče. To storimo z uporabo ukaza »*Cardinal Point* → *8-top center*«, s katerim premaknemo referenčno vzdolžno os nosilca na zgornji rob, z ukazom »*Assign* → *Frame* → *Insertion Point*« pa nosilce premaknemo za polovico debeline plošče, tako da zgornji rob nosilca sovpade s spodnjo površino plošče. Računski model medetažne konstrukcije z mrežo končnih elementov prikazujemo na sliki 34, na sliki 35 pa prikazujemo nosilce pod ploščo.

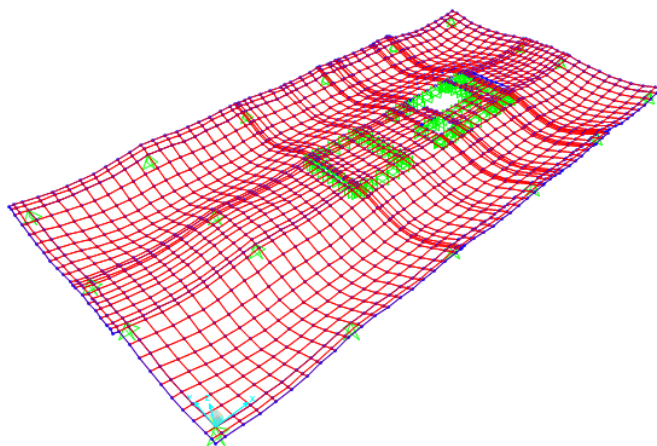


Slika 32: Idealiziran računski model medetažne konstrukcije z mrežo končnih elementov, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)

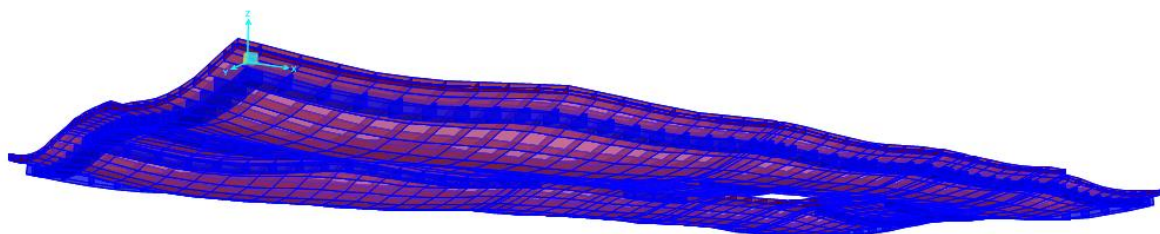


Slika 33: Idealiziran računski model medetažne plošče z nosilci pod ploščo, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)

Idealiziran model obtežimo s stalno in koristno obtežbo, določeno v 3. poglavju, ter tem tvorimo ustrezne kombinacije skladno s pravili, navedenimi v 4. poglavju diplomske naloge. Oba omenjena vpliva učinkujeta v navpični smeri, pravokotno na ravnino plošče. Vplive, ki učinkujejo v ravnini medetažne konstrukcije, pa pri računu obremenitev v plošči zanemarimo. Na slikah 36 in 37 prikazujemo deformirani legi računskega modela obravnavane medetažne plošče.



Slika 34: Deformirana lega računskega modela iz programa SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)



Slika 35: Pogled na deformirano lego računskega modela plošče s spodnje strani, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)

5.2 Računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov

Idealiziran prostorski računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov obravnavane stavbe izdelamo v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010). Vertikalno nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe sestavljajo AB stene in AB okviri, ki so med seboj v nivojih medetažnih plošč ter strehe toga povezani. V obeh kletnih etažah (KT1 in KT2) so izvedene še obodne AB stene, ki skupaj s togima AB ploščama na nivoju stropa obeh kletnih etaž ter plošče na ravni temeljev tvorijo t.i. togo klet. Pri analizi nosilne konstrukcije stavbe upoštevamo, da horizontalni vplivi potresa in vetra delujejo le na del konstrukcije, ki je nad nivojem toge kleti, zato predpostavimo, da so stene in stebri vpeti v togo klet. Idealiziran računski model ima tako le 5 etaž, poleg pritličja še tri etaže ter strojnico.

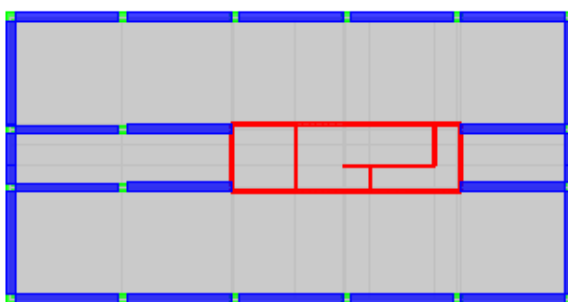
Stene modeliramo s štiri-vozliščnimi končnimi elementi tipa »Shell Thin«. V stenah upoštevamo tudi odprtine. S pomočjo ukaza »Pier« oziroma »Spandrel« izračunamo rezultanto normalnih napetosti v prečnem prerezu posamične stene oziroma vezne grede (prečke).

Stebre in nosilce modeliramo z linijskimi končnimi elementi. Pri nosilcih, ki podpirajo ploščo, zanemarimo sodelujočo širino plošče. V primeru razpokanih prečnih prerezov se togost konstrukcije skoraj ne spremeni v primerjavi s togostjo konstrukcije, kjer so nosilci pod ploščo modelirani kot T nosilci (Beg, 2009: str. 8-48). V računskem modelu predpostavimo, da vzdolžna os nosilcev sovпада s težiščno ravnino plošče.

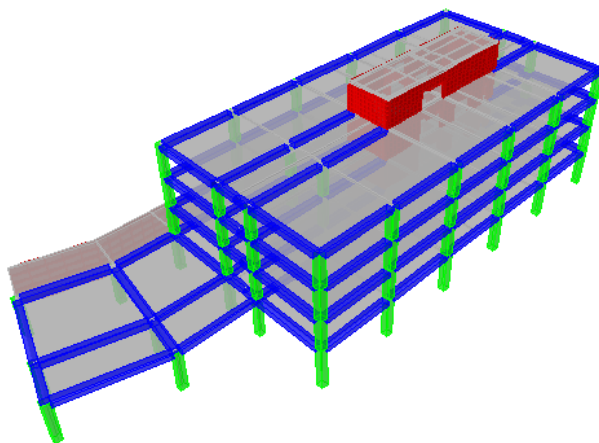
Medetažne plošče in strešno ploščo modeliramo s ploskovnimi končnimi elementi tipa »Membrane«. Ker je debelina vsake izmed omenjenih AB polnih plošč večja od 70 mm in je plošča armirana v obeh smereh z vsaj minimalno količino vzdolžne armature, ki je določena v standardu SIST EN 1992-1-1:2004, lahko v analizi upoštevamo, da je plošča neskončno toga v svoji ravnini, kot diafragma (glej SIST EN 1998-1: 2005, člen 5.10(1)). To pomeni, da ima vsaka točka plošče enake horizontalne pomike. V programu ETABS neskončno togost plošče v svoji ravnini upoštevamo z ukazom »Rigid diaphragm«.

Skladno z določili iz standarda SIST EN 1998-1:2006 moramo v analizi pri določitvi togosti vertikalnih nosilnih elementov upoštevati vpliv razpokanosti prerezov. To upoštevamo na poenostavljen način in sicer v elastični analizi konstrukcije upoštevamo polovične vrednosti ustreznih upogibnih iz strižnih togosti nerazpokanih prečnih prerezov.

Idealiziran računski model nosilne konstrukcije obravnavane stavbe prikazujemo na slikah 37 in 38.



Slika 36: Tloris idealiziranega prostorskega računskega modela nosilne konstrukcije stavbe v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010)



Slika 37: Idealiziran prostorski računski model nosilne konstrukcije stavbe v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010)

5.2.1 Masa konstrukcije v višini stropov

Pri analizi lastnega nihanja konstrukcije in določanju projektnega potresnega vpliva moramo v idealiziranem računskem modelu upoštevati mase skladno z naslednjo kombinacijo vplivov (glej SIST EN 1998-1: 2005, enačba (3.17)):

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (5.1)$$

V izrazu je $\Psi_{E,i}$ koeficient za kombinacijo i -tega spremenljivega vpliva $Q_{k,i}$, s katerim upoštevamo verjetnost, da obtežba $Q_{k,i}$ ni prisotna po celotni konstrukciji v času potresa. Z njim lahko upoštevamo tudi zmanjšano sodelovanje mas pri nihaju konstrukcije zaradi podajne povezave med njimi (glej SIST EN 1998-1: 2005, člen 3.2.4 (3)). Koeficient za kombinacijo izračunamo s pomočjo izraza:

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \quad (5.2)$$

Pri tem je $\Psi_{2,i}$ faktor za navidezno stalno vrednost i -tega spremenljivega vpliva (glej tudi enačbo (4.3) in preglednico 32), φ pa je koeficient, ki je odvisen od vrste spremenljivega vpliva in zasedenosti posamezne etaže. Vrednosti koeficienta φ prikazujemo v preglednici 33 (glej SIST EN 1998-1: 2005, Preglednica 4.2).

Preglednica 33: Vrednosti koeficienta φ za račun $\Psi_{E,i}$

Vrsta spremenljivega vpliva	φ	
Kategorija A in B	Vrhnja etaža (streha)	1,0
	Zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8
	Etaže so zasedene neodvisno	0,5

V analizi upoštevamo, da je masa koncentrirana v višini stropov (etaž). To pomeni, da moramo maso vertikalnih elementov (stebrov, sten, stopnic) v posamezni etaži prestaviti v višino stropa pod oziroma nad etažo.

5.2.1.1 »Peš« račun mas

V nadaljevanju prikažemo izračun mase v višini tipičnega stropa konstrukcije. Izberemo stropno konstrukcijo nad 2. nadstropjem (ND2). Za mase ostalih stropov prikažemo le končne vrednosti. Izračunane mase nam v nadaljevanju služijo za kontrolo mas v idealiziranem prostorskem računskem modelu konstrukcije.

Lastna in stalna obtežba v višini stropa (upoštevamo tudi ustrezen del teže vertikalnih elementov pod in nad obravnavanim stropom):

medetažna plošča ND3 ($g_{pl,1} = 7,6 \text{ kN/m}^2$ in $g_{pl,2} = 6,12 \text{ kN/m}^2$)

$$G_{pl3} = A_1 \cdot g_1 + A_2 \cdot g_2 = 839,76 \cdot 7,6 + 58,08 \cdot 6,12 = 6737,2 \text{ kN}$$

stene jedra ND3 ($b_1=0,25 \text{ m}$, $b_2=0,20 \text{ m}$)

$$\begin{aligned} G_{sten3} &= L_{st1} \cdot b_1 \cdot \frac{h_{et}}{2} \cdot \gamma_c + L_{st2} \cdot b_2 \cdot \frac{h_{et}}{2} \cdot \gamma_c = \\ &= 45,98 \cdot 0,25 \cdot \frac{3,4}{2} \cdot 25 + 13,45 \cdot 0,20 \cdot \frac{3,4}{2} \cdot 25 = 602,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

stene jedra ND2 ($b_1=0,25 \text{ m}$ in $b_2=0,20 \text{ m}$)

$$\begin{aligned} G_{sten2} &= L_{st1} \cdot b_1 \cdot \frac{h_{et}}{2} \cdot \gamma_c + L_{st2} \cdot b_2 \cdot \frac{h_{et}}{2} \cdot \gamma_c = \\ &= 45,98 \cdot 0,25 \cdot \frac{3,4}{2} \cdot 25 + 13,45 \cdot 0,20 \cdot \frac{3,4}{2} \cdot 25 = 602,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

stebri ND3 ($a_1/b_1 = 0,70/0,70 \text{ m}$ in $a_2/b_2 = 0,70/0,60 \text{ m}$)

$$\begin{aligned} G_{steb3} &= 14 \cdot a_{st1} \cdot b_{st1} \cdot \frac{h_{et}}{2} \cdot \gamma_c + 4 \cdot a_{st2} \cdot b_{st2} \cdot \frac{h_{et}}{2} \cdot \gamma_c = \\ &= 14 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot \frac{3,4}{2} \cdot 25 + 4 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot \frac{3,4}{2} \cdot 25 = 363,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

stebri ND2 ($a_1/b_1 = 0,70/0,70 \text{ m}$ in $a_2/b_2 = 0,70/0,60 \text{ m}$)

$$\begin{aligned} G_{steb2} &= 14 \cdot a_{st1} \cdot b_{st1} \cdot \frac{h_{et}}{2} \cdot \gamma_c + 4 \cdot a_{st2} \cdot b_{st2} \cdot \frac{h_{et}}{2} \cdot \gamma_c = \\ &= 0,7 \cdot 0,7 \cdot \frac{3,4}{2} \cdot 25 + 0,7 \cdot 0,6 \cdot \frac{3,4}{2} \cdot 25 = 363,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

nosilci ND3 ($b/h = 0,70/0,33 \text{ m}$, $l_1=8,1 \text{ m}$ in $l_2=4,2 \text{ m}$)

$$\begin{aligned} G_{nos} &= 20 \cdot b_{nos} \cdot h_{nos} \cdot L_{nos1} \cdot \gamma_c + 2 \cdot b_{nos} \cdot h_{nos} \cdot L_{nos2} \cdot \gamma_c = \\ &= 20 \cdot 0,7 \cdot 0,33 \cdot 8,1 \cdot 25 + 2 \cdot 0,7 \cdot 0,33 \cdot 4,2 \cdot 25 = 984,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

predelne stene ($g_{stin} = 0,20 \text{ kN/m}$ torej po EC $g_{pr.st} = 0,8 \text{ kN/m}^2$)

$$G_{pr.st} = A_{et} \cdot g_{pr.st} = 897,84 \cdot 0,8 = 718,3 \text{ kN}$$

fasada ($g_{fas} = 0,10 \text{ kN/m}$)

$$G_{fas} = L_{fas} \cdot g_{fas} = 256,4 \cdot 0,1 = 25,6 \text{ kN}$$

stopnice ($g_{\text{pod}} = 6,12 \text{ kN/m}^2$, $g_{\text{st.jedro}} = 6,12 \text{ kN/m}^2$)

$$\begin{aligned} G_{\text{stop}} &= L_{\text{pod}} \cdot g_{\text{pod}} + L_{\text{st.jed}} \cdot g_{\text{st.jed}} + h_{\text{rama}} \cdot \gamma_c \cdot \frac{1}{\cos \varphi} + \frac{\check{s} \cdot v}{2} \cdot n \cdot \gamma_c \cdot L_{\text{rama}} \\ &= 3,85 \cdot 6,12 + 5,5 \cdot 6,12 + 0,17 \cdot 25 \cdot \frac{1}{\cos(0,52)} \cdot 8,01 + \frac{0,17 \cdot 0,3}{2} \\ &\quad \cdot 10 \cdot 1,25 \cdot 25 + 6 \cdot 1,25 \cdot 2,22 = 181,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Skupna lastna teža v višini obravnavanega stropa torej je:

$$G_{\text{ND3}} = G_{\text{pl3}} + G_{\text{sten3}} + G_{\text{sten2}} + G_{\text{steb3}} + G_{\text{steb2}} + G_{\text{nos}} + G_{\text{pr.st}} + G_{\text{fas}} + G_{\text{stop}} = 10807,2 \text{ kN}$$

K masi stropa moramo prišteti tudi ustrezen delež koristne obtežbe (glej enačbo (5.1)). Najprej izračunamo celotno vrednost koristne obtežbe na obravnavanem stropu

medetažna konstrukcija ($q_{\text{pl}} = 3 \text{ kN/m}^2$)

$$Q_{\text{pl3}} = A_{\text{pl}} \cdot q_{\text{pl}} = 839,76 \cdot 3,0 = 2519,3 \text{ kN}$$

stopnice ($q_{\text{stop}} = 3 \text{ kN/m}^2$)

$$Q_{\text{stop3}} = A_{\text{stop}} \cdot q_{\text{stop}} = 17,36 \cdot 3,0 = 52,1 \text{ kN}$$

Celotna vrednost koristne obtežbe je:

$$Q_{\text{ND3}} = Q_{\text{pl3}} + Q_{\text{stop3}} = 2519,3 + 52,1 = 2571,4 \text{ kN}$$

Skupno težo v višini stropa določimo s pomočjo enačbe (5.1). Za faktor Ψ_2 upoštevamo vrednost 0,3 (površino obravnavanega stropa smo uvrstili v kategorijo A oziroma B), za faktor φ pa vrednost 0,5 (glej preglednico 33). Skupna teža v višini stropa torej je:

$$W_{\text{ND},i} = G_{\text{ND},i} + 0,5 \cdot 0,3 \cdot Q_{\text{ND},i} \quad (5.3)$$

$$W_{\text{ND},3} = 10807,2 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 2571,4 = 11219,9 \text{ kN}$$

Sedaj izračunamo še maso etaže:

$$m_{\text{ND},i} = \frac{W_{\text{ND},i}}{g} \quad (5.4)$$

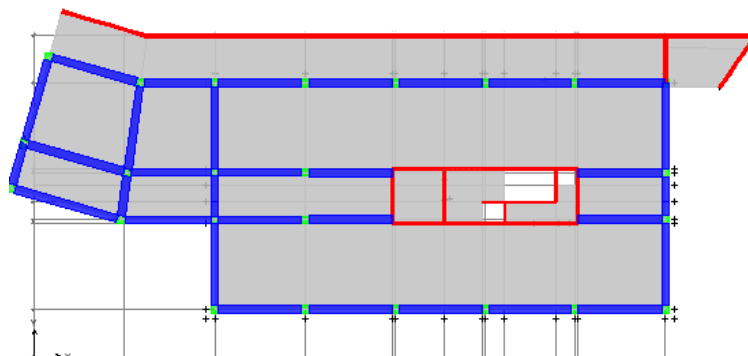
$$m_{\text{ND},3} = \frac{11219,9}{9,81} = 1141 \text{ ton}$$

V preglednici 34 zberemo izračunane vrednosti mas vseh petih etaž nad nivojem toge kleti. Dodatno podajamo tudi koordinate masnega središča za vsak strop posebej. Masno središče določimo s pomočjo izrazov:

$$X_{\text{CM}} = \frac{\sum_i^N m_i \cdot r_{Xi}}{\sum_i^N m_i}, \quad (5.5a)$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum_i^N m_i \cdot r_{Yi}}{\sum_i^N m_i} \quad (5.5b)$$

Pri tem je m_i masa i -tega elementa, r_{Xi} in r_{Yi} pa razdalja od izhodišča koordinatnega sistema pa do i -tega elementa v smeri X oziroma Y. Izhodišče koordinatnega sistema postavimo enako kot smo ga definirali v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010) v presečišče skrajne leve (1") in skrajne spodnje osi (A) in ga prikazujemo na sliki 38.



Slika 38: Izhodišče koordinatnega sistema za izračun koordinat masnega središča.

Preglednica 34: Mase etaž in koordinate masnih središč s »peš« računom

Etaža i	m_i [t]	$X_{CM,i}$ [m]	$Y_{CM,i}$ [m]
ST	119,38	40,74	14,41
ND3	1238,34	36,81	14,83
ND2	1140,97	36,66	14,29
ND1	1140,97	36,66	14,29
PT	1761,52	36,45	17,19

5.2.1.2 Mase etaž v idealiziranem računskem modelu konstrukcije

V preglednici 35 podajamo še vrednosti mas ter koordinat masnega središča posameznih etaž za idealiziran prostorski računski model konstrukcije, ki ga izdelamo v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010). Ugotovimo zelo dobro ujemanje z vrednostmi iz preglednice 34.

Preglednica 35: Mase etaž in koordinate masnih središč v idealiziranem računskem modelu konstrukcije

Etaža i	m_i [t]	$X_{CM,i}$ [m]	$Y_{CM,i}$ [m]
ST	118,64	40,78	14,36
ND3	1207,53	36,71	14,40
ND2	1167,04	36,69	14,40
ND1	1167,04	36,69	14,40
PT	1793,82	31,48	17,86

5.2.1.3 Naključna ekscentričnost mase

Skladno s standardom SIST EN 1998-1:2006, člen 4.3.2 1(P) moramo poleg dejanske ekscentričnosti mase upoštevati tudi naključno ekscentričnost mase, ki je posledica negotovosti, povezanih s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja. Zato masno središče vsake etaže premaknemo iz nazivne lege za t.i. naključno ekscentričnost, ki je:

$$e_{a,i} = \pm 0,05 \cdot L_i, \quad (5.6)$$

kjer je L_i tlorisna dimenzija i -te etaže pravokotno na smer delovanja potresnega vpliva, $e_{a,i}$ pa je naključna ekscentričnost mase i -te etaže glede na nazivni položaj.

5.2.2 Merila za pravilnost konstrukcije

Pri projektiranju na potresnih območjih nosilne konstrukcije stavb razvrstimo na pravilne in nepravilne (glej SIST EN 1998-1:2006, člen 4.2.3.1 1(P)). Ta delitev pa pri projektiranju konstrukcije vpliva na zasnovo računskega modela konstrukcije, na metodo analize ter na vrednost faktorja obnašanja q . Ta vpliv prikažemo s pomočjo preglednice 36. Pri tem upoštevamo nepravilnosti konstrukcije stavbe v tlorisu in nepravilnosti po višini.

Preglednica 36: Vpliv pravilnosti konstrukcije na analizo in projektiranje na potresnih območjih (SIST EN 1998-1:2005, člen 4.1)

Pravilnost		Dovoljena poenostavitve		Faktor obnašanja
Tloris	Višina	Model	Linearno-elastična analiza	(za linearno analizo)
da	da	ravninski	vodoravne sile	referenčni
da	ne	ravninski	modalna	zmanjšani
ne	da	prostorski	vodoravne sile	referenčni
ne	ne	prostorski	modalna	zmanjšani

V nadaljevanju za nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe preverimo pravilnost v tlorisu oziroma po višini.

5.2.2.1 Pravilnost konstrukcije stavbe v tlorisu

Stavbo, ki jo opredelimo kot tlorisno pravilno, mora zadostiti vsem pogojem iz nadaljevanja (SIST EN 1998-1: 2005, člen 4.2.3.2).

Konstrukcija mora imeti približno simetrično razporeditev mase in togosti glede na dve pravokotni smeri, tlorisna razporeditev mora biti zgoščena, to pomeni, da obod vsake etaže predstavlja poligonalno konveksno linijo, stropovi morajo biti dovolj togi v svoji ravnini v primerjavi s horizontalno togostjo vertikalnih nosilnih elementov, razmerje med večjo (L_{max}) in manjšo (L_{min}) tlorisno dimenzijo stavbe, merjeno v pravokotnih smereh, pa mora biti manjše od 4.

Zadnji pogoj preverimo za tlorisne dimenzije stavbe v pritličju oziroma za tipično etažo

$$\frac{41,2}{22,0} = 1,9 < 4$$

$$\frac{55,2}{41,2} = 1,3 < 4$$

Za vsako etažo ter v obeh smereh analize (X in Y) morata ekscentričnost konstrukcije $e_{0Y(X)}$ in torzijski polmer $r_{Y(X)}$ ustrezati naslednjima pogojema:

$$e_{0Y} \leq 0,30 \cdot r_{Y}, \quad \text{pri analizi v smeri osi X oziroma} \quad (5.6a)$$

$$e_{0X} \leq 0,30 \cdot r_{X}, \quad \text{pri analizi v smeri osi Y,} \quad (5.6b)$$

ter:

$$r_{Y} \geq l_{S}, \quad \text{pri analizi v smeri osi X oziroma} \quad (5.7a)$$

$$r_{X} \geq l_{S}, \quad \text{pri analizi v smeri osi Y.} \quad (5.7b)$$

Pri tem je $e_{0X(Y)}$ razdalja med središčem togosti in masnim središčem v smeri X (oziroma Y), ki je pravokotna na smer analize, $r_{Y(X)}$ je torzijska polmer, t.j. kvadratni koren razmerja med torzijsko in translacijsko togostjo v smeri osi X (oziroma Y), l_{S} pa je vztrajnostni polmer mase etaže. V nadaljevanju najprej preverimo pogoja (5.6a) in (5.6b).

Vrednosti ekscentričnosti konstrukcije e_{0X} in e_{0Y} za posamezno etažo obravnavane stavbe podajamo v preglednici 37. Koordinatne masnega središča in središča togosti povzamemo iz idealiziranega računskega modela konstrukcije v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010).

Preglednica 37: Koordinate masnega središča (CM) in središča togosti (CR) ter ekscentričnost konstrukcije za posamezno etažo

Etaža	Koordinate masnega središča [m]		Središče togosti [m]		Ekscentričnost [m]	
	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}	e _{0x}	e _{0y}
5	40,78	14,36	41,62	14,49	0,84	0,13
4	36,71	14,40	41,59	15,07	4,88	0,67
3	36,69	14,40	41,74	15,63	5,05	1,23
2	36,69	14,40	42,37	16,96	5,68	2,56
1	31,48	17,86	46,68	24,85	15,20	6,99

Torzijska polmera posamezne etaže izračunamo kot kvadratni koren razmerja med torzijsko in translacijsko togostjo, ločeno v smeri osi X (r_y) in v smeri osi Y (r_x), s pomočjo izrazov:

$$r_x = \sqrt{\frac{K_M}{K_{FY}}} \quad \text{in} \quad r_y = \sqrt{\frac{K_M}{K_{FX}}} \quad (5.8)$$

kjer je K_M torzijska togost, K_{FX} in K_{FY} pa translacijski togosti v smeri osi X oziroma Y (Beg, 2009: str 8-24). Posamezne togosti izračunamo kot:

$$K_M = \frac{1}{R_Z(M_T = 1)}, \quad (5.9)$$

$$K_{FX} = \frac{1}{U_X(F_{TX} = 1)}, \quad (5.10)$$

$$K_{FY} = \frac{1}{U_Y(F_{TY} = 1)}. \quad (5.11)$$

Pri tem je R_Z ($M_T = 1$) rotacija obravnavane etaže zaradi delovanja enotnega torzijskega momenta s prijemališčem v središču togosti etaže, U_X ($F_{TX} = 1$) in U_Y ($F_{TY} = 1$) pa sta horizontalna pomika etaže v X oziroma Y smeri zaradi delovanja enotne sile v X oziroma Y smeri s prijemališčem v središču togosti.

Rotacije in pomike posamezne etaže obravnavane stavbe pri delovanju enotnih torzijskih momentov oziroma horizontalnih sil določimo na idealiziranem računskem modelu konstrukcije. Rezultate zberemo v preglednici 38.

Preglednica 38: Pomiki in rotacije etaž zaradi delovanja enotnih sil oziroma momentov s prijemališčem v središču togosti

Etaža i	Pomik U_{xi} zaradi sile F_{Tx} [m]	Pomik U_{yi} zaradi sile F_{Ty} [m]	Rotacija R_{zi} zaradi momenta M_{Ti} [m/kNm]
5	1,4860	3,9971	0,0215
4	0,9864	2,4953	0,0134
3	0,5618	1,3371	0,0076
2	0,2587	0,5991	0,0031
1	0,0366	0,1721	0,0005

V preglednici 39 podajamo translacijski oziroma torzijsko togost posamezne etaže obravnavane stavbe (glej enačbe (5.9) do (5.11)), v preglednici 40 pa torzijske polmere (glej enačbo (5.8)).

Preglednica 39: Translacijski (K_{FX} , K_{FY}) in torzijska togost (K_M) posamezne etaže obravnavane stavbe

Etaža i	K_{FXi} [kNm/m]	K_{FYi} [kNm/m]	K_{Mi} [kNm/m]
5	672948	250181	46533271
4	1013788	400753	74404762
3	1779993	747887	132100396
2	3865481	1669170	319488818
1	27322404	5810575	2040816327

Preglednica 40: Torzijska polmera posamezne etaže obravnavane stavbe

Etaža i	r_{xi} [m]	r_{yi} [m]
5	13,64	8,32
4	13,63	8,57
3	13,29	8,61
2	13,83	9,09
1	18,74	8,64

V preglednici 41 izvedemo še kontrolo pogojev (5.6a) in (5.6b). Vrednosti torzijskih polmerov odčitamo iz preglednice 40, ekscentričnosti konstrukcije pa iz preglednice 37.

Preglednica 41: Kontrola ekscentričnosti posamezne etaže obravnavane stavbe

Etaža	e_{0x} [m]	$0,3 \cdot r_x$ [m]	Ustreznost	e_{0y} [m]	$0,3 \cdot r_y$ [m]	Ustreznost
5	0,84	< 4,09	da	0,13	< 2,49	da
4	4,88	> 4,09	ne	0,67	< 2,57	da
3	5,05	> 3,99	ne	1,23	< 2,58	da
2	5,68	> 4,15	ne	2,56	< 2,73	da
1	15,20	> 5,62	ne	6,99	> 2,59	ne

Ugotovimo, da sta pogoja (5.6a) in (5.6b) izpolnjena le v 5. etaži, v vseh ostalih etažah pa ne. To pomeni, da ekscentričnost konstrukcije ne izpolnjuje zahtevanih pogojev za tlorisno pravilnost.

Sedaj preverimo še pogoja (5.7a) in (5.7b). Vztrajnostni polmer mase etaže (koncentrirane na višini stropa) v horizontalni ravnini izračunamo za vsako etažo posebej kot kvadratni koren razmerja med polarnim momentom mase etaže MMI v horizontalni ravnini glede na masno središče etaže in maso etaže m (glej SIST EN 1998-1:2005, str. 42, člen 4.2.3.2(5)) in sicer:

$$l_s = \sqrt{\frac{MMI}{m}}. \quad (5.12)$$

V primeru pravokotnega tlorisa etaže s stranicama l in b in z enakomerno porazdeljeno maso, lahko vztrajnostni polmer mase etaže izračunamo tudi na poenostavljen način z izrazom:

$$l_s = \sqrt{\frac{l^2 + b^2}{12}}. \quad (5.13)$$

V tem primeru je vztrajnostni polmer tipične etaže obravnavane stavbe 13,71 m.

V preglednici 42 izvedemo kontrolo pogojev (5.7a) in (5.7b). Vrednosti vztrajnostnih polmerov vseh etaž obravnavane stavbe izračunamo s pomočjo enačbe (5.14), vrednosti torzijskih polmerov pa odčitamo iz preglednice 40.

Preglednica 42: Kontrola minimalne torzijske togosti posamezne etaže obravnavane stavbe

Etaža i	r_x [m]	l_s [m]	Ustreznost	r_y [m]	l_s [m]	Ustreznost
5	13,64	> 5,58	da	8,32	> 5,58	da
4	13,63	< 14,52	ne	8,57	< 14,52	ne
3	13,29	< 14,67	ne	8,61	< 14,67	ne
2	13,83	< 14,67	ne	9,09	< 14,67	ne
1	18,74	< 19,54	ne	8,64	< 19,54	ne

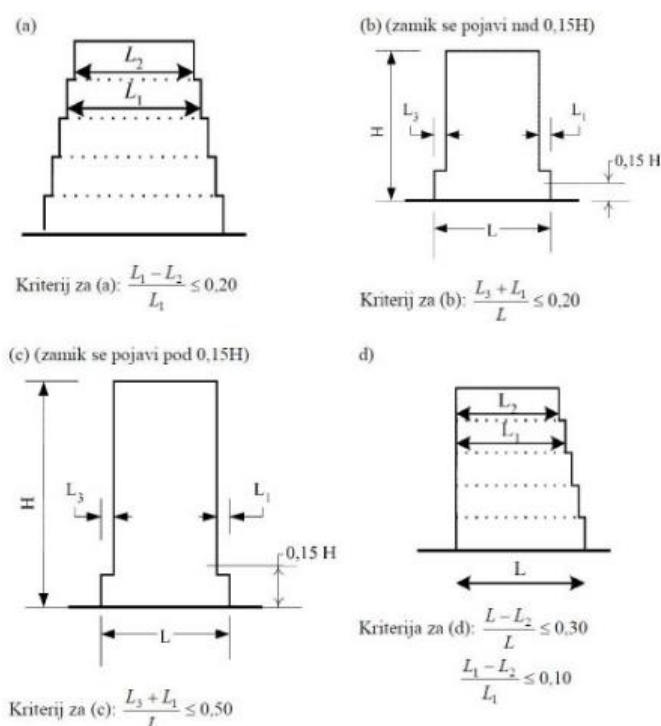
Ugotovimo, da sta tudi pogoja (5.7a) in (5.7b) izpolnjena le v 5. etaži, v vseh ostalih etažah pa ne. Tudi torzijski polmer konstrukcije ne izpolnjuje zahtevanih pogojev za tlorisno pravilnost. Dodatno ugotovimo, da obravnavana konstrukcija nima minimalne torzijske togosti v nobeni izmed horizontalnih smeri (glej SIST EN 1998-1:2006, člen 5.2.2.1 4(P)), zato jo uvrstimo med torzijsko podajne sisteme.

5.2.2.2 Pravilnost konstrukcije stavbe po višini

Stavbo, ki jo opredelimo kot pravilno po višini, mora zadostiti vsem pogojem iz nadaljevanja (SIST EN 1998-1: 2005, člen 4.2.3.3).

Vsi sistemi za prenos obtežbe morajo potekati neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe. Togost v horizontalni smeri in masa morata biti konstantni po etažah oziroma se lahko enakomerno zmanjšujejo od tal do vrha. V primeru, da imajo posamezni deli stavb različne višine, moramo sočasno zadostiti tudi naslednjim pogojem (SIST EN 1998-1:2005, člen 4.2.3.3(5)):

- Če se oblika spreminja po višini postopoma in ohranja simetrijo glede na navpično os, zmanjšanje tlorisne dimenzije v nobeni etaži ne sme biti večje od 20% glede na prejšnjo etažo v smeri spremembe dimenzije (glej sliko 39(a) in 39(b)).
- Kadar obstaja eno samo zmanjšanje tlorisne dimenzije v spodnjih 15% celotne višine glavnega konstrukcijskega sistema, zmanjšanje tlorisne dimenzije ne sme biti večje od 50% dimenzije v spodnji etaži (slika 39(c)). V tem primeru mora biti spodnji del ožjega dela konstrukcije projektiran tako, da prinese vsaj 75% vodoravnih prečnih sil, ki bi se pojavile v tem delu v podobni stavbi brez razširitve spodnjega dela.
- Kadar osna simetrija ni ohranjena, vsota zamikov vseh etaž ne sme presegati 30 % tlorisne dimenzije v etaži nad temelji ali nad togo kletjo, medtem ko posamezni zamiki ne smejo biti večji od 10 % tlorisne dimenzije v predhodni etaži (glej sliko 39(d)).



Slika 39: Merila za pravilnost po višini za stavbe, ki imajo dele z različnimi višinami (SIST EN 1998-1: 2005, slika 4.1)

Tlorisna dimenzija stavbe se v smeri osi X pri prehodu iz pritličja (PT) v prvo etažo (ND1) zmanjša z 55,92 m na 42,1 m. Tako je zmanjšanje tlorisne dimenzije večje od dovoljene (glej pogoj (a) na sliki 39):

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} = \frac{55,92 - 41,2}{55,92} = 0,26 > 0,2.$$

Pri prehodu iz tretjega nadstropja (ND3) v etažo, kjer se nahaja strojnica (ST), se tlorisna dimenzija stavbe v smeri osi X zmanjša z 41,2 m na 16,9 m. Tudi v tem primeru je zmanjšanje tlorisne dimenzije večje od dovoljene:

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} = \frac{41,2 - 16,9}{41,2} = 0,59 > 0,2.$$

Tlorisna dimenzija stavbe se v smeri Y pri prehodu iz pritličja (PT) v prvo etažo (ND1) zmanjša z 25,55 m na 22 m. V tem primeru zmanjšanje tlorisne dimenzije ni večje od dovoljene:

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} = \frac{25,55 - 22}{25,55} = 0,13 < 0,2.$$

Pri prehodu iz tretjega nadstropja (ND3) v etažo, kjer se nahaja strojnica (ST), se tlorisna dimenzija stavbe v smeri Y zmanjša z 21,1 m na 5,1 m. V tem primeru je zmanjšanje dimenzije bistveno večje od dovoljene:

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} = \frac{21,1 - 5,1}{21,1} = 0,76 > 0,2$$

Ugotovimo, da stavba že pri prvi zahtevi ne zadošča pogoju pravilnosti po višini, to pomeni, da obravnavana konstrukcija ni pravilna po višini. Nadaljnje kontrole zato opustimo.

Ker je obravnavana konstrukcija nepravilna v tlorisu in nepravilna po višini, moramo analizo potresnih vplivov opraviti na idealiziranem prostorskem računskem modelu konstrukcije z modalno analizo s spektri odziva (glej preglednico 36).

5.2.3 Račun faktorja obnašanja q za horizontalne potresne vplive

Ko na stavbo deluje potresna obtežba, pri projektiranju dopuščamo, da se na določenih mestih pojavijo poškodbe, kar pomeni, da na teh mestih material prenaša obremenitve v nelinearnem območju. S tem omogočimo sipanje energije. To pomeni, da sile, ki ustrezajo linearno elastičnemu odzivu, reduciramo in opravimo elastično analizo z zmanjšanim - projektnim spektrom odziva. Zmanjšanje izvedemo s faktorjem obnašanja q .

Faktor obnašanja q je približek k razmerju med potresnimi silami, ki bi delovale na konstrukcijo s 5% viskoznega dušenja, če bi se obnašala povsem elastično, in najmanjšimi potresnimi silami, ki se lahko uporabijo pri projektiranju ob uporabi običajnega elastičnega modela, a vendarle še zagotovijo zadovoljivo obnašanje konstrukcije (SIST EN 1998-1: 2005, člen 3.2.2.5(3)).

Faktor obnašanja določimo za vsako horizontalno smer konstrukcije posebej s pomočjo izraza:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (5.14)$$

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

preglednice 43 (SIST EN 1998-1: 2005, Preglednica 5.1). V primeru, da je konstrukcija nepravilna po višini, moramo vrednost osnovnega faktorja q_0 zmanjšati za 20%.

Preglednica 43: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja q_0 za konstrukcijske sisteme, ki so pravilni po višini (SIST EN 1998-1: 2005, Preglednica 5.1)

Vrsta konstrukcije	DCM	DCH
Okvirni sistem, mešani sistem, sistem povezanih sten (sten z odprtini)	$3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Sistem nepovezanih (konzolnih) sten	3,0	$4,0 \cdot \alpha_0 / \alpha_1$
Torzijsko podajen sistem	2,0	3,0
Sistem obrnjenega nihala	1,0	2,0

Nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe sestavljajo AB prostorski okviri in stenasto jedro. Ugotovimo, da obravnavana konstrukcija vertikalno obtežbo prevzame predvsem z prostorskimi okviri, ter da je strižna nosilnost sten ob vpetju stavbe večja od 50% celotne strižne nosilnosti konstrukcijskega sistema. Pri tem upoštevamo poenostavitev in namesto deležev strižnih nosilnosti preverimo deleže strižnih sil, ki odpadejo na posamezni konstrukcijski sistem. Tako lahko skladno z določili iz standarda SIST EN 1998-1:2006 nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe uvrstimo med mešane sisteme, ekvivalentne stenastim. Ker pa obravnavana konstrukcija ne izpolnjuje pogoja minimalne torzijske togosti (glej preglednico 42), jo uvrstimo med torzijsko podajne sisteme.

V tem primeru znaša za srednji razred duktilnosti (DCM) osnovna vrednost faktorja obnašanja $q_0 = 2,0$. Ker pa je konstrukcija po višini nepravilna, faktor dodatno reduciramo in dobimo:

$$q_0 = 2,0 \cdot 0,80 = 1,60 \geq 1,5.$$

Izračunamo še faktor k_w , ki ga določimo s pomočjo izraza (glej SIST EN 1998-1: 2005, člen 5.2.2.2(11), enačba 5.2):

$$k_w = \begin{cases} 1,0 & \text{za okvire in okvirom enakovredne mešane sisteme,} \\ (1 + \alpha_0)/3 \leq 1, & \text{toda ne manj kot 0,5 za stenaste, stenam enakovredne} \\ & \text{mešane in torzijsko fleksibilne sisteme.} \end{cases} \quad (5.15)$$

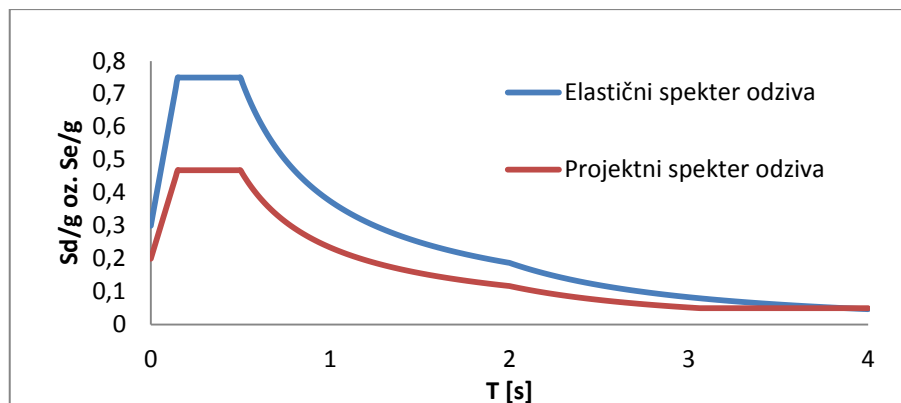
V izrazu (5.15) je α_0 prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten v konstrukcijskem sistemu. V primeru, ko razmerja posameznih sten v konstrukcijskem sistemu niso pomembno različna, določimo prevladujoče razmerje z izrazom (glej SIST EN 1998-1: 2005, enačba 5.3):

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}}. \quad (5.16)$$

Pri tem je h_{wi} višina i -te stene, l_{wi} pa njena dolžina. Za obravnavano konstrukcijo je $\alpha_0 > 2,0$ v obeh horizontalnih smereh (pri čemer kletna stena ni bila upoštevana), kar pomeni da je k_w omejen z zgornjo mejo 1,0. Vrednost faktorja obnašanja v obeh horizontalnih smereh torej je:

$$q = q_0 \cdot k_w = 1,60 \cdot 1,0 = 1,6 \geq 1,5.$$

Na sliki 40 prikazujemo elastični ter projektni spekter odziva za faktor obnašanja $q = 1,6$ (tip tal B, $a_g = 0,25 \cdot g$).



Slika 40: Elastični in projektni spekter odziva za obravnavano konstrukcijo

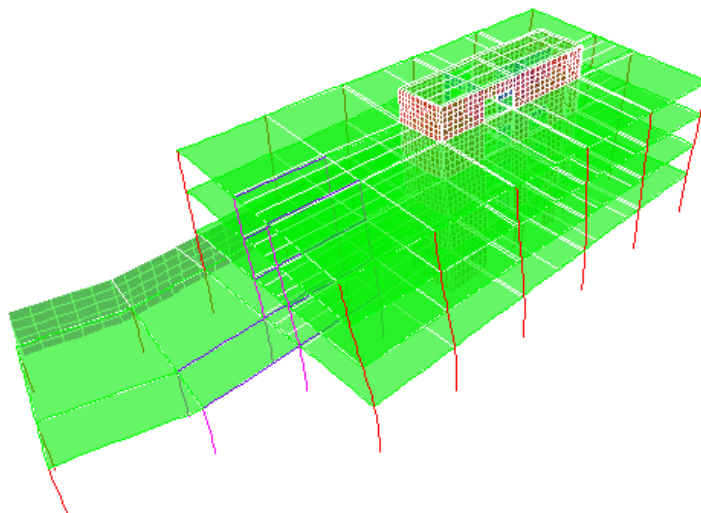
5.2.4 Analiza lastnega nihanja konstrukcije

V modalni analizi moramo upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo h globalnemu odzivu konstrukcije. To so nihajne oblike, za katere velja, da je vsota njihovih učinkovitih mas večja od 90% celotne mase konstrukcije, oziroma vse nihajne oblike, katerih učinkovita masa je večja od 5% celotne mase. To pomeni, da moramo pri obravnavani konstrukciji upoštevati 11 nihajnih oblik. Pripadajoče nihajne čase in učinkovite mase prikazujemo v preglednici 44.

Preglednica 44: Nihajne oblike obravnavane konstrukcije in pripadajoče učinkovite mase

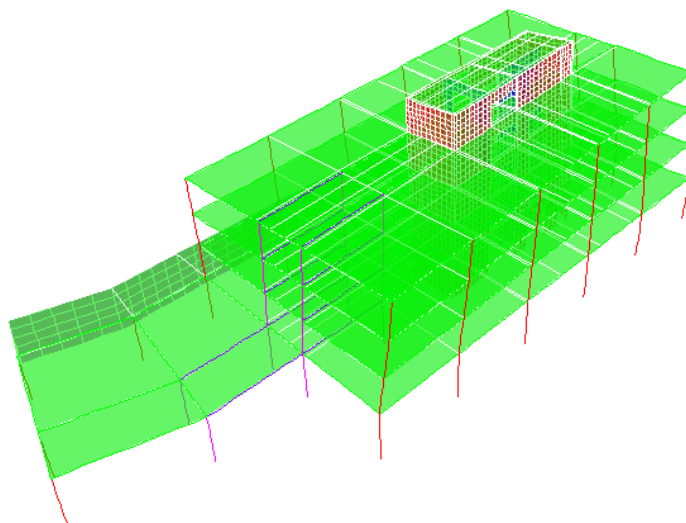
Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	Masa X [%]	Masa Y [%]	Masa R_z [%]	Vsota mas X [%]	Vsota mas Y [%]	Vsota R_z [%]
1	0,523	1,150	40,059	22,238	1,150	40,059	22,238
2	0,366	0,034	34,078	29,984	1,184	74,137	52,222
3	0,273	66,270	0,005	1,835	67,454	74,141	54,057
4	0,160	1,043	11,068	15,423	68,497	85,209	69,480
5	0,112	0,137	5,875	0,134	68,634	91,084	69,614
6	0,097	1,583	4,927	14,331	70,217	96,011	83,945
7	0,072	7,293	0,190	0,892	77,510	96,201	84,837
8	0,068	6,469	0,594	2,542	83,979	96,794	87,379
9	0,056	0,643	2,646	6,406	84,622	99,440	93,785
10	0,043	6,513	0,108	1,228	91,135	99,548	95,013
11	0,041	5,922	0,450	4,180	97,056	99,998	99,193

Nihajni čas prve nihajne oblike konstrukcije je $T_1 = 0,52$ s. Pri tem znaša učinkovita modalna masa v smeri osi Y 40 %, v smeri osi Z pa 22% celotne mase konstrukcije. Na sliki 41 prikazujemo prvo nihajno obliko idealiziranega prostorskega računskega modela nosilne konstrukcije obravnavane stavbe.



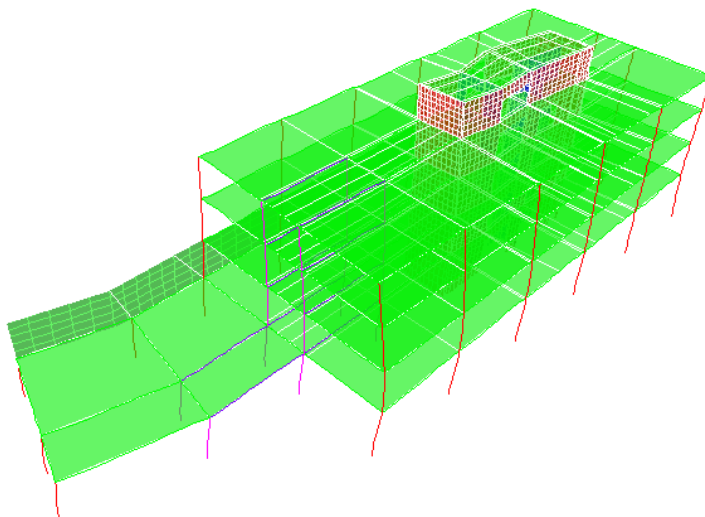
Slika 41: Prva nihajna oblika idealiziranega prostorskega računskega modela konstrukcije, ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010)

Nihajni čas druge nihajne oblike je $T_2 = 0,36$ s. Pri tem znaša efektivna modalna masa v smeri horizontalne osi Y 34 %, v smeri navpične osi Z pa 30% celotne mase konstrukcije. Drugo nihajno obliko konstrukcije prikazujemo na sliki 42.



Slika 42: Druga nihajna oblika idealiziranega prostorskega računskega modela konstrukcije, ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010)

Nihajni čas tretje nihajne oblike je $T_3 = 0,27$ s. Efektivna modalna masa je v smeri horizontalne osi X kar 66 % celotne mase konstrukcije. Tretjo nihajno obliko konstrukcije pa prikazujemo na sliki 43.



Slika 43: Tretja nihajna oblika idealiziranega prostorskega računskega modela konstrukcije, ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010)

Po določilih iz standarda SIST EN 1998-1:2004 lahko za kombinacijo odziva posameznih nihajnih oblik uporabimo bodisi SRSS metodo (square root of the sum of the squares oziroma geometrijska vsota) ali pa natančnejšo CQC metodo (complete quadratic combination oziroma popolna kvadratna kombinacija). Metodo SRSS uporabimo takrat, ko so odzivi vseh relativnih nihajnih oblik medsebojno neodvisni, to je, ko za nihajna časa T_i in T_j velja:

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

sicer pa uporabimo metodo CQC.

V preglednici 45, opazimo, da pogoj (5.17) ni izpolnjen pri 7., 8., 10. in 11. nihajni obliki. Zato uporabimo CQC metodo.

Preglednica 45: Nihajni časi ter kontrola neodvisnosti nihajnih oblik

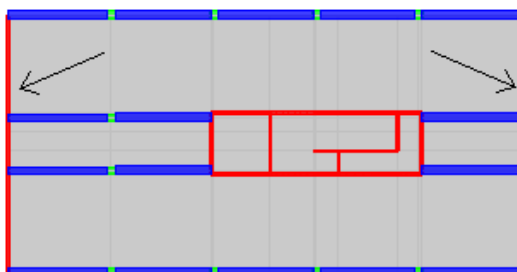
T_j [s]	T_i [s]	$0,9 T_i$ [s]	Kontrola pogoja (5.15)
0,366	0,523	0,471	da
0,273	0,366	0,329	da
0,160	0,273	0,246	da
0,112	0,160	0,144	da
0,097	0,112	0,101	da
0,072	0,097	0,087	da
0,068	0,072	0,065	ne
0,056	0,068	0,061	da
0,043	0,056	0,050	da
0,041	0,043	0,039	ne
0,000	0,041	0,037	da

5.3 Modificiran računski model za analizo vertikalnih nosilnih elementov

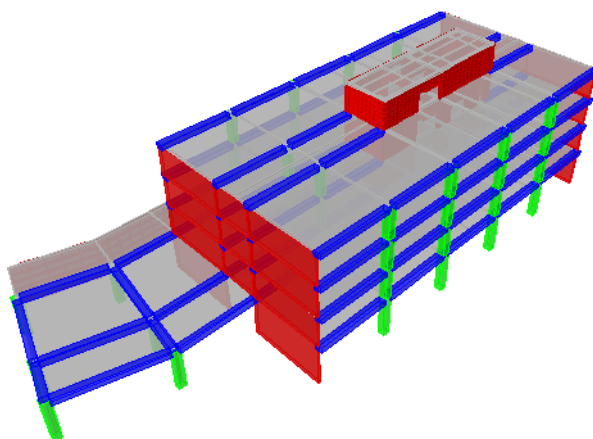
Ko projektiramo nosilno konstrukcijo na srednji razred duktilnosti (DCM), moramo med drugim zagotoviti, da osna sila v primarnih potresnih stenah iz analize za potresno projektno stanje, normirana z $A_c f_{cd}$, ne preseže vrednosti 0,4 (glej SIST EN 1998-1:2006, člen 5.4.3.4.1 (2)).

Pri analizi nosilne konstrukcije obravnavane stavbe za potresno projektno stanje, ki jo opravimo na idealiziranem prostorskem računskem modelu, ugotovimo, da so normirane osne sile v stenah v jedru precej večje od dovoljene vrednosti 0,4 (glej razdelek 7.2.2.1 v nadaljevanju). S povečanjem debelin sten bi nivo osne sile v stenah lahko zmanjšali, vendar se odločimo za ustrezno modifikacijo konstrukcijskega sistema obravnavane stavbe.

Na obod stavbe vzdolž obeh krajših tlorisnih dimenzij dodamo posamični AB steni, ki segata od temeljev do vrha stavbe. Tako modificiran računski model nosilne konstrukcije prikazujemo na slikah 44 in 45.



Slika 44: Tloris modificiranega prostorskega računskega modela nosilne konstrukcije obravnavane stavbe v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010). Puščici nakazujeta lego dodanih sten



Slika 45: Modificiran prostorski računski model nosilne konstrukcije obravnavane stavbe v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010)

Dodani steni povečata nosilnost in togost konstrukcije v prečni smeri stavbe ter zagotovita ustrezno torzijsko nosilnost in togost. Tako omejimo torzijsko nihanje, ki prispeva k neenakomerni obremenitvi nosilne konstrukcije, in dosežemo, da stavba ni več torzijsko podajna.

5.3.1 Faktor obnašanja q za modificirano konstrukcijo

Skladno z določili iz standarda SIST EN 1998-1:2006 modificirano nosilno konstrukcijo stavbe spet uvrstimo med mešane sisteme, ekvivalentne stenastim, ki pa imajo zadostno torzijsko togost. To pomeni, da konstrukcija vertikalno obtežbo prevzame predvsem s prostorskimi okvirji, horizontalno pa predvsem s stenami, ker je strižna nosilnost sten ob vpetju stavbe večja od 50% celotne strižne nosilnosti konstrukcijskega sistema.

Osnovno vrednost faktorja obnašanja za mešane konstrukcijske sisteme odčitamo iz preglednice 43 in je:

$$q_0 = 3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1. \quad (5.18)$$

Pri tem je α_1 faktor, s katerim pomnožimo horizontalni potresni projektni vpliv (medtem ko se vsi ostali projektni vplivi ne spremenijo) tako, da v prvem elementu konstrukcije dosežemo upogibno odpornost (upogibni plastični členek).

Faktor α_u pa je faktor, s katerim pomnožimo horizontalni potresni projektni vpliv (medtem ko se vsi ostali projektni vplivi ne spremenijo) tako, da nastanejo plastični členki v zadostnem številu prečnih prereзов za nastop globalne nestabilnosti konstrukcije (plastični mehanizem).

V primeru, ko razmerje α_u / α_1 ni izpeljano z eksplicitnim računom, lahko za stavbe, ki niso pravilne po višini, izberemo vrednost razmerja kot povprečno vrednost med 1,0 in vrednostjo razmerja α_u / α_1 , ki ga določimo za stavbe, ki so pravilne po tlorisu (SIST EN 1998-1: 2005, člen 5.2.2.2 (5)). V tem primeru je za mešane sisteme, ekvivalentne stenastemu, razmerje α_u / α_1 enako 1,2, povprečna vrednost razmerja pa je:

$$\alpha_u / \alpha_1 = \frac{\left(1,0 + (\alpha_u / \alpha_1)_{\text{tloris,prav.}}\right)}{2} = \frac{1,0 + 1,2}{2} = 1,1.$$

Osnovna vrednost faktorja obnašanja za modificirano nosilno konstrukcijo, ki je nepravilna po višini, torej je:

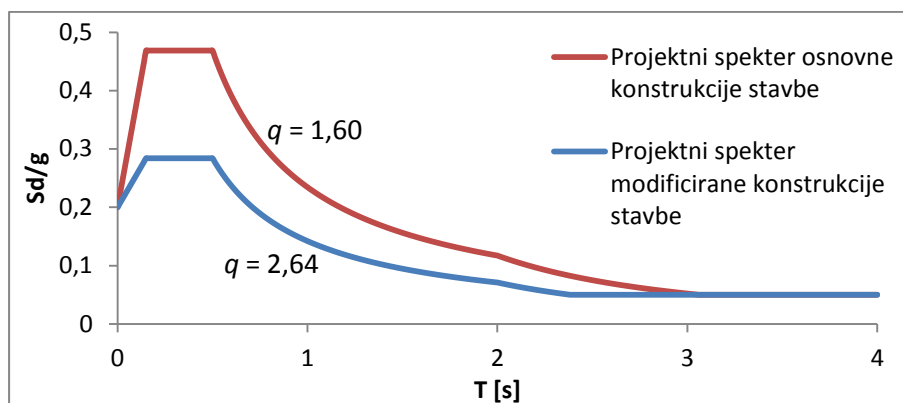
$$q_0 = 3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1 \cdot 0,80 = 3,0 \cdot 1,1 \cdot 0,80 = 2,64. \quad (5.19)$$

Vrednost faktorja k_w , s katerim upoštevamo prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami, določimo z izrazom (5.15), in je odvisen od prevladujočega razmerja α_0 med višino in dolžino sten v konstrukcijskem sistemu (glej enačbo (5.16)).

Tudi pri modificirani nosilni konstrukciji je $\alpha_0 > 2,0$ v obeh horizontalnih smereh tako da je vrednost faktorja k_w enaka 1,0. Vrednost faktorja obnašanja v obeh horizontalnih smereh modificirane konstrukcije torej je:

$$q = q_0 \cdot k_w = 2,64 \cdot 1,0 = 2,64 \geq 1,5.$$

Na sliki 46 prikazujemo projektni spekter odziva za osnovno ($q = 1,6$) ter za modificirano nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe ($q = 2,64$).



Slika 46: Projektni spekter odziva za osnovno in modificirano konstrukcijo obravnavane stavbe

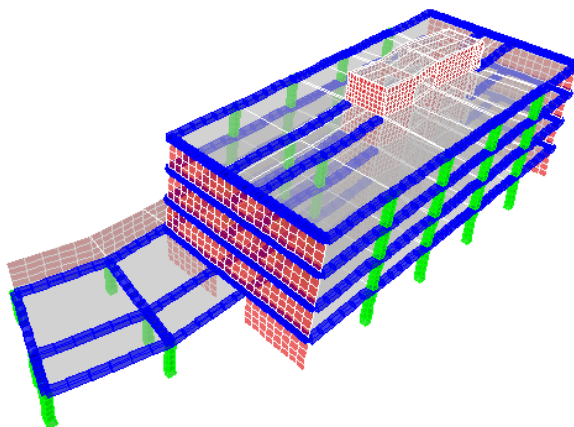
5.3.2 Analiza lastnega nihanja modificirane konstrukcije

V modalni analizi upoštevamo 7 nihajnih oblik. Pripadajoče nihajne čase in efektivne mase prikazujemo v preglednici 46.

Preglednica 46: Nihajne oblike modificirane konstrukcije in pripadajoče efektivne

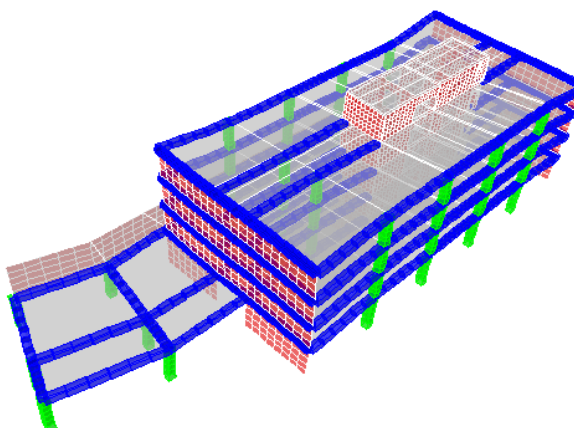
Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	Masa X [%]	Masa Y [%]	Masa R_z [%]	Vsota mas X [%]	Vsota mas Y [%]	Vsota R_z [%]
1	0,244	1,339	93,336	4,278	1,339	93,336	4,278
2	0,199	98,271	1,368	0,068	99,610	94,704	4,346
3	0,139	0,154	1,477	70,119	99,763	96,182	74,465
4	0,072	0,046	0,766	0,585	99,810	96,947	75,050
5	0,066	0,037	0,543	0,071	99,847	97,490	75,121
6	0,052	0,109	0,203	15,849	99,956	97,693	90,971
7	0,039	0,002	1,833	5,253	99,958	99,526	96,223

Nihajni čas prve nihajne oblike modificirane konstrukcije je $T_1 = 0,244$ s. Efektivna modalna masa v smeri horizontalne osi Y znaša 93 %, v smeri vertikalne osi Z pa 4 % celotne mase konstrukcije. Prvo nihajno obliko modificiranega prostorskega modela nosilne konstrukcije obravnavane stavbe prikazujemo na sliki 47.



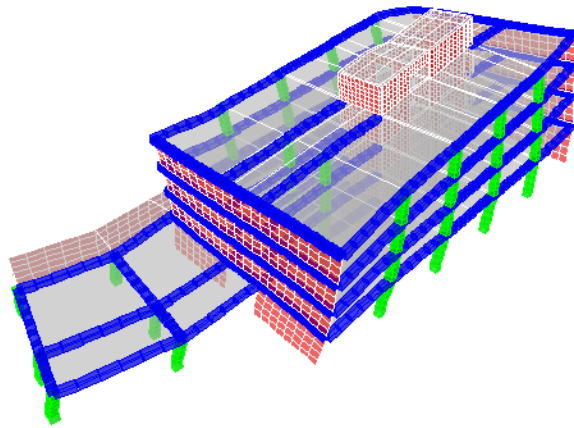
Slika 47: Prva nihajna oblika modificiranega prostorskega računskega modela konstrukcije, ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010)

Nihajni čas druge nihajne oblike je $T_2 = 0,199$ s. Efektivna modalna masa v smeri horizontalne osi X znaša 98%, v smeri osi Y pa 1 % celotne mase konstrukcije. Drugo nihajno obliko modificirane konstrukcije prikazujemo na sliki 48.



Slika 48: Druga nihajna oblika modificiranega prostorskega računskega modela konstrukcije, ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010)

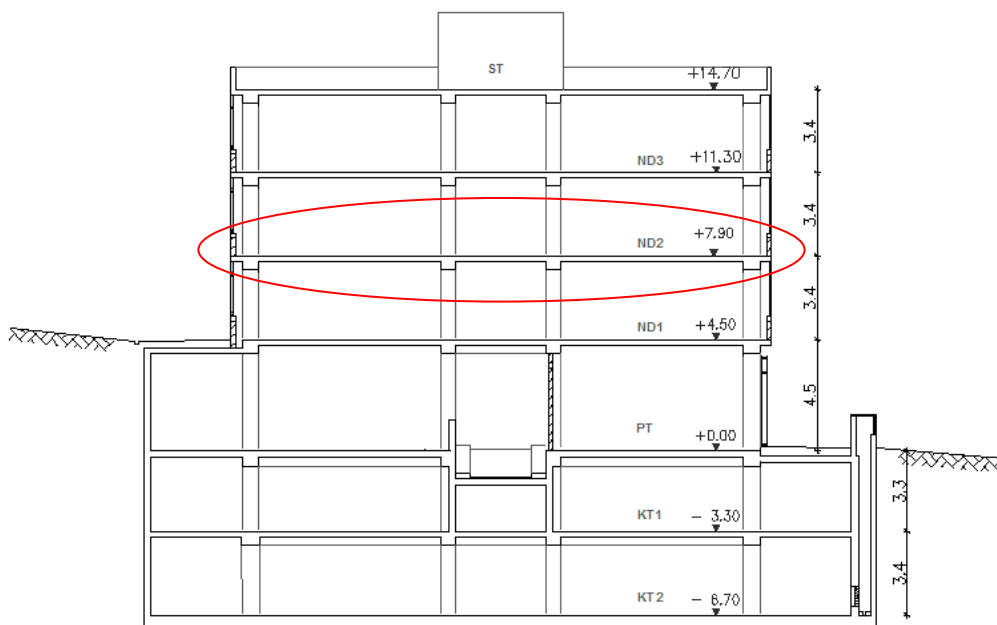
Nihajni čas tretje nihajne oblike pa je $T_3 = 0,139$ s. Efektivna modalna masa v smeri vertikalne osi X je pri tretji nihajni obliki 70 % celotne mase konstrukcije. Tretjo nihajno obliko modificirane konstrukcije pa prikazujemo na sliki 49.



Slika 49: Tretja nihajna oblika modificiranega prostorskega računskega modela konstrukcije, ETABS
(Computers and Structures, Inc., 2010)

6 PROJEKTIRANJE HORIZONTALNIH NOSILNIH ELEMETOV

Obraavnana stavba ima dve kletni etaži (KT1 in KT2), pritličje, tri nadstropja (ND1, ND2 in ND3) ter strojnico. Poleg petih medetažnih plošč uvrstimo med horizontalne nosilne elemente še strešno ploščo stavbe ter streho strojnice. V nadaljevanju projektiramo tipično medetažno ploščo. Lego obrabnanega stropa prikazujemo v prečnem prerezu stavbe na sliki 50.



Slika 50: Lega obrabnanega stropa v prečnem prerezu stavbe

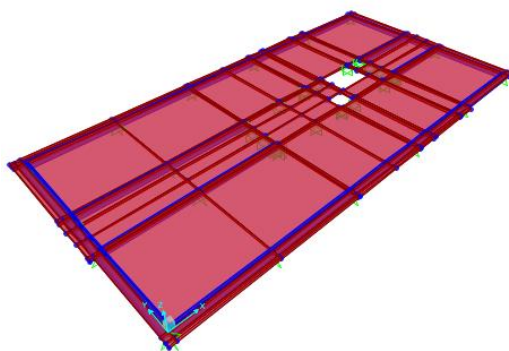
6.1 Projektiranje tipične medetažne plošče

V skladu s standardom SIST EN 1992-1-1:2005 so plošče ravni nosilni elementi, katerih najmanjša razpetina ni manjša od petkratne debeline. Za plošče je značilno, da so obremenjene pravokotno na svojo ravnino ter prenašajo obtežbo z upogibno, torzijsko in strižno odpornostjo. Polne AB plošče imajo veliko nosilnost, vendar pa tudi razmeroma veliko lastno težo.

6.1.1 Zasnova

Debelina AB plošče je 22 cm, v območju stenastega jedra pa je njena debelina 16 cm. Podprta je z nosilci, ki so del prostorskih AB okvirov, ter z AB stenami. V analizi uporabimo beton trdnostnega razreda a C30/37 ter jeklo za armiranje S500. Vzdolžno armaturo v medetažni plošči dimenzioniramo v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1:2004.

Analizo medetažne plošče opravimo z uporabo idealiziranega ravninskega računskega modela, ki ga izdelamo v programu SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011). Računski model smo podrobneje predstavili že v poglavju 5.1. Prikazujemo ga na sliki 51.



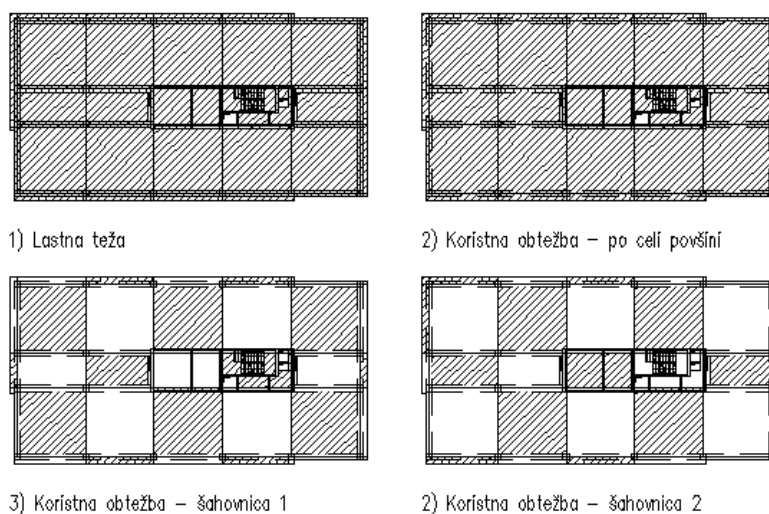
Slika 51: Idealiziran računski model medetažne plošče, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)

6.1.2 Obtežba

Pri analizi medetažne plošče poleg lastne in stalne obtežbe upoštevamo še koristno obtežbo. V skladu s standardom SIST EN 1991-1-1:2004, člen 6.2.1 1(P), moramo koristno obtežbo upoštevati kot pomični vpliv, ki je razporejen na najneugodnejših delih vplivne površine glede na obravnavani učinek vpliva. Tako tvorimo tri različne razporeditve koristne obtežbe po površini obravnavane plošče kot to navajamo v preglednici 47 ter prikazujemo na sliki 52.

Preglednica 47: Obtežni primeri za dimenzioniranje tipične medetažne plošče obravnavane stavbe

Št. obt. primera	Vpliv
1	Lastna teža in stalna obtežba
2	Koristna obtežba – po celi površini
3	Koristna obtežba – šahovnica 1
4	Koristna obtežba – šahovnica 2



Slika 52: Razpored vplivov po površini plošče

Ploščo projektiramo na mejna stanja nosilnosti ter na mejna stanja uporabnosti. V skladu z izrazom 4.2 tvorimo šest kombinacij za stalna in začasna projektna stanja v mejnih stanjih nosilnosti. Prikazujemo jih v preglednici 48.

Preglednica 48: Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja za obravnavano medetažno ploščo

Obt. komb.	Lastna teža	Koristna- povsod	Koristna- šahovnica 1	Koristna- šahovnica 2
K1	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$		
K2	$1,00 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$		
K3	$1,35 \cdot G$		$1,5 \cdot Q$	
K4	$1,00 \cdot G$		$1,5 \cdot Q$	
K5	$1,35 \cdot G$			$1,5 \cdot Q$
K6	$1,00 \cdot G$			$1,5 \cdot Q$

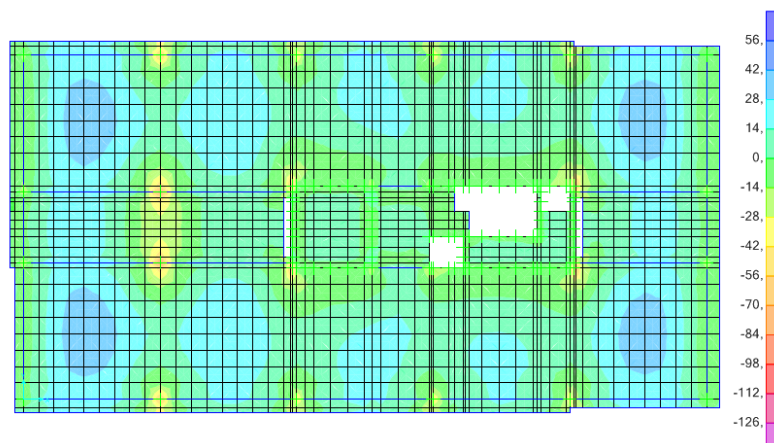
V mejnih stanjih uporabnosti med drugim preverjamo tudi povese konstrukcije. Pri AB konstrukcijah povese preverjamo pri navidezno stalni kombinaciji vplivov (glej enačbo (4.10)). Tvorimo tri kombinacije, ki jih prikazujemo v preglednici 49. Pri tem vrednosti kombinacijskih faktorjev Ψ_2 določimo s pomočjo preglednice 32.

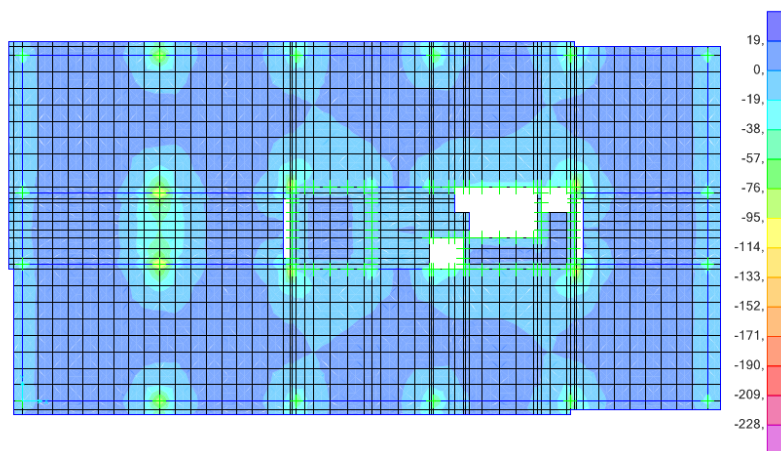
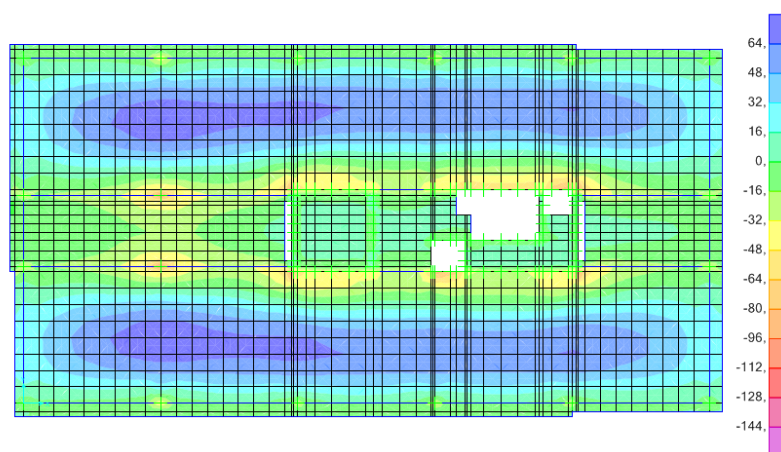
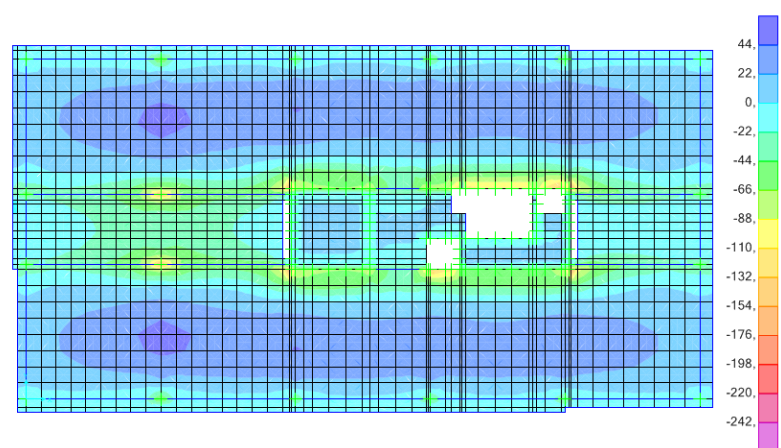
Preglednica 49: Navidezno stalna kombinacija vplivov v mejnih stanjih uporabnosti za obravnavano medetažno ploščo

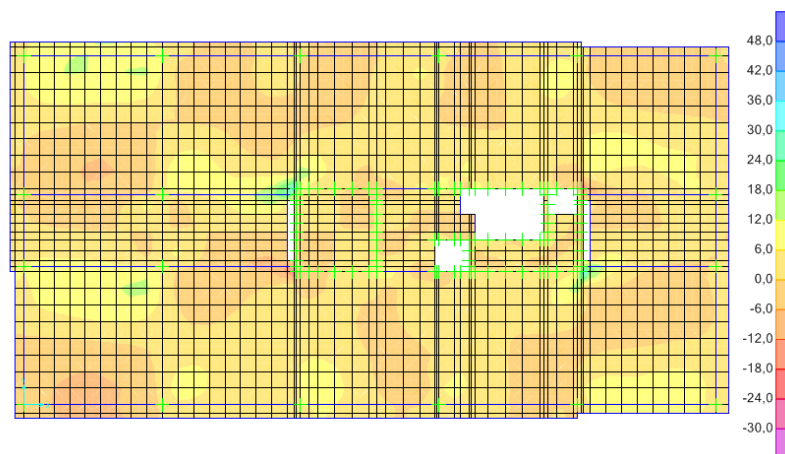
Obt. komb.	Lastna teža	Koristna- povsod	Koristna- šahovnica 1	Koristna- šahovnica 2
K_{MSU1}	$1,00 \cdot G$	$0,3 \cdot Q$		
K_{MSU2}	$1,00 \cdot G$		$0,3 \cdot Q$	
K_{MSU3}	$1,00 \cdot G$			$0,3 \cdot Q$

6.1.3 Obremenitve

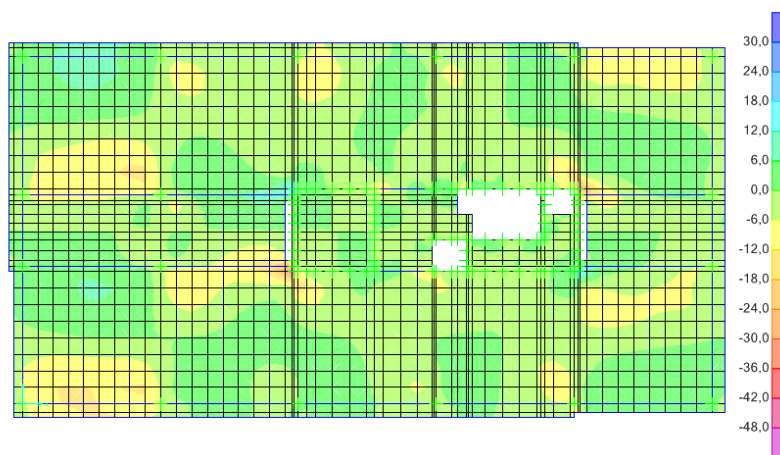
Obremenitve izračunamo na idealiziranem računskem modelu plošče v programu SAP2000. Na slikah od 53 do 58 prikazujemo ovojnice projektnih vrednosti upogibnih (m_{11} , m_{22}) in torzijskim momentov (m_{12}) v obravnavani plošči za stalna projektna stanja v MSN. Momenti m_{11} in m_{22} delujejo v pravokotnih smereh X in Y. Pri tem moment m_{11} povzročajo normalne napetosti v smeri osi X (vrti okrog Y osi), moment m_{22} pa normalne napetosti v smeri osi Y (vrti okrog X osi). Projektne vrednosti momentov na slikah podajamo v kNm/m.



Slika 53: Ovojnica maksimalnih projektnih vrednosti upogibnih momentov m_{11} v obravnavani medetažni plošči, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)Slika 54: Ovojnica minimalnih projektnih vrednosti upogibnih momentov m_{11} v obravnavani medetažni plošči, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)Slika 55: Ovojnica maksimalnih projektnih vrednosti upogibnih momentov m_{22} v obravnavani medetažni plošči, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)Slika 56: Ovojnica minimalnih projektnih vrednosti upogibnih momentov m_{22} v obravnavani medetažni plošči, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)



Slika 57: Ovojnica maksimalnih projektnih vrednosti torzijskih momentov m_{12} v obravnavani medetažni plošči, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)



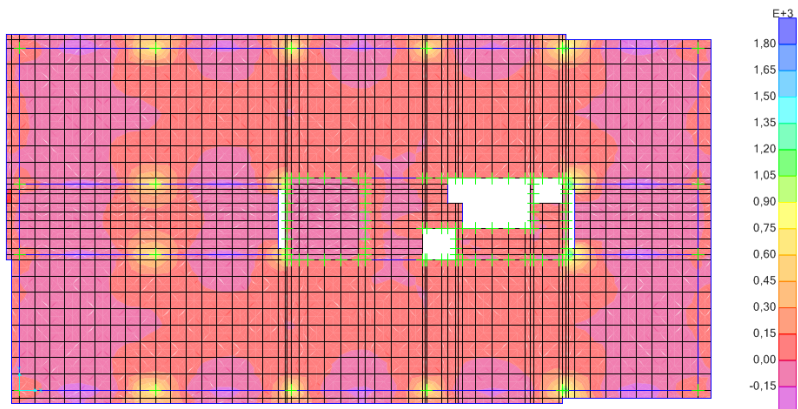
Slika 58: Ovojnica minimalnih projektnih vrednosti torzijskih momentov m_{12} v obravnavani medetažni plošči, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)

Ekstremne vrednosti upogibnih in torzijskih momentov prikazujemo v preglednici 50.

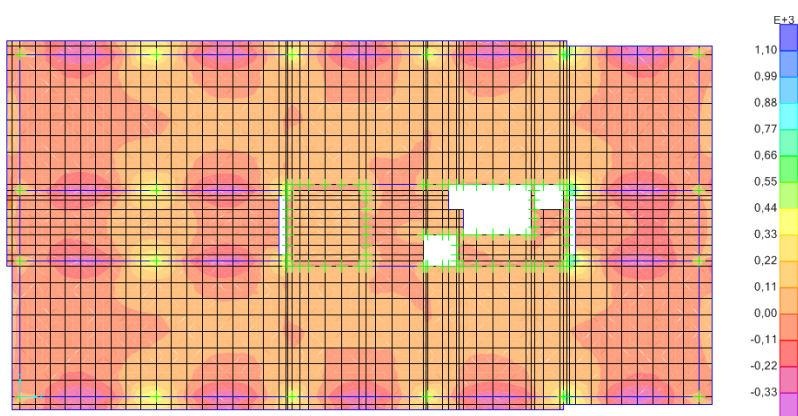
Preglednica 50: Maksimalne in minimalne vrednosti projektnih upogibnih in torzijskih momentov v obravnavani medetažni plošči

Moment	Maksimalni moment [kNm/m]	Minimalni moment [kNm/m]
m_{11}	35,83	- 95,35
m_{22}	76,44	-162,32
m_{12}	34,47	37,96

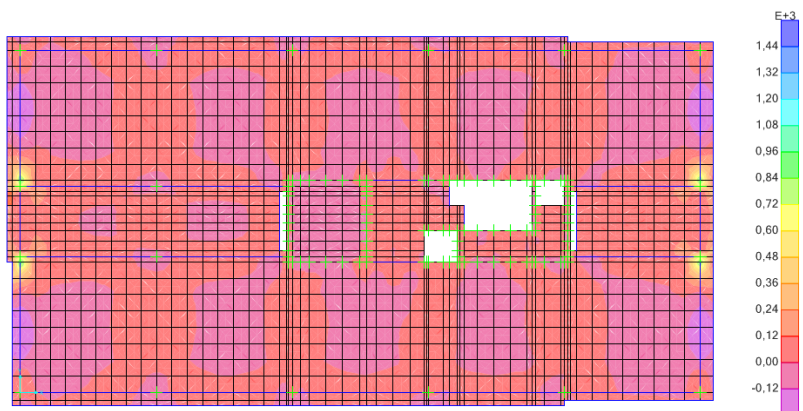
V obravnavani medetažni plošči se pojavijo tudi osne in strižne sile. Na slikah od 59 do 64 prikazujemo ovojnice projektnih vrednosti osnih (f_{11} , f_{22}) ter strižnih sil (f_{12}) v obravnavani plošči za stalna projektna stanja v MSN. Osa sila f_{11} deluje v smeri osi X, sila f_{22} pa v smeri osi Y. Projektne vrednosti sil na slikah podajamo v kN/m.



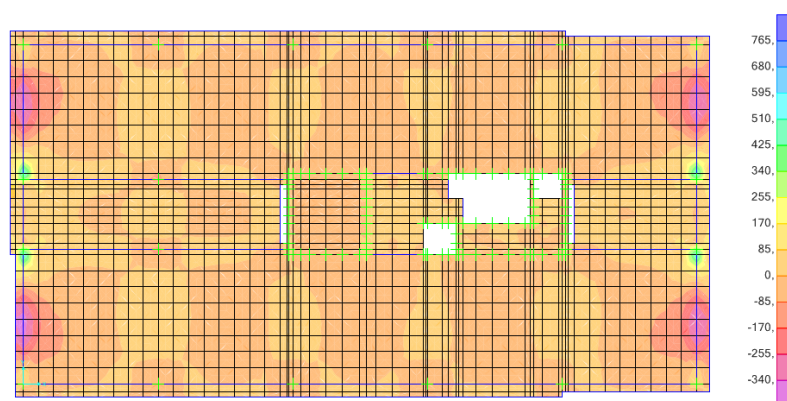
Slika 59: Ovojnica maksimalnih projektnih osnih sil f_{11} v obravnavani medetažni plošči, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)



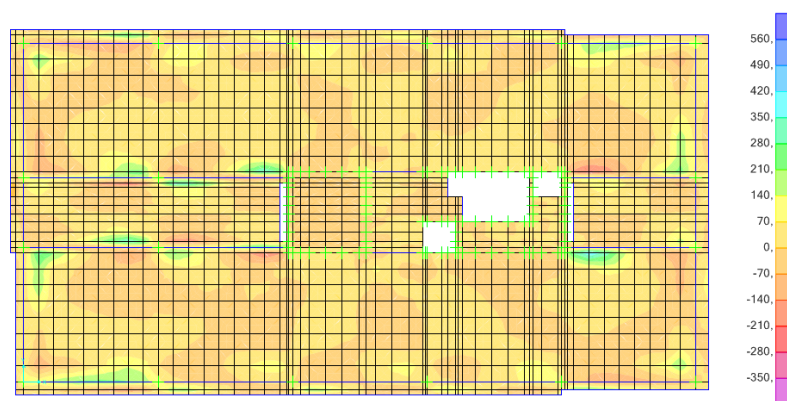
Slika 60: Ovojnica minimalnih projektnih osnih sil f_{11} v obravnavani medetažni plošči, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)



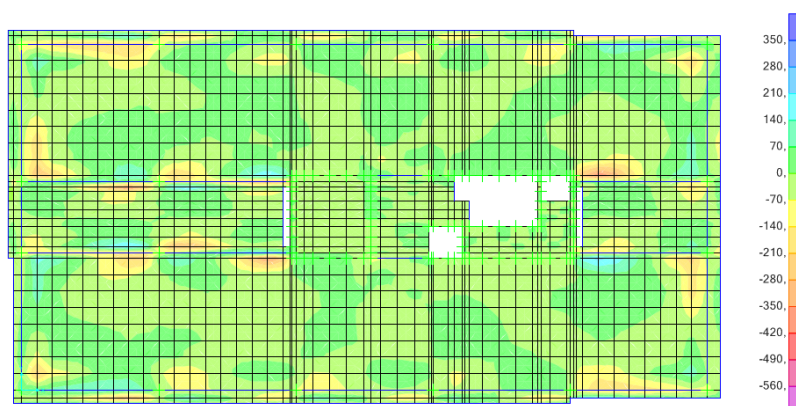
Slika 61: Ovojnica maksimalnih projektnih osnih sil f_{22} v obravnavani medetažni plošči, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)



Slika 62: Ovojnica minimalnih projektnih osnih sil f_{22} v obravnavani medetažni plošči, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)



Slika 63: Ovojnica maksimalnih projektnih strižnih sil f_{12} v obravnavani medetažni plošči, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)



Slika 64: Ovojnica minimalnih projektnih strižnih sil f_{12} v obravnavani medetažni plošči, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)

6.1.4 Dimenzioniranje vzdolžne armature plošče

Skladno s členom 9.2.1.1(1) iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005 prerez vzdolžne natezne armature ne sme biti manjši kot :

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

Pri tem je b_t srednja širina natezne cone, d je statična višina prereza, f_{ctm} je srednja vrednost osne natezne trdnosti betona, f_{yk} pa je karakteristična meja elastičnosti jekla za armiranje. Minimalna količina vzdolžne armature za obravnavano medetažno ploščo je:

$$A_{s,\min} = \max \begin{cases} 0,26 \cdot \frac{0,29}{50} \cdot 100 \cdot 17,5 = 2,63 = 2,63 \text{ cm}^2/\text{m}. \\ 0,0013 \cdot 100 \cdot 17,5 = 2,28 \end{cases}$$

Skladno s členom 9.2.1.1(3) pa prečni prerez natezne oziroma tlačne vzdolžne armature v plošči izven območja stikovanja s prekrivanjem ne sme biti večji kot:

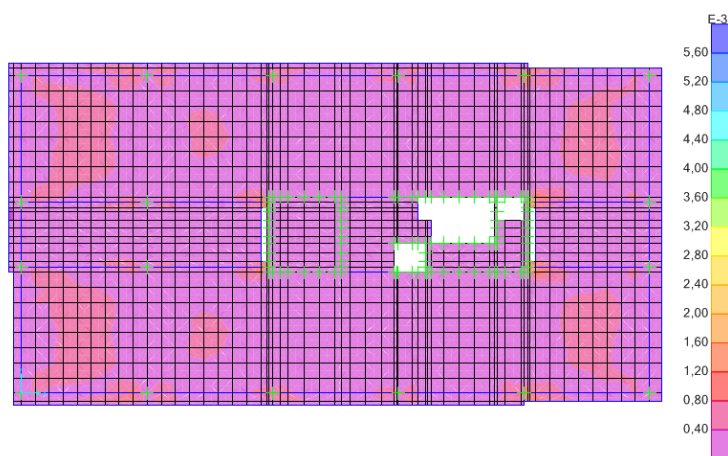
$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c. \quad (6.2)$$

V enačbi (6.2) je A_c površina prečnega prereza. Torej maksimalna količina vzdolžne armature je:

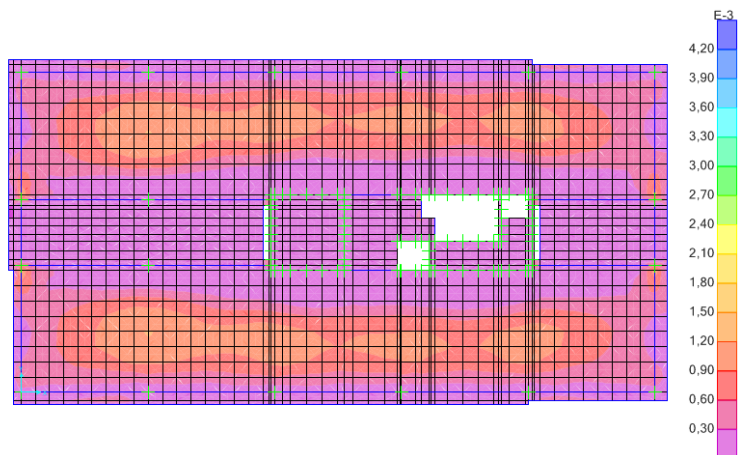
$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot 100 \cdot 22 = 88 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

6.1.4.1 Potrebna količina vzdolžne armature iz idealiziranega računskega modela

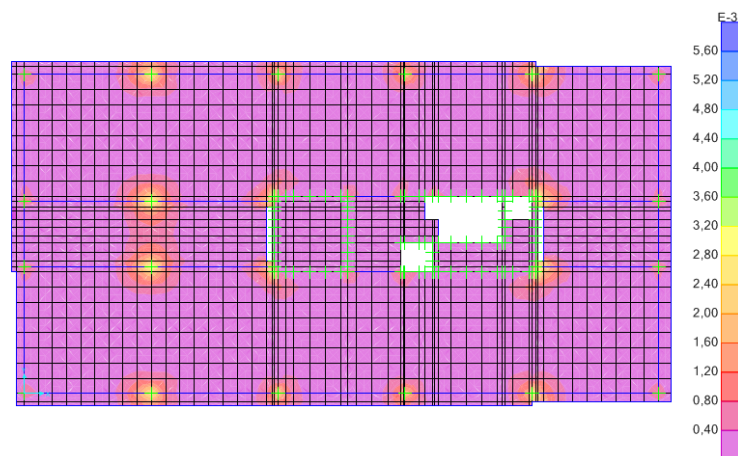
Potrebno količino spodnje in zgornje vzdolžne armature v plošči, ki jo izračunamo na podlagi ovojnic projektnih obremenitev na idealiziranem računskem modelu v programu SAP2000, prikazujemo na slikah od 65 do 68. Potrebne količine armature na slikah podajamo v m^2/m .



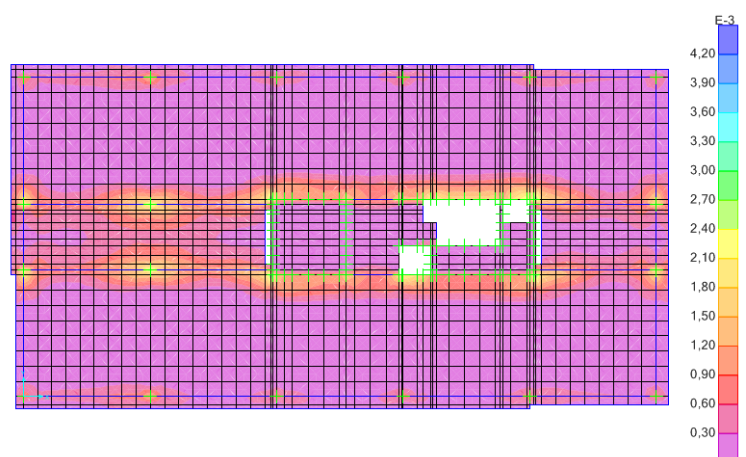
Slika 65: Potrebna količina spodnje vzdolžne armature v smeri osi X, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)



Slika 66: Potrebna količina spodnje vzdolžne armature v smeri osi Y, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)



Slika 67: Potrebna količina zgornje vzdolžne armature v smeri osi X, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)



Slika 68: Potrebna količina zgornje vzdolžne armature v smeri osi Y, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)

6.1.4.2 Kontrola potrebne količine vzdolžne armature s tabelami

Kontrolo potrebne količine vzdolžne armature na podlagi vrednosti projektnih obremenitev iz programa SAP2000 izvedemo s pomočjo tabel za dimenzioniranje AB pravokotnih prečnih prevezov

pri osno-upogibni obremenitvi (Rogač, et al., 1989). Kontrolo izvedemo v prečnem prerezu plošče z maksimalnim upogibnim momentom $M_{Ed} = 76,44$ kNm/m, pripadajoča osna sila pa je $N_{Ed} = 66,87$ kN/m. Potrebno količino vzdolžne armature izračunamo s pomočjo izraza (Rogač, et al., 1989):

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Eds}}{d \cdot \sigma_s} + \frac{N_{Ed}}{\sigma_s} \quad (6.3)$$

kjer je k_s koeficient natezne armature, d je statična višina prereza, σ_s je napetost v natezni armaturi (v MSN v splošnem velja $\sigma_s = f_{yd}$), M_{Eds} je projektna vrednost upogibnega momenta v težišču natezne armature, N_{Ed} pa je projektna osna sila v prerezu. Koeficient k_s določimo v odvisnosti od koeficienta statične višine k_d , ki je:

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{72,44 \cdot 100}{2 \cdot 100 \cdot 17,5^2} = 0,1177. \quad (6.4)$$

Ustrezna deformacijska ravnina je $\varepsilon_s / \varepsilon_1 = 10 / -2,21$ ‰, pripadajoči koeficient natezne armature pa je $k_s = 1,0747$ (Rogač, et al., 1989). Potrebna količina armature torej je:

$$A_s = 1,0747 \cdot \frac{72,09 \cdot 100}{17,5 \cdot 43,48} + \frac{66,87}{43,48} = 11,72 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

V idealiziranem računskem modelu v programu SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011) je vrednost potrebne količine vzdolžne armature na tem mestu enaka $12,11 \text{ cm}^2/\text{m}$, kar pomeni, da so količine iz programa v splošnem nekoliko večje od vrednosti, izračunanih s pomočjo tabel za dimenzioniranje.

Pri računu obremenitev v plošči z metodo končnih elementov se na določenih mestih pojavijo koncentracije napetosti oziroma obremenitev, ki so za dimenzioniranje armature nerealne. SIST EN 1992:1-1-2005 v členu 5.3.2.2 dovoljuje, da lahko pri neprekinjenih nosilcih oziroma ploščah preko prosto vrtljivih podpor projektni upogibni moment nad podporo, določen na podlagi razpetin, ki so enake osnim razdaljam med podporami, ne glede na uporabljeno metodo analize, zmanjšamo za vrednost ΔM_{Ed} po izrazu:

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} \cdot \frac{t}{8} \quad (6.5)$$

kjer je $F_{Ed,sup}$ projektna vrednost reakcije v podpori ter t širina podpore.

Na podlagi potrebnih količin spodnje in zgornje vzdolžne armature v dveh pravokotnih smereh izdelamo ustrezne armaturne načrte obravnavane medetažne AB plošče. Načrti so del priloge diplomske naloge (glej priloge A1 in A2).

6.1.5 Kontrola povosov plošče

Deformacije konstrukcije ne smejo neugodno vplivati na njeno nemoteno uporabo ali videz. Prav tako ne smejo presežati vrednosti, ki jih lahko prenesejo ostali povezani elementi, kot so predelne stene,

zasteklitve, obloge inštalacije itd. Videz in splošna uporabnost se lahko poslabšata, če računski poves plošče pod vplivom navidezno stalne obtežbe preseže 1/250 razpetine (SIST EN 1992-1-1: 2005, člen 7.4.1).

Mejno stanje deformacij se lahko dokaže z omejitvijo razmerja med razpetino in statično višino prereza ali pa s primerjavo izračunanega povesa v skladu z mejno vrednostjo po SIST EN 1992-1-1:2005, člen 7.4.3.

6.1.5.1 Omejitev razmerja med razpetino plošče in statično višino prereza

Ko konstrukcija ne zadošča poenostavljenim pravilom omejitve razmerja med razpetino in statično višino prereza, je po SIST EN 1992-1-1: 2005, členu 7.4.2, potrebna kontrola povesov. Kajti če so AB grede ali plošče stavb dimenzionirane tako, da ustrezajo omejitvam razmerij, se šteje, da povesi ne presegajo omejitev, navedenih v 7.4.1(4) in (5) istega standarda. Mejo razmerja med razpetino in statično višino ocenimo z uporabo izrazov 6.6 in 6.7, ki jih nato še korigiramo s faktorji, ki upoštevajo vrsto armature in nekatere druge spremenljivke.

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad \text{če je } \rho \leq \rho_0 \quad (6.6)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{če je } \rho > \rho_0 \quad (6.7)$$

V enačbah (6.6) in (6.7) je l/d razmerje med razpetino in statično višino prereza, K je faktor, s katerim upoštevamo vpliv različnih statičnih sistemov, ρ in ρ' sta zahtevani stopnji armiranja z natezno oziroma tlačno armaturo v sredini razpetine (pri konzolah nad podporo), ki sta potrebni za prevzem projektne obremenitve, ρ_0 pa je referenčna stopnja armiranja, ki jo izračunamo z izrazom:

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = \sqrt{30} \cdot 10^{-3} = 0,00548.$$

Faktor K odčitamo iz preglednice 7.4N v SIST EN 1992-1-1: 2005. Za vrtljivo podprto ploščo, nosilno v eni ali dveh smereh, je K enak 1,0. V računu upoštevamo razpetino krajnega polja plošče, ki je 8,1 m.

Stopnjo armiranja izračunamo z izrazom:

$$\rho = \frac{A_{s,potr}}{b \cdot h}. \quad (6.8)$$

Za krajno polje plošče izračunamo:

$$\rho = \frac{9,91}{100 \cdot 22} = 0,0045$$

Ker velja $\rho < \rho_0$, mejno razmerje med razpetino in statično višino izračunamo s pomočjo enačbe 6.7.

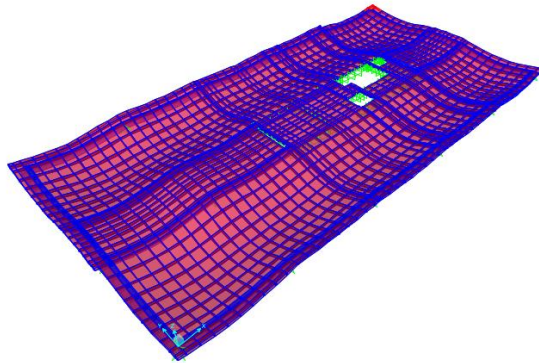
$$\frac{l}{d} = 1,0 \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{30} \cdot \frac{0,00548}{0,0045} + 3,2 \cdot \sqrt{30} \cdot \left(\frac{0,00548}{0,0045} - 1 \right)^{3/2} \right] = 123,67$$

Dejansko razmerje med razpetino in statično višino pa je:

$$\frac{l_{\text{dej}}}{d_{\text{dej}}} = \frac{8,1}{0,175} = 46,29.$$

Ker je dejansko razmerje med razpetino in statično višino manjše od mejnega razmerja, pomeni, da kontrola povesov plošče ni potrebna.

Na sliki 69 prikazujemo deformirano lego idealiziranega računskega modela obravnavane medetažne plošče iz programa SAP2000.



Slika 69: Slika deformirane oblike idealiziranega računskega modela obravnavane medetažne plošče, SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2011)

7 PROJEKTIRANJE VERTIKALNIH NOSILNIH ELEMETOV

V tem poglavju projektiramo in dimenzioniramo vertikalne nosilne elemente obravnavane stavbe.

7.1 Upoštevana obtežba pri analizi vertikalnih elementov

Pri analizi vertikalnih nosilnih elementov upoštevamo, da na konstrukcijo učinkuje lastna in stalna obtežba, koristna obtežba na stropovih, obtežba snega na strehi, obtežba vetra na ovoj stavbe ter potresna obtežba. Tako obtežba vetra kot potresa imata vodoravni komponenti v smeri osi X in Y. Vplivi so prikazani v preglednici 51.

Preglednica 51: Upoštevana obtežba pri analizi vertikalnih nosilnih elementov.

Št. obtežnega primera	Vpliv
1	Lastna teža in stalna obtežba
2	Koristna obtežba – razporejena povsod
3	Obtežba snega
4	Veter – smer X
5	Veter – smer Y
6	Potres – smer X
7	Potres – smer Y

V skladu z izrazom 4.2 tvorimo 11 kombinacij vplivov (K1, K2 ter K9 do K17) za stalna in začasna projektna stanja v mejnih stanjih nosilnosti. Prikazujemo jih v preglednici 52..

Preglednica 52: Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja pri analizi vertikalnih nosilnih elementov

Obt. komb.	Lastna teža	Koristna- povsod	Sneg	Veter - smer X	Veter - smer Y
K1	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$			
K2	$1,00 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$			
K9	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$	$0,75 \cdot s$		
K10	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$		$0,9 \cdot W_x$	
K11	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$			$0,9 \cdot W_y$
K12	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$		$-0,9 \cdot W_x$	
K13	$1,35 \cdot G$	$1,5 \cdot Q$			$-0,9 \cdot W_y$
K14	$1,35 \cdot G$	$1,05 \cdot Q$		$1,5 \cdot W_x$	
K15	$1,35 \cdot G$	$1,05 \cdot Q$			$1,5 \cdot W_y$
K16	$1,35 \cdot G$	$1,05 \cdot Q$		$-1,5 \cdot W_x$	
K17	$1,35 \cdot G$	$1,05 \cdot Q$			$-1,5 \cdot W_y$

Dodatno tvorimo tudi 4 kombinacije vplivov (K18 do K21) za potresna projektna stanja v mejnih stanjih nosilnosti. Pri tem upoštevamo izraze (4.3), (4.5) in (4.6). Kombinacije prikazujemo v preglednici 53.

Preglednica 53: Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja pri analizi vertikalnih nosilnih elementov

Obt. komb.	Lastna teža	Koristna- povsod	Potres – smer X	Potres – smer Y
K18	G	$0,3 \cdot Q$	$1,0 \cdot E_{dx}$	$0,3 \cdot E_{dy}$
K19	G	$0,3 \cdot Q$	$-1,0 \cdot E_{dx}$	$-0,3 \cdot E_{dy}$
K20	G	$0,3 \cdot Q$	$0,3 \cdot E_{dx}$	$1,0 \cdot E_{dy}$
K21	G	$0,3 \cdot Q$	$-0,3 \cdot E_{dx}$	$-1,0 \cdot E_{dy}$

7.2 Projektiranje stene z odprtinami

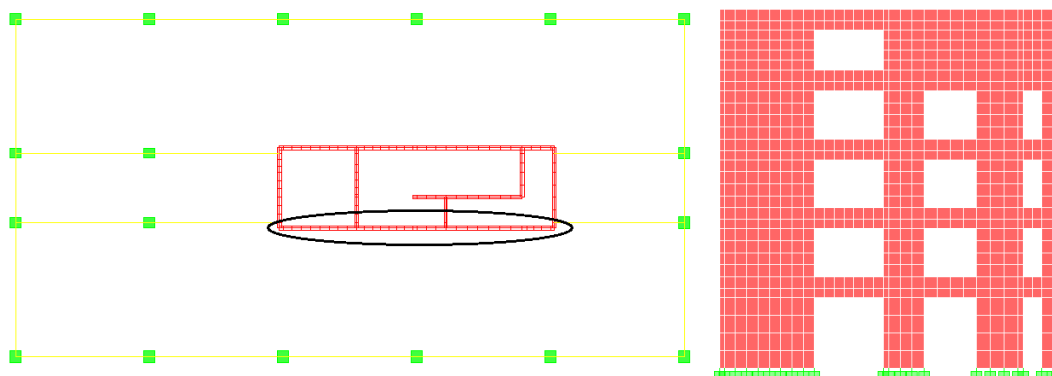
Med stene uvrščamo nosilne elemente, pri katerih razmerje med dolžino in debelino znaša 4 ali več in pri katerih se v računu nosilnosti upošteva tudi armatura (SIST EN 1992-1-1: 2005, člen 9.6.1). Velike šibko armirane stene v Sloveniji zaradi potrese nevarnosti niso dovoljene. Zato dimenzioniramo duktilne stene. To so stene, za katere je značilno, da je preprečena relativna rotacija med temeljem in ostalim konstrukcijskim sistemom. Konstruirane so tako, da lahko s plastifikacijo v kritičnem območju ob vpetju sipajo potresno energijo (Beg, 2009: str. 8-38).

V splošnem je za stene značilno, da imajo veliko nosilnost in togost, ter dobro prenašajo horizontalno obtežbo, vendar pa je pri tem potrebno zagotoviti zadostno duktilnost, ki je zaradi sorazmerno majhnega tlačno obremenjenega območja prečnega prereza pri upogibni obremenitvi relativno majhna. To povzroči večjo verjetnost pojava drobljenja betona v tlačni coni, uklon vogalne armature oziroma bočni uklon tlačne cone pri stenah z odprtinami. Za stene je značilen tudi problem strižne nosilnosti v natezni coni plastičnega členka (Pavlin R., 2012).

Povezana stena oziroma stena z odprtinami pa je konstrukcijski element iz dveh ali več posamičnih sten, ki so med seboj povezane s pravilno razporejenimi in ustrezno duktilnimi prečkami. Če so dobro konstruirane, združujejo veliko nosilnost, značilno za stene, ter sipanje energije, ki ga zagotavljajo prečke. Da steno obravnavamo kot povezano steno, morajo biti prečke sposobne zmanjšati vsaj 25% vsote upogibnih momentov ob vpetju posameznih sten, če bi te obtežbo prevzele nepovezane (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.1.2).

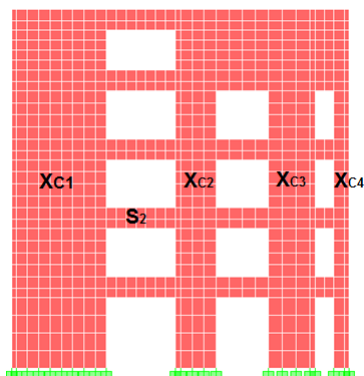
7.2.1 Zasnova

Obravnavamo a AB steno z odprtinami, ki je del jedra analizirane stavbe. Stena je vzporedna z vzdolžno osjo stavbe (os X). Lego stene prikazujemo na siki 70.



Slika 70: Obravnavna AB stena v tlorisu (levo) in v pogledu (desno)

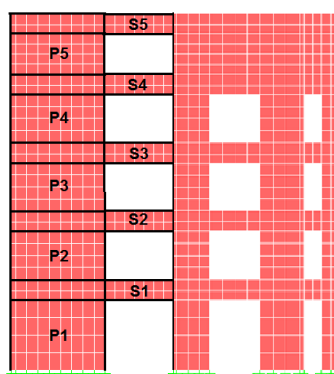
Obravnavana stena ima štiri posamične stene različnih prečnih prerezov, ki so v višini stropov med seboj povezane s prečkami (veznimi gredami). V nadaljevanju analiziramo in dimenzioniramo skrajno levo posamično steno, ki jo označimo z X_{C1} (glej sliko 71). Dolžina te stene je $l_w = 4,9$ m, višina je $h_w = 17,7$ m, širina (debelina) pa $b_w = 0,25$ m. Dodatno analiziramo in projektiramo tudi vezno gredo, ki jo označimo z S2 (glej sliko 71). Dolžina grede oziroma prečke je $l_s = 3,2$ m, višina $h_s = 1,0$ m, širina pa $b_s = 0,25$ m.



Slika 71: Obravnavani del AB stene z odprtini: posamična stena X_{C1} in vezna greda S2

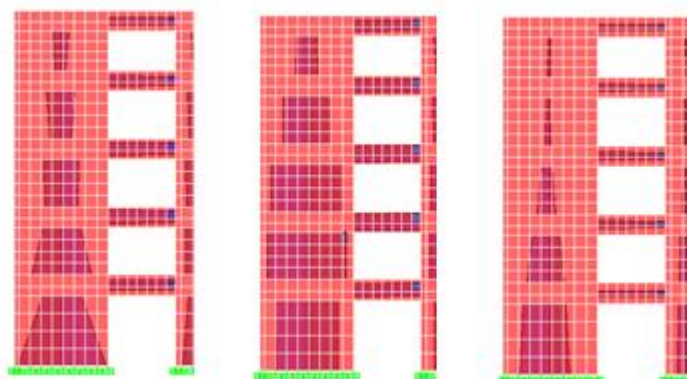
7.2.2 Obremenitve v steni in prečkah

Obremenitve v steni z odprtini odčitamo iz idealiziranega računskega modela nosilne konstrukcije obravnavane stavbe, izdelanega v programu ETABS (Computers and Structures, Inc., 2010). S pomočjo ukaza »Pier« oziroma »Spandrel« izračunamo rezultanto normalnih napetosti v delih obravnavane stene X_{C1} med dvema prečkama (od P1 do P5) ter v veznih gredah (od S1 do S5) kot to prikazujemo na sliki 72.



Slika 72: Razdelitev stene z odprtini na posamične odseke za izpis obremenitev

Ugotovimo, da so za obravnavano steno merodajne projektne obremenitve za potresna projektna stanja. Na sliki 73 prikazujemo ovojnico projektnih obremenitev v posamični steni X_{C1} ter v veznih gredah med stenama X_{C1} in X_{C2} .



Slika 73: Projektni upogibni momenti M_{Ed} (levo), prečne sile V_{Ed} (sredina) in osne sile N_{Ed} (desno) v delu stene z odprtinami za potresna projektna stanja

Največji upogibni momenti in osne sile se v steni X_{C1} pojavijo na mestu vpetja stene v togo klet (del stene P1), medtem ko so največje prečne sile v prvi etaži, t.j. na delu P2. Izmed veznih gred med stenama X_{C1} in X_{C2} se največje obremenitve pojavijo v prečki S2. Ovojnice obremenitev v delu stene P1 in P2 ter v prečki S2 za stalna in potresna projektna stanja prikazujemo v preglednici 54 in 55.

Preglednica 54: Projektne obremenitve v delu stene P1 in P2 za stalna ter potresna projektna stanja

Del stene X_{C1}	Projektna obremenitev	Lokacija	Ekstrem	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]
P1	ovojnica za potresna projektna stanja	spodaj	min	-14987,2	-3725,2	-5523,8
			max	9620,6	3897,7	5455,3
	ovojnica za stalna projektna stanja	spodaj	min	-4529,4	-20,5	-216,2
			max	-3408,7	133,5	-59,0
P2	ovojnica za potresna projektna stanja	zgoraj	min	-8537	-4815,1	-2406,4
			max	4482,7	4863,4	2241,4
	ovojnica za stalna projektna stanja	zgoraj	min	-3164,6	-27,9	-160,5
			max	-2418,9	98,9	-87,7

Preglednica 55: Projektne obremenitve v vezni gredi (prečki) S2 za stalna ter potresna projektna stanja

Prečka	Projektna obremenitev	Lokacija	Ekstrem	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]
S2	ovojnica za potresna projektna stanja	levo	min	-2256,69	-1081,15	-880,511
			max	2124,47	1029,16	859,249
		desno	min	-1756,12	-1027,74	-777,442
			max	1620,73	1082,58	752,969
	ovojnica za stalna projektna stanja	levo	min	-121,28	-50,81	-25,779
			max	-70,27	-25,48	-5,044
		desno	min	-119,12	27,78	-27,109
			max	-77,99	53,11	-8,708

Kot smo že omenili, moramo pri projektiranju nosilne konstrukcije na DCM med drugim zagotoviti, da tlačna osna sila v primarnih potresnih stenah iz analize za potresno projektno stanje, normirana z $A_c f_{cd}$, ne preseže vrednosti 0,4, saj se s tem izognemo prevelikim tlačnim obremenitvam v steni (glej SIST EN 1998-1: 2005, člen 5.4.3.4.1(2)). Torej:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} < 0,4. \quad (7.1)$$

Pri tem je N_{Ed} projektna tlačna osna sila za potresna projektna stanja, A_c je prečni prerez stene, f_{cd} pa je projektna tlačna trdnost betona. Ugotovimo, da v delu stene P1 normirana tlačna osna sila preseže mejno vrednost:

$$v_d = \frac{14918}{490 \cdot 25 \cdot 1,67} = 0,72 > 0,4.$$

Verjetno velja podobna ugotovitev tudi za ostale stene v jedru stavbe. Nivo tlačnih napetosti v stenah bi lahko zmanjšali s povečanjem debelin sten, vendar se odločimo za ustrezno modifikacijo konstrukcijskega sistema obravnavane stavbe. Kot smo to že omenili, na obod stavbe vzdolž obeh krajših tlorisnih dimenzij dodamo posamični AB steni (glej sliki 44 in 45). Dodani steni povečata nosilnost in togost konstrukcije v prečni smeri stavbe ter zagotovita ustrezno torzijsko nosilnost in togost. Potresne obremenitve v stenah so zaradi tega ustrezno manjše.

V nadaljevanju vertikalne nosilne elemente projektiramo na obremenitve modificirane nosilne konstrukcije.

7.2.3 Obremenitve v steni in prečkah modificiranega nosilnega modela konstrukcije

V preglednicah 56 in 57 zberemo ovojnice obremenitev v delu stene P1 in P2 ter v prečki S2 za stalna in potresna projektna stanja za primer modificirane nosilne konstrukcije obravnavane stavbe.

Preglednica 56: Projektne obremenitve v delu stene P1 in P2 za stalna ter potresna projektna stanja pri modificiranem konstrukcijskem sistemu stavbe

Del stene X_{C1}	Projektna obremenitev	Lokacija	Ekstrem	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]
P1	ovojnica za potresna projektna stanja	spodaj	min	-4300,4	-558,6	-2200,9
			max	-1059,8	620,7	2027,6
	ovojnica za stalna projektna stanja	spodaj	min	-4322,1	28,7	-184,9
			max	-3339,7	69,2	-79,2
P2	ovojnica za potresna projektna stanja	zgoraj	min	-2791,8	-1727,4	-314,8
			max	-1153,3	1776,9	154,9
	ovojnica za stalna projektna stanja	zgoraj	min	-3149,3	-6,0	-141,9
			max	-2407,4	79,7	-105,9

Preglednica 57: Projektne obremenitve v prečki S2 za stalna ter potresna projektna stanja pri modificiranem konstrukcijskem sistemu stavbe

Prečka	Obtežba	Lokacija	Ekstrem	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]
S2	ovojnica za potresna projektna stanja	levo	min	-1199,6	-570,9	-459,7
			max	1081,3	525,4	443,2
		desno	min	-917,2	-519,0	-412,2
			max	778,2	577,3	384,5

se nadaljuje...

...nadaljevanje preglednice 57

Prečka	Obtežba	Lokacija	Ekstrem	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]
S2	ovojnica za stalna projektna stanja	levo	min	-110,8	-46,1	-21,8
			max	-64,5	-22,9	-2,8
		desno	min	-122,3	32,6	-29,1
			max	-84,5	55,7	-12,2

Glede razporeditev obremenitev veljajo podobne ugotovitve kot pri osnovnem konstrukcijskem sistemu stavbe in sicer, da se največji upogibni momenti in osne sile v steni X_{C1} pojavijo na mestu vpetja v togo klet, medtem ko se največje prečne sile v steni pojavijo v prvi etaži. Izmed veznih gred med stenama X_{C1} in X_{C2} se največje obremenitve zopet pojavijo v prečki S2. Ko primerjamo obremenitve iz razpredelnic 56 in 57 s tistimi, ki so navedene v preglednicah 54 in 55, pa ugotovimo, da so po izvedeni modifikaciji nosilne konstrukcije stavbe obremenitve v obravnavani steni ter prečki bistveno manjše.

V nadaljevanju projektiramo posamično steno X_{C1} ter prečko S2.

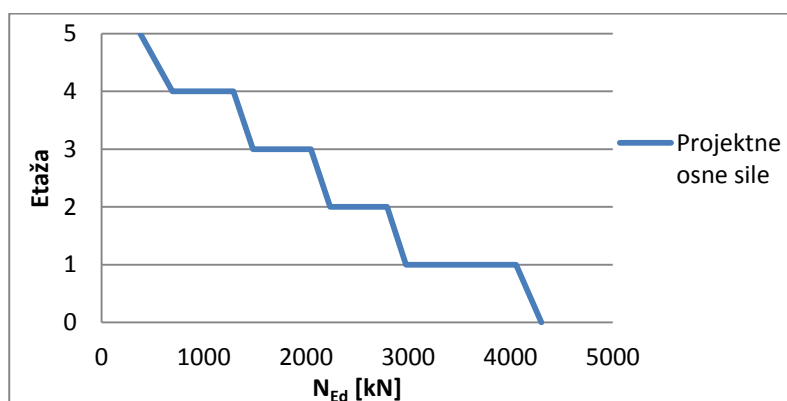
7.2.4 Projektiranje posamične stene X_{C1}

7.2.4.1 Normirana tlačna osna tlačna sila

Po ustrezni ojačitvi konstrukcijskega sistema stavbe tlačna osna sila v steni X_{C1} iz analize za potresno projektno stanje, normirana z $A_c f_{cd}$, ne preseže mejne vrednosti, ki je 0,4 (glej enačbo (7.1)):

$$v_d = \frac{4322,1}{490 \cdot 25 \cdot 1,67} = 0,21 < 0,4.$$

Na sliki 74 prikazujemo potek projektne tlačne osne sile N_{Ed} po višini stene X_{C1} za potresna projektna stanja.

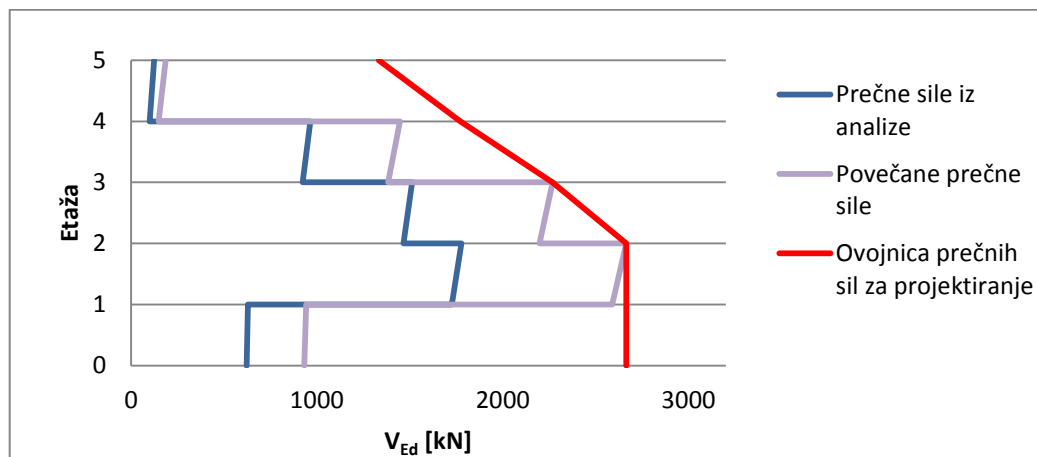


Slika 74: Potek projektne tlačne osne sile v steni X_{C1} za potresna projektna stanja

7.2.4.2 Ovojnica prečnih sil za projektiranje

Pri projektiranju stene moramo upoštevati možno povečanje prečnih sil zaradi plastifikacije ob vpetju stene, tako da prečne sile iz analize povečamo za 50% (SIST EN 1998-1: 2005, člen 5.4.2.4(7)).

Dodatno moramo v skladu s standardom pri mešanih konstrukcijskih sistemih z vitkimi stenami, kamor spada tudi nosilna konstrukcija obravnavane stavbe, konstruirati projektno ovojnico prečnih sil saj tako upoštevamo nezanesljivosti zaradi višjih nihajnih oblik (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4.2.4(8)). Takšno ovojnico prečnih sil za steno X_{C1} prikazujemo na sliki 75.



Slika 75: Konstruiranje ovojnice projektnih prečnih sil za projektiranje v steni X_{C1}

7.2.4.3 Ovojnica upogibnih momentov za projektiranje

Skladno s standardom moramo pri vitkih primarnih stenah upoštevati nezanesljivost pri razporeditvi upogibnega momenta po višini (glej SIST EN 1998-1: 2005, členu 5.4.2.4 (4)P). Steno obravnavamo kot vitko, če velja:

$$\frac{h_w}{l_w} > 2,0, \quad (7.2)$$

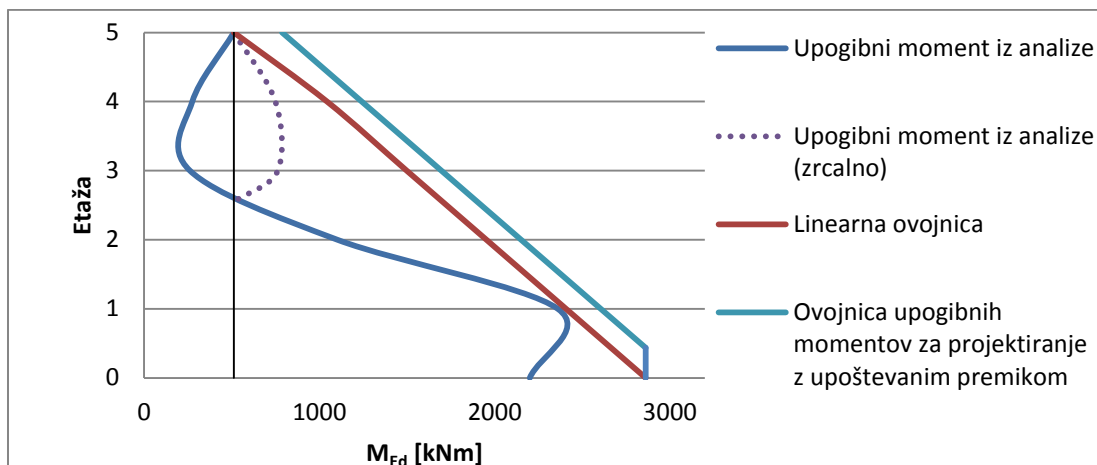
kjer sta h_w in l_w višina oziroma dolžina stene. Obravnavana stena X_{C1} je vitka, saj velja:

$$\frac{17,7}{4,9} = 3,6 > 2,0.$$

Ovojnico upogibnih momentov za projektiranje vitkih sten konstruiramo tako, da ovojnico upogibnih momentov iz analize premaknemo v navpični smeri za vrednost a_1 . Pri tem lahko predpostavimo linearen potek ovojnice po višini, saj obravnavana konstrukcija po višini nima pomembnih nezveznosti v masah, togosti ali nosilnosti. Navpični premik ovojnice upogibnih momentov je ob upoštevanju predpostavk iz teorije striga enak polovici ročice notranjih sil (Beg, 2009: str 8-62):

$$a_1 = \frac{z}{2} = 0,4 \cdot l_w = 0,4 \cdot 4,9 = 1,96 \text{ m.}$$

Ovojnico upogibnih momentov za projektiranje z upoštevanim premikom a_1 prikazujemo na sliki 76.

Slika 76: Konstruiranje ovojnice projektiranih upogibnih momentov za projektiranje v steni X_{C1}

7.2.4.4 Zahteve glede uporabljenih materialov

Standard SIST EN 1998-1:2005 v členu 5.4.1.1 zahteva, da mora biti razred tlačne trdnosti betona primarnih potresnih elementov večji ali enak C 16/20, z izjemo zaprtih stremen in prečnih armaturnih vezi je v kritičnih območjih primarnih potresnih elementov nujna uporaba rebraste armature, ter da moramo v kritičnih območjih primarnih potresnih elementov uporabiti armaturno jeklo razredov B in C. Slednja dva pogoja veljata tudi pri uporabi varjenih armaturnih mrež.

Stene v obravnavani stavbi so iz betona trdnostnega razreda C 25/30, za armaturo pa uporabimo rebraste armaturne palice kvalitete S500 C oziroma rebraste armaturne mreže tipa Q in R ekvivalentne kvalitete. S tem zadovoljimo zahtevanim pogojem iz standarda glede kvalitete materialov.

7.2.4.5 Geometrijske omejitve

Širina stojine stene

Po SIST EN 1998-1: 2005, člen 5.4.1.2.3 veljajo geometrijske zahteve za duktilne stene glede širine stojine b_{w0} . Zadovoljiti moramo pogoju

$$b_{w0} \geq \max\{0,15; h_s/20\}, \quad (7.3)$$

kjer je h_s svetla višina v metrih. Da zadovoljimo tej zahtevi, mora biti debelina b_{w0} vsaj

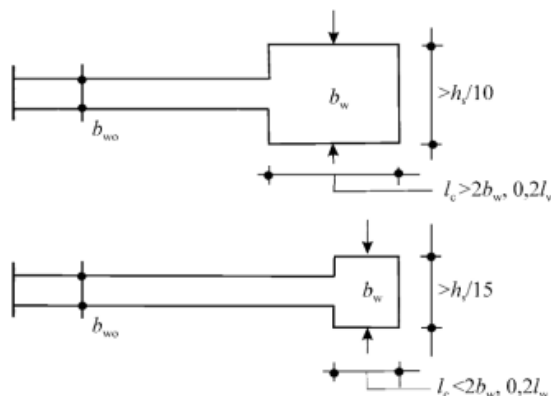
$$b_{w0} \geq \max\{0,15; 4,28/20\} = 0,21 \text{ m.}$$

Debelina obravnavane stene je 0,25 m, kar ustreza zgornji zahtevi.

Širina robnega elementa stene

Hkrati mora veljati tudi (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4.3.4.2(10)), da (i) debelina objetega dela prereza stene ne sme biti manjša od 200 mm, (ii) debelina objetega dela prereza ne sme biti manjša od $h_s/15$, kje je h_s etažna višina, če dolžina objetega dela l_c ni daljša od $\max\{0,2 \cdot l_w; 2 \cdot b_w\}$, (iii) debelina

objetega dela prereza ne sme biti manjša od $h_s/10$, kjer je h_s etažna višina, če je dolžina objetega dela daljša od $\max\{0,2 \cdot l_w; 2 \cdot b_w\}$. Opisane zahteve za robne elemente sten b_w prikazujemo na sliki 77.



Slika 77: Najmanjša debelina objetih robnih elementov (SIST EN 1998-1: 2005, slika 5.10)

Obravnavana stena ima po vsej dolžini enako debelino. Ker dolžine robnega elementa l_c ne poznamo, predpostavimo minimalno vrednost po SIST EN 1998-1: 2005, člen 5.4.3.4.2(6):

$$l_c \geq \max\{0,15 \cdot l_w; 1,5 \cdot b_w\}. \quad (7.4)$$

Glede na obstoječe geometrijske podatke stene dobimo

$$l_c \geq \max\{0,15 \cdot 4,9; 1,5 \cdot 0,25\} = \max\{0,735; 0,375\} = 0,74 \text{ m}.$$

Ker je dolžina objetega dela l_c manjša od $\max\{0,2 \cdot l_w; 2 \cdot b_w\} = 0,98 \text{ m}$, mora biti minimalna debelina robnega elementa vsaj

$$b_w \geq \max\{0,20; h_s/15\} = \{0,20; 4,5/15\} = 0,3 \text{ m}.$$

Trenutna debelina robnega elementa stene 0,25 m ne ustreza pogojem geometrije, zato robni element povečamo na 30 cm. Zaradi estetskih razlogov povečamo tudi širino stojine stene na 0,30 m, tako da je celotna stena enake debeline. Če pri tem ponovno preverimo zgornje izračune minimalne dolžine robnega elementa, ugotovimo, da se dolžina le tega ne spremeni.

Višina kritičnega območja

Kritično območje stene je območje, ki mora biti sposobno sipati vso potrebno energijo v skladu z izbrano redukcijo potresnih sil (Beg et al, 2009: str. 8-67). Višina kritičnega območja h_{cr} nad vpetjem stene se lahko oceni z izrazom SIST EN 1998-1: 2005, člen 5.4.3.4.2(1):

$$h_{cr} = \max\left\{l_w, \frac{h_w}{6}\right\}. \quad (7.5)$$

Pri tem višina h_{cr} ne sme biti večja od

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s & \text{za } n \leq 6 \text{ etaž,} \\ 2 \cdot h_s & \text{za } n \geq 7 \text{ etaž} \end{cases} \quad (7.6)$$

kjer je h_s svetla etažna višina in je mesto vpetja opredeljeno na ravnini temeljev ali na vrhu kletne etaže s togo ploščo in togimi obodnimi stenami.

Za primer obravnavane stene je torej:

$$h_{cr} = \max\left\{4,9; \frac{17,7}{6}\right\} = \max\{4,9; 2,95\} = 4,9 \text{ m.}$$

Kar ne ustreza pogoju:

$$h_{cr} \leq \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot 4,9 \\ 4,28 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 9,8 \\ 4,28 \end{array} \right\} = 4,28 \text{ m.}$$

Zato izberemo višino kritičnega območja $h_{cr} = 4,3 \text{ m}$.

Prirobnica

Upogibno nosilnost določimo v skladu z SIST EN 1992-1-1:2005 pri najbolj neugodni osni sili iz projektnega potresnega stanja. Pri računu upogibne nosilnosti sten moramo upoštevati navpično armaturo v stojini stene.

Obravnavana stena se na levem robu priključi na pravokotno steno ter na desnem robu na steno z odprtini. Standard dovoljuje, da pri računu upogibne nosilnosti stene upoštevamo tudi vpliv prirobnic na upogibno nosilnost stene. Sodelujoča širina pasnic od lica stojine je enaka najmanjši vrednosti od (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4.3.4.1(4)):

- (i) dejanske širine pasnice,
- (ii) polovične razdalje med sosednjima stojinama stene in
- (iii) 25% celotne višine stene nad obravnavanim nivojem.

Sodelujoča širina prirobnice za obravnavano steno na mestu vpetja na levi strani je torej:

$$l_{\text{eff,l}} = \min\{5,15; 2,58; 4,4\} = 2,58 \text{ m.}$$

Enaka sodelujoča širina prirobnice je tudi na višini prve ter druge etaže, medtem ko je na višini tretje etaže le še 1,6 m, saj postane kritičen tretji pogoj, da je največja širina 25% celotne višine stene nad obravnavanim nivojem. Sodelujoča širina prirobnice za obravnavano steno na desni pa je za vse višine etaž:

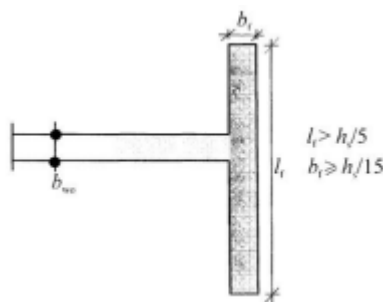
$$l_{\text{eff,d}} = \min\{2,13; 2,58; 4,4\} = 2,13 \text{ m.}$$

Po SIST EN 1998-1:2005 (glej člen 5.4.3.4.2 (7)) objekt robni element ni potreben vzdolž prirobnic stene, ki zadovoljujejo pogoja debeline in širine:

$$b_f \geq \frac{h_s}{15} \quad (7.7)$$

$$l_f \geq \frac{h_s}{5} \quad (7.8)$$

V izrazih (7.7) in (7.8) h_s označuje svetlo etažno višino, b_f debelino prirobnice ter l_f širino prirobnice (glej sliko 78). Trenutna debelina prirobnice na levi strani je 0,25 m ter debelina prirobnice na desni strani 0,20 m. V skladu z zahtevami v točki 7.2.4.5 povečamo debelino levega elementa na 0,3 m ter desnega elementa na 0,25 m.



Slika 78: Stena s prirobnico (SIST EN 1998-1: 2005, str. 85)

Za levo prirobnico velja:

$$b_{f,l} = 0,30 \text{ m} \geq \frac{4,28}{15} = 0,29 \text{ m} \quad \text{OK}$$

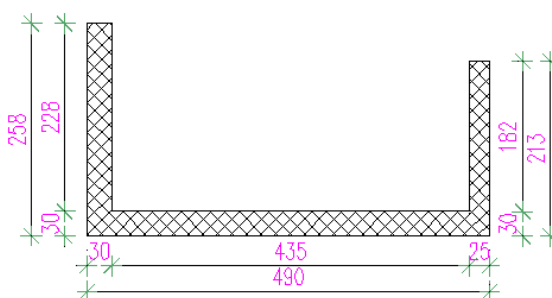
$$l_{f,l} = 2,58 \text{ m} \geq \frac{4,28}{5} = 0,86 \text{ m} \quad \text{OK}$$

Za desno prirobnico velja:

$$b_{f,d} = 0,25 \text{ m} \leq \frac{4,28}{15} = 0,29 \text{ m} \quad \text{NI OK}$$

$$l_{f,d} = 2,13 \text{ m} \geq \frac{4,28}{5} = 0,86 \text{ m} \quad \text{OK}$$

Ugotovimo, da desna prirobnica zadošča pogojem, medtem ko debelina leve prirobnice ni zadostna, da bi omogočila formiranje ustrezne tlačne cone na koncu obravnavane stene. Zato moramo na tem mestu dodatno dimenzionirati objeti robni elementi.



Slika 79: Stena s prirobnicama

7.2.4.6 Strižna nosilnost

Minimalna horizontalna armatura

Minimalna horizontalna armatura mora biti zagotovljena po celotni steni, razporedimo pa jo po obeh straneh stene. Po določilih standarda SIST EN 1992-1-1:2005/A101:2006, (glej člen 88(P)) prerez ne sme biti manjši od:

$$A_{s,hmin} = 0,002 \cdot A_c. \quad (7.9)$$

Za obravnavano steno je minimalni prerez horizontalne armature na meter dolžine:

$$A_{s,hmin} = 0,002 \cdot 30 \cdot 100 = 6 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Izberemo dve mreži Q308. Dejanska vgrajena vodoravna armatura je tedaj $6,16 \text{ cm}^2/\text{m}$. Pri tem pa hkrati zadostimo pogoju, da medsebojna razdalja med dvema navpičnima palicama ne sme presegati 400 mm. Ker razdalja med palicami v armaturni mreži Q308 znaša 12,5 cm, smo slednjemu pogoju zadostili.

Stremenska armatura v robnih elementih

Na območju robnih elementov sten se uporabljajo preklopljena stremena tako, da streme ali prečna vez objame vsako drugo palico (SIST EN 1998-1: 2005, člen 5.4.3.4.2(9)). Zadovoljiti moramo zahtevi, da v kritičnem območju ob vpetju primarnih potresnih stebrov vrednost mehanskega prostorninskega deleža armature objetja (gostih stremen za objetje betonskega jedra) ω_{wd} znaša vsaj 0,08 (SIST EN 1998-1: 2005, člen 5.4.3.2.2(9)):

$$\omega_{wd} \geq 0,08. \quad (7.10)$$

Po SIST EN 1998-1:2005, členu 5.4.3.2.2 (11) moramo upoštevati, da razmik stremen s ne presega:

$$s = \min \left\{ \frac{b_0}{2}; 175 \text{ mm}; 8 \cdot d_{bL} \right\}, \quad (7.11)$$

kjer je b_0 (mm) najmanjša dimenzija betonskega jedra oz. širina dela robnega elementa, ki je objet s stremeni, merjena od sredine črte stremen, ter d_{bL} najmanjši premer vzdolžnih armaturnih palic (mm).

$$s = \min \left\{ \frac{300 - 6 - 24}{2}; 175; 8 \cdot 12 \right\} = \min \{135; 175; 96\} = 96 \text{ mm}$$

Razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi, hkrati ne sme biti večja od 200 mm, minimalni premer palice pa je 6 mm.

Horizontalna armatura v kritičnem področju

Predpostavimo, da je strižna nosilnost betonskega prereza brez strižne armature manjša od projektne vrednosti strižne sile v steni. Tako v celotnem kritičnem območju prečne sile prevzamemo s horizontalno armaturo. Skladno s standardom SIST EN 1992-1-1:2004 (glej člen 6.2.3) potrebno količino horizontalne armature v stojini stene izračunamo z izrazom:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{0,8 \cdot l_w \cdot f_{yd}}, \quad (7.12)$$

kjer je A_{sw} ploščina horizontalne (strižne) armature, s razdalja med strižnimi ravninami, f_{yd} pa je projektna meja tečenja strižne armature. Torej:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{2665}{0,8 \cdot 490 \cdot 43,48} = 0,156 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}.$$

Če za razdaljo med strižnimi ravninami izberemo $s = 10$ cm, je potrebna ploščina strižne armature $A_{sw} = 1,56$ cm². Ugotovimo, da dve armaturni mreži Q335, ki smo jo določili kot minimalno armaturo ne zadoščata, zato izberemo dve mreži Q785, kar je 0,157 cm²/cm.

Preverimo še zahtevo za minimalno količino strižne armature po SIST EN 1992-1-1: 2005, členu 9.2.2(5):

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \geq \varphi_{w,\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (7.13)$$

kjer je ρ_w stopnja armiranja s strižno armaturo, $\varphi_{w,\min}$ minimalna stopnja armiranja s strižno armaturo, A_{sw} prečni prerez strižne armature, s oddaljenost med stremeni, b_w širina stojine stene in α kot med smerjo strižne armature in vzdolžno osjo elementa. V obravnavanem primeru upoštevamo α je 90°. Minimalna stopnja armiranja s strižno armaturo je tedaj:

$$\rho_w = \frac{2 \cdot 7,85}{10 \cdot 30 \cdot 1} = 0,079 \geq \varphi_{w,\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{20}}{50} = 0,0007$$

Ugotovimo, da izbrana strižna armatura izpolnjuje zgornjo zahtevo.

Preverimo še maksimalno prečno silo, ki jo prečni prerez še lahko prenese, ne da bi prišlo do porušitve tlačnih razpor v betonu (SIST EN 1992-1-1:2005, člen 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,\max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot \frac{f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (7.14)$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}[\text{MPa}]}{250}\right) \quad (7.15)$$

V izrazu 7.14 je v_1 redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona in ga izračunamo po izrazu 7.15, α_{cw} je koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu (upoštevamo priporočeno vrednost 1,0), z ročica notranjih sil, θ pa je kot med betonsko tlačno razporo in vzdolžno osjo elementa (upoštevamo vrednost $\theta = 45^\circ$).

$$V_{Rd,\max} = 1,0 \cdot 30 \cdot 0,8 \cdot 490 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) \cdot \frac{1,67}{\cot 45^\circ + \tan 45^\circ} = 5303 \text{ kN}$$

Ugotovimo, da največja projektna prečna sila v obravnavani steni ne preseže mejne prečne sile $V_{Rd,\max}$.

7.2.4.7 Konstruiranje vertikalne armature

Vertikalna armatura v kritičnem območju robnih elementov

Delež vertikalne armature v kritičnem območju robnih elementov ne sme biti manjši od 0,005 (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4.3.4.2(8)).

$$A_{s,v}^{\text{robni el.}} \geq 0,005 \cdot l_c \cdot b_w \quad (7.16)$$

Debelina stene je 0,30 m, dolžina robnega elementa pa je 0,74 m, tako da dobimo:

$$A_{s,v}^{\text{robni el.}} \geq 0,005 \cdot 74 \cdot 30 = 11,1 \text{ cm}^2.$$

Standard SIST EN 1998-1:2005 določa, da moramo za robne elemente upoštevati konstrukcijska pravila, ki veljajo za stebre, in sicer v skladu s členi od 5.4.3.2.2(9) do 5.4.3.2.2(11). V slednjih je podano, da je maksimalna dovoljena razdalja med dvema sosednjima navpičnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi, največ 20 cm. Dodatno je v nacionalnem dodatku zapisano, da je najmanjši dovoljen premer palic $\phi_{\min}=12$ mm.

Zahtevi izpolnimo, če v robnem elementu izberemo 12 palic s premerom $\phi 12$ mm. Pet palic postavimo na vsako stran vzdolž daljše stranice robnega elementa na medsebojni oddaljenosti 18,05 cm, dve palici pa postavimo na sredino krajše stranice robnega elementa in tako izpolnimo zahtevo, da medsebojna oddaljenost palic ni večja od 20 cm. Dejanska količina navpične armature je $13,57 \text{ cm}^2$ in je večja od zahtevane minimalne količine, ki je $11,1 \text{ cm}^2$. Tako delež vzdolžne armature v robnem elementu ustreza pogoju (7.16):

$$\mu = \frac{13,57}{30 \cdot 74} = 0,006 \geq 0,005$$

Skupna količina vertikalne armature v steni

V nacionalnem dodatku k standardu SIST EN 1992-1:2005 so podane zahteve glede minimalnega in maksimalnega prereza skupne količine navpične armature steni. Prerez navpične armature v steni mora biti večji od (SIST EN 1992-1-1:2005/ A101:2006):

$$A_{s,v\min} = 0,003 \cdot A_c. \quad (7.17)$$

Za obravnavano steno znaša minimalni prerez vertikalne armature:

$$A_{s,v\min} = 0,003 \cdot 490 \cdot 30 = 44,1 \text{ cm}^2,$$

kjer je A_c ploščina prečnega prereza obravnavane stene X_{C1} . V primeru, ko je merodajen minimalni prerez armature $A_{s,v\min}$ je potrebno namestiti na vsako stran stene polovico te armature. Prerez navpične armature pa ne sme biti večji od (SIST EN 1992-1-1:2005, člen 9.6.2):

$$A_{s,v\max} = 0,04 \cdot A_c. \quad (7.18)$$

Za obravnavano steno X_{C1} je maksimalni dovoljeni prerez armature:

$$A_{s,v\max} = 0,04 \cdot 490 \cdot 30 = 588 \text{ cm}^2.$$

V stojini obravnavane se na vsaki strani nahaja armaturna mreža Q785 (glej enačbo (7.12)) tako je količina navpične armature v stojini stene $15,7 \text{ cm}^2/\text{m}$, v robnem elementu pa je razporejenih 12 palic $\phi 12$. Na levem koncu stene, ki se zaključuje s prirobnico zadostnih dimenzij, robni element ni potreben, zato v vogal stene in prirobnice namestimo 4 palice $\phi 12$. Skupna količina navpične armature v celotni steni je:

$$A_{s,v} = 13,57 + 4,52 + (4,9 - 0,74 - 0,30) \cdot 15,7 = 78,87 \text{ cm}^2,$$

kar zadošča pogoju minimalne količine skupne navpične armature v steni.

Standard dodatno zahteva, da mora biti medsebojna razdalja navpičnih palic manjša od:

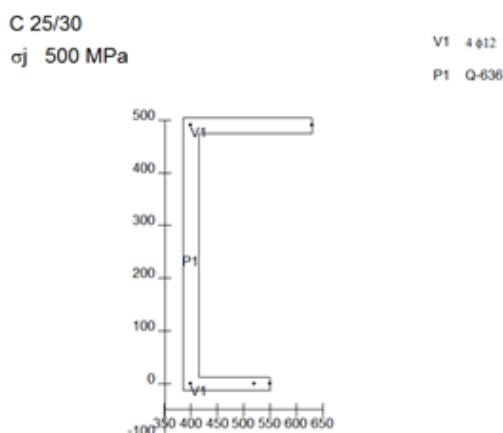
$$e \leq \min\{3 \cdot b_w; 400 \text{ mm}\} = \min\{3 \cdot 250; 400 \text{ mm}\} = 40 \text{ cm}.$$

Razdalja med palicami v armaturni mreži Q785 je 10 cm, s čimer smo pogoju zadostili.

7.2.4.8 Upogibna nosilnost v kritičnem področju

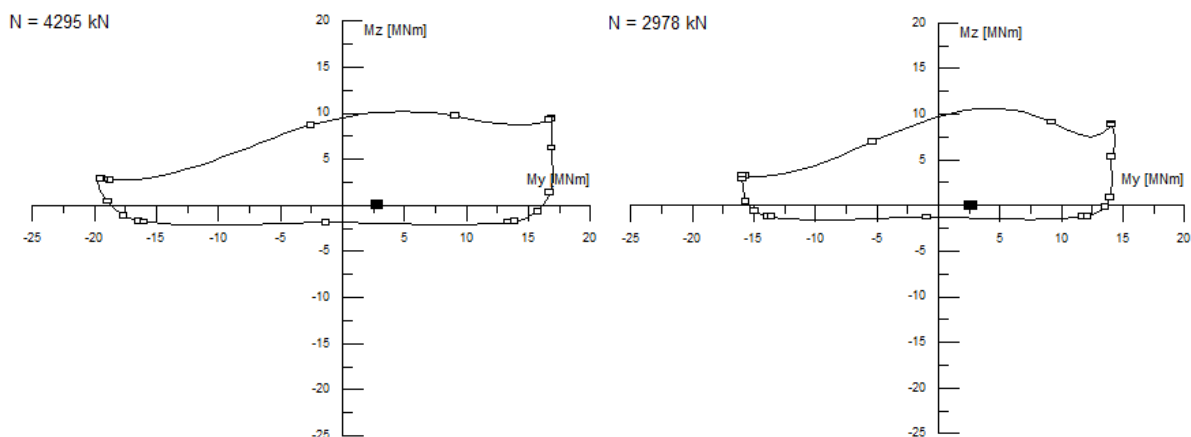
Osno-upogibno nosilnost prečnega prereza stene v kritičnem področju z upoštevanjem izbrane vertikalne armature preverimo s pomočjo programa DIAS (Fischinger et al., 1999). Prvo kontrolo izvedemo v prečnem prerezu stene na višini 1,96 m nad vpetjem stene v togo klet, kjer je projektni upogibni moment največji ($M_{Ed,max} = 2862$ kNm, $N_{Ed,prp} = 4295$ kN), drugo kontrolo pa izvedemo v prečnem prerezu stene na zgornjem robu kritičnega območja, kjer je projektna tlačna osna sila najmanjša ($N_{Ed,min} = 4052$ kN, $M_{Ed,prp} = 2670$ kNm). Na sliki 80 prikazujemo prečni prerez obravnavane stene X_{C1} v kritičnem območju v programu DIAS (Fischinger et al., 1999).

Ker je v program možno vstaviti mrežno armaturo le vzdolž celotne stene (t.j. vključno z robnim elementom) količino armature v robnem elementu zmanjšamo za vrednost, ki jo doprinese mrežna armatura in namesto $12\phi 12$ vstavimo $4 \phi 12$. Z V1 označimo štiri vertikalne armaturne palice $\phi 12$ na stiku stene z daljšo prirobnico, s P1 pa dve armaturni mreži Q636 v stojini stene. Ker program ne omogoča izbire mreže Q785, upogibno odpornost stene preverimo z največjo mrežo, ki jo lahko izberemo v programu t.j. Q636.



Slika 80: Prečni prerez obravnavane stene X_{C1} v programu DIAS (Fischinger et al., 1999)

Na sliki 81 prikazujemo interakcijska diagrama mejne upogibne nosilnosti prečnega prereza obravnavane stene X_{C1} v kritičnem območju na višini 1,96 oziroma 4,5 m od vpetja stene v togo klet.



Slika 81: Interakcijska diagrama mejne osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza stene v kritičnem območju na višini 1,96 m (slika desno) ter na višini 4,5 m (slika levo), obremenjena z obremenitvami za potresna projektna stanja, DIAS (Fischinger et al., 1999)

Ugotovimo, da projektna upogibna nosilnost prečnega prereza stene zadošča obremenitvam, saj je točka obremenitve znotraj interakcijskega diagrama mejne nosilnosti, kar pomeni, da izbrana vertikalna armatura v steni zadošča.

7.2.4.9 Zagotovitev potrebne lokalne duktilnosti

V skladu s standardom SIST EN 1998-1:2005 moramo za zagotovitev lokalne duktilnosti dokazati, da je predpostavljena dolžina robnega elementa l_c večja od zahtevane, ki jo določimo kot dolžino območja, v katerem tlačna deformacija betona preseže mejno tlačno deformacijo, ki je $\varepsilon_{cu2} = 0,35\%$ (SIST EN 1992-1-1:2005). Pri tem za robno tlačno deformacijo v betonu predpostavimo, da je kar enaka mejni tlačni deformaciji objetega betona $\varepsilon_{cu2,c}$ (SIST EN 1998-1: 2005, člen 5.4.3.4.2(6)), globino nevtralne osi pa določimo po enačbi SIST EN 1998-1: 2005, člen 5.4.3.4.2(5):

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w \cdot b_c}{b_0} = \frac{N_{Ed} + A_v \cdot f_{yd}}{b_0 \cdot f_{cd}}, \quad (7.19)$$

kjer je N_{Ed} projektna tlačna osna sila v prerezu, A_v je skupna količina vertikalne armature v stojini stene, b_0 je širina objetega betona robnega elementa, merjeno med osmi stremen, f_{yd} in f_{cd} pa sta projektne vrednosti za mejo tečenja jekla za armiranje in tlačno trdnost betona. Globina nevtralne osi je tako:

$$x_u = \frac{N_{Ed} + A_v \cdot f_{yd}}{b_0 \cdot f_{cd}} = \frac{4300 + 4,12 \cdot 15,7 \cdot 43,48}{27,0 \cdot 1,67} = 157,7 \text{ cm.}$$

Največjo robno tlačno deformacijo v betonu izračunamo s pomočjo izraza:

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd}. \quad (7.20)$$

Pri tem je ω_{wd} mehanski volumski delež stremen v robnem elementu, ki ga izračunamo s pomočjo enačbe:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volumen stremen za objetje}}{\text{volumen objetega jedra}} \cdot \frac{f_{ys,d}}{f_{cd}} \quad (7.21)$$

Učinkovitost objetja z izbranimi stremeni α izračunamo po izrazu:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s, \quad (7.22)$$

kjer je α_n koeficient učinkovitosti stremen v ravnini robnega elementa in α_s koeficient učinkovitosti stremen navpično na ravnino robnega elementa. Izračunamo ju po izrazih (Beg, 2009):

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} \text{ in} \quad (7.23)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right). \quad (7.24)$$

V izrazih (7.23) in (7.24) je b_i osna razdalja med podprtimi navpičnimi palicami robnega elementa, b_0 je širina objetega betona robnega elementa, merjeno med srednjimi črtami stremen, h_0 je dolžina objetega betona v robnem elementu, merjeno med srednjimi črtami stremen, s pa je razdalja med stremeni v navpični smeri. Ker slednja ne sme preseči 9,2 mm izberemo $s = 8$ cm. Za premer stremen pa upoštevamo minimalni dovoljen premer, ki je $\phi 6$. Tako dobimo:

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{8}{2 \cdot 23}\right) \left(1 - \frac{8}{2 \cdot 74}\right) = 0,78$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{18,05^2 \cdot 8 + 10,5^2 \cdot 2}{6 \cdot 23 \cdot 74} = 0,72$$

$$\alpha = 0,72 \cdot 0,78 = 0,56$$

$$\omega_{wd} = \frac{[2 \cdot (74 + 23,0) + 4 \cdot (21 + 23,0)] \cdot 0,283}{74 \cdot 23,0 \cdot 8} \cdot \frac{43,48}{1,67} = 0,200$$

Ker je mehanski volumski delež stremen v robnih elementih večji od 0,08, je tako izpolnjen tudi pogoj (7.10). Največja robna tlačna deformacija v betonu pa je:

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot 0,56 \cdot 0,200 = 0,015.$$

Potrebna dolžina robnega elementa tako znaša (SIST EN 1998-1: 2005, člen 5.4.3.4.2(6)):

$$l_c = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}}\right) = 157,7 \cdot \left(1 - \frac{0,0035}{0,015}\right) = 120,9 \text{ cm} > 74 \text{ cm}$$

Ugotovimo, da je potrebna dolžina robnega elementa večja od predpostavljene, ki je enaka minimalni zahtevani dolžini 74 cm. Ker smo v računu predpostavili, da bo v mejnem stanju največja robna tlačna deformacija betona polno izkoriščena ($\varepsilon_c = \varepsilon_{cu2,c}$), je takšen postopek računa precej konservativen, zato pred povečanjem dolžine robnega elementa določimo potrebno dolžino robnega elementa še po natančnejšem postopku, pri katerem robne tlačne deformacije v betonu ne predpostavimo, pač pa jo izračunamo.

Robno tlačno deformacijo izračunamo iz pogoja, da pri tej deformaciji zagotovimo predpisano duktilnost za ukrivljenost $\mu_{\phi, \text{zahtevano}}$:

$$\varepsilon_c = x_u \cdot \phi_{u, \text{zahtevano}} = x_u \cdot \mu_{\phi, \text{zahtevano}} \cdot \phi_y = x_u \cdot \mu_{\phi, \text{zahtevano}} \cdot \frac{2,1 \cdot \varepsilon_y}{d}, \quad (7.25)$$

kjer je x_u ocenjena globina nevtralne osi, $\phi_{u, \text{zahtevano}}$ je ukrivljenost, ki ustreza zahtevani duktilnosti za ukrivljenost $\mu_{\phi, \text{zahtevano}}$, ϕ_y je ukrivljenost na meji tečenja natezne armature, ε_y je deformacija natezne armature na meji tečenja, d pa je statična višina prereza.

Največja tlačna deformacija ε_c mora biti manjša ali enaka tisti, ki jo zagotavlja stremenska armatura v robnem elementu $\varepsilon_{cu2,c}$ *:

$$\varepsilon_{cu2,c}^* = \varepsilon_{cu2} + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd} \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_c} = 0,0035 + 0,1 \cdot 0,54 \cdot 0,203 \cdot \frac{1,15}{1,5} = 0,0119.$$

Potrebno dolžino robnega elementa pri doseženi zahtevani duktilnosti za ukrivljenost pa izračunamo po izrazu:

$$l_c = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_c} \right). \quad (7.26)$$

Ukrivljenost na meji tečenja ocenimo s pomočjo izraza:

$$\phi_y = \frac{2,1 \cdot \varepsilon_y}{d} = \frac{2,1 \cdot 0,002175}{0,9 \cdot 490} = 1,0357 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{cm}}.$$

Minimalno zahtevana duktilnost za ukrivljenost $\mu_{\phi, \text{zahtevano}}$ izračunamo z izrazom (SIST EN 1998-1: 2005, člena 5.4.3.4.2(2) in 5.2.3.4(3)):

$$\mu_{\phi, \text{zahtevano}} = 1 + 2 \cdot \left(q_0 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} - 1 \right) \cdot \frac{T_C}{T_1} \quad \text{za } T_1 < T_C \quad (7.27)$$

kjer je M_{Ed} projektni upogibni moment ob vpetju stene, M_{Rd} je upogibna nosilnost prečnega prereza ob vpetju stene, q_0 pa je osnovna vrednost faktorja obnašanja. Torej:

$$\mu_{\phi, \text{zahtevano}} = 1 + 2 \cdot \left(2,64 \cdot \frac{2862}{17715} - 1 \right) \cdot \frac{0,5}{0,2411} = -1,39$$

Minimalna zahtevana duktilnost je zaradi upogibne nosilnosti prečnega prereza stene, ki bistveno presega upogibno obremenitev v steni, negativnega predznaka. Nadaljnji račun ni več smiseln. Lahko zaključimo, da že z minimalno dolžino robnega elementa zagotovimo zadostno lokalno duktilnost stene v kritičnem območju.

Stremena v robnih elementih morajo biti dimenzionirana tako, da streme ali prečna vez objame vsako drugo palico. Ugotovimo, da je zadoščeno pogojema o maksimalnem razmiku med stremeni ter o omejitvi mehanskega prostorninskega deleža armature objetja (glej izraza (7.10) ter (7.21)):

$$\omega_{wd} = 0,200 \geq 0,08$$

Mrežna armatura je na koncu stojine prekinjena in ustrezno sidrana v robni element. Zato zagotovimo, da je količina horizontalne armature v robnih elementih vsaj tolikšna kot je količina horizontalne armature v stojini stene, s čimer zagotovimo potrebno strižno nosilnost stene.

V stojini obravnavane stene je količina horizontalne armature enaka 0,52% (2 mreži Q785). Če za strižno armaturo robnega elementa izberemo dvostržno streme $\phi 9/8$ cm, znaša delež horizontalne armature v robnih elementih 0,53%:

$$s = \frac{\pi \cdot \left(\frac{0,9}{2}\right)^2}{7,85} = 0,081 \text{ m} = 8,10 \text{ cm}.$$

Na stiku stene z daljšo prirobnico ne potrebujemo objetega robnega elementa. Preprečiti moramo zvoj prirobnic iz ravnine, kar zagotovimo z ustreznim armiranjem sten oziroma prirobnic. Uporabimo enak postopek kot pri projektiranju armature v steni X_{C1} . Navpične palice v stiku stene in prirobnice objamemo z U stremeni, ki potekajo po celotni višini stene.

7.2.4.10 Armatura izven kritičnega območja

V skladu s standardom SIST EN 1992-1-1: 2005 moramo izven kritičnega območja v steni zagotoviti minimalno količino horizontalne armature. To pomeni da morata biti v stojini stene vsaj 2 mreži Q257. Hkrati moramo zagotoviti strižni nosilnosti zaradi projektne strižne obremenitve v steni, torej enako kot po točki 7.2.4.6 določimo količino strižne armature. V vsakem delu stene, kjer celoten prerez navpične armature na obeh straneh stene prekorači

$$A_v > 0,02 \cdot A_c, \quad (7.28)$$

moramo zagotoviti prečno armaturo v obliki stremen, ki so izvedena v skladu z zahtevami, ki veljajo za stebre. Kadar se glavna armatura namesti v bližini površin, moramo namestiti vsaj 4 stremena na m^2 stene. V primeru, ko za armaturo uporabimo varjene armaturne mreže ali armaturne palice s premerom $\phi < 16$ mm in krovim slojem večjim od 2ϕ , prečna armatura ni potrebna. To velja tudi za obravnavano steno, zato stremena niso potrebna. Vrednosti armature so prikazane v preglednici 58 in 59.

Delež vzdolžne armature izven kritičnega območja mora biti večji kot 0,3% prereza stene (SIST EN 1992-1-1:2005). Na mestih, kjer je v potresnem projektne stanju tlačna deformacija betona ϵ_c večja od 2 ‰, mora biti vzdolžne armature več kot 0,005 (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4.3.4.2(11)). Ugotovimo, da izven kritičnega območja mejna vrednost tlačne deformacije nikjer ne preseže 2 ‰, zato minimalnega deleža vzdolžne armature 0,005 ni potrebno zagotoviti. V programu DIAS (Fischinger et al., 1999) preverimo izbrano količino armature, rezultati pa so prikazani v preglednici 58.

Palice v robnih elementih sten izven kritičnega območja do višine, kamor sega armaturna mreža Q785, smo objeli z U stremeni $\phi 10/10$ cm in s tem zagotovili enako horizontalno armature, kot v področju med robnimi elementi. Na območju strojnice (ST) pa postavimo stremena $\phi 10/14$ cm, kar zadosti pogojem, da premer armature ne sme biti manjši od (SIST EN 1992-1-1: 2005, člen 9.5.3(1)):

$$\phi_{sw} \geq \max\{6 \text{ mm} ; 0,25 \cdot \phi_{sv,max}\} = \max\{6 \text{ mm} ; 0,25 \cdot 12 \text{ mm}\} = 6 \text{ mm}$$

ter da mora biti razdalja med stremeni manjša od zahtevane (SIST EN 1992-1-1: 2005, opomba k členu 9.5.3.(3)):

$$s_{cl,t} \leq \min\{12 \cdot \phi_{sv,min}; b_w; 300 \text{ mm}\} = \min\{12 \cdot 12; 300; 300\} = 14,4 \text{ cm}$$

Prav tako smo navpične palice v prirobnicah izven kritičnega območja objeli z U stremeni $\phi 10/10$ cm ter $\phi 10/14$ cm, s čimer smo zadovoljili zahteve za stremensko armaturo zgoraj.

7.2.4.11 Povzetek armature v steni X_{C1}

Armaturo v steni, ki smo jo določili za posamezna območja smo zbrali v spodnjih preglednicah. Vzдолžna armatura v steni je prikazana v preglednici 58, horizontalna armatura v steni v preglednici 59 in količina stremen v robnem elementu v preglednici 60.

Preglednica 58: Spreminjanje količine vertikalne armature po višini stene

Višina [m]	Armaturo robnega elementa	Armaturo stika prirobnice in stene	Armaturo v stojini stene	Skupna količina vertikalne armature [cm ²]	Delež vertikalne armature v steni [%]
0 - 4,5	12 $\phi 12$	4 $\phi 12$	2·Q785	78,9	0,54
4,5 – 14,7	4 $\phi 12$	4 $\phi 12$	2·Q785	76,6	0,52
14,7 - 17,7	4 $\phi 12$	4 $\phi 12$	2·Q524	60,4	0,41

Preglednica 59: Spreminjanje količine horizontalne armature v stojini po višini stene

Višina [m]	Horizontalna armatura v stojini stene	Delež horizontalne armature v stojini steni [%]
0 - 4,5	2·Q785	0,52
4,5 - 14,7	2·Q785	0,52
14,7 - 17,7	2·Q524	0,34

Preglednica 60: Spreminjanje količine stremenske armature v robnem elementu po višini stene

Višina [m]	Stremena v robnem elementu	Delež horizontalne armature v robnem elementu [%]
0 - 4,5	$\phi 9 / 8$ cm	0,53
4,5 - 14,7	$\phi 10 / 10$ cm	0,52
14,7 - 17,7	$\phi 10 / 14$ cm	0,37

V prilogi A3 je armaturni načrt obravnavane stene X_{C1}.

7.2.5 Projektiranje prečke S2

Obravnavano vezno gredo (prečko) S2, ki skupaj s prečkami S1, S3, S4 in S5 povezuje posamični steni X_{C1} in X_{C2} (glej sliki 71 in 72), dimenzioniramo skladno z zahtevami za primarne potresne grede

za DCM iz standarda SIST EN 1998-1:2005. Pri tem strižno in upogibno nosilnost grede določimo v skladu z EN 1992-1-1: 2004.

Zahteve glede lastnosti betona in armature so enake kot v točki 7.2.4.4, zato jih tukaj ne ponovno navajamo. Obravnavana prečka S2 izpolnjuje zahtevane pogoje glede kvalitete materialov.

Standard SIST EN 1998-1: 2005 v členu 5.4.1.2.1(2) podaja geometrijske zahteve za grede. Da izkoristimo ugoden vpliv tlačne sile v stebru na sprejemnost vzdolžnih armaturnih palic, ki so položene skozi vozlišče, mora širina prečke b_w zadostiti pogoju:

$$b_w \leq \min(b_c + h_w; 2 \cdot b_c), \quad (7.29)$$

kjer je h_w višina prečke, b_c pa je največja dimenzija prečnega prereza stebra, normalna na vzdolžno os grede. Višina obravnavane prečke je 1,0 m, širina pa 0,30 m, tako da je pogoj (7.29) izpolnjen:

$$b_w \leq \min(0,7 + 1,0; 2 \cdot 0,7) = 1,4 \text{ m.}$$

7.2.5.1 Vzdolžna armatura in kontrola upogibne nosilnosti

Minimalna vzdolžna armatura je določena z izrazom (SIST EN 1992-1-1: 2005, člen 1.9.2.1.1(1)):

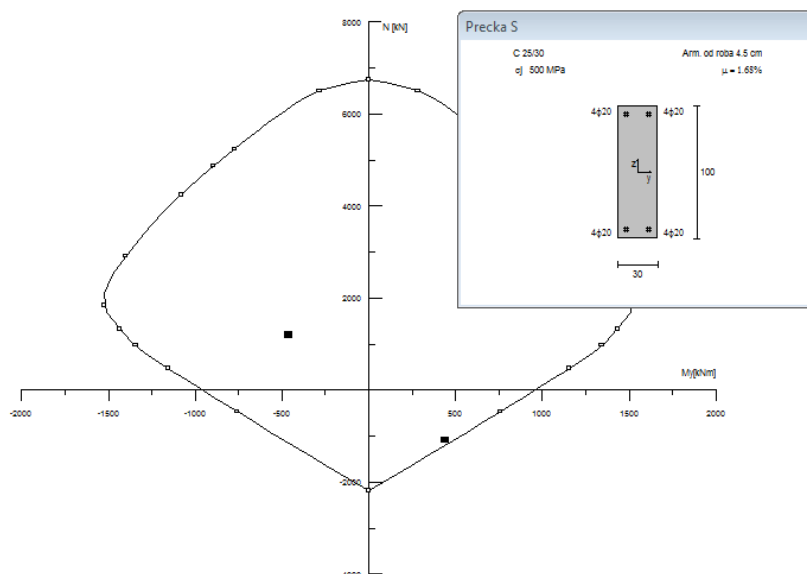
$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d > 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (7.30)$$

Količina minimalne vzdolžne armature za prečko S2 je:

$$A_{s,\min} = \max \begin{cases} 0,26 \cdot \frac{0,26}{50} \cdot 30 \cdot 95 = 3,85 \text{ cm}^2 \\ 0,0013 \cdot 30 \cdot 95 = 3,71 \text{ cm}^2 \end{cases} = 3,85 \text{ cm}^2.$$

Na spodnjem in zgornjem robu izberemo enako količino vzdolžne armature in sicer 4 palice $\phi 12$. Dejanska količina armature $A_{s,\text{dej}} = 4,52 \text{ cm}^2$. Nato s pomočjo programa DIAS (Fischinger et al., 1999) preverimo, ali izbrana količina vzdolžne armature zagotavlja ustrezno osno-upogibno odpornost prečnega prereza vezne grede S2. Izberemo prerez v levem krajišču prečke, kjer je obremenitev za potresna projektna stanja največja in je: $M_{\text{Ed},\min} = -460 \text{ kNm}$ in $N_{\text{Ed},\text{prip}} = -1200 \text{ kN}$ ali $M_{\text{Ed},\max} = 443 \text{ kNm}$ in $N_{\text{Ed},\text{prip}} = 1081 \text{ kN}$ in (glej preglednico 57).

Ugotovimo, da se ena izmed točk projektnih obremenitev ne leži znotraj interakcijskega diagrama mejne osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza, zato količino vzdolžne armature ustrezno povečamo. Na spodnjem in zgornjem robu izberemo 8 palic $\phi 20$ ($A_{\text{dej}} = 25,13 \text{ cm}^2$). Na sliki 82 prikazujemo lego točk obremenitev v interakcijskem diagramu.



Slika 82: Interakcijski diagram mejne osno-upogibne nosilnosti prečnega prereza v levem krajišču prečke S2, DIAS (Fischinger et al., 1999)

Območja prečke na razdalji do l_{cr} od krajnih prerezov ob voziščih prečk s stebri moramo obravnavati kot kritična območja. Pri tem je l_{cr} kar enaka višini prečke in je $l_{cr} = 1,0$ m. Da zadostimo zahtevam lokalne duktilnosti na tem območju gred, mora biti vrednost faktorja duktilnosti vsaj enaka:

$$\mu_{\phi} = 2 \cdot q_0 - 1, \quad \text{če } T_1 \geq T_C, \quad (7.31)$$

$$\mu_{\phi} = 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot \frac{T_C}{T_1}, \quad \text{če } T_1 < T_C. \quad (7.32)$$

Zahtevi zadostimo, če sta za obe pasnici grede izpolnjena naslednja pogoja (glej SIST EN 1998-1: 2005, člen 5.4.3.1.2(4)):

(i) v tlačnem območju je poleg morebitne vzdolžne armature, ki sledi iz preveritve mejnega stanja grede pri potresnem projektne stanju, položena še armatura s prerezom, ki znaša vsaj polovico prereza dejanske vzdolžne natezne armature.

(ii) Delež armature v natezni coni ρ ne presega vrednosti ρ_{max} ki je enaka:

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}, \quad (7.33)$$

kjer sta ρ in ρ' deleža armature v natezni in tlačni coni. Količina armature je normirana z $b \cdot d$. Pri tem je b širina tlačene pasnice prečke, d pa je statična višina prereza.

V natezni coni vzdolž celotne dolžine prečke ρ ne sme biti manjši od vrednosti ρ_{min} (SIST EN 1998-1: 2005, člen 5.4.3.2.1(5)P):

$$\rho \geq \rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}. \quad (7.34)$$

Za izbrano vzdolžno armaturo $8\phi 20$ na zgornjem in spodnjem robu preverimo pogoj minimalnega deleža armature v natezni coni ρ_{\min} :

$$\rho = \frac{25,13}{30 \cdot 95} = 0,0088 > \rho_{\min} = 0,5 \cdot \frac{0,26}{50} = 0,0026$$

Ugotovimo, da je pogoj izpolnjen. Hkrati pa zadostimo tudi pogoj, da znaša količina vzdolžne armature v tlačni coni vsaj polovico količine natezne armature:

$$A'_{s,dej} = 25,13 \text{ cm}^2 \geq \frac{A_{s,dej}}{2} = \frac{25,13}{2} = 12,57 \text{ cm}^2.$$

Za določitev maksimalnega deleža armature v natezni coni ρ_{\max} , najprej izračunamo $\varepsilon_{sy,d}$ ter μ_{ϕ} po enačbi (7.32) in sicer za $T_1 < T_c$:

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{43,48}{20000} = 0,00217$$

$$\mu_{\phi} = 1 + 2 \cdot (2,64 - 1) \cdot \frac{0,5}{0,24} = 7,83$$

$$\rho_{\max} = \frac{25,13}{30 \cdot 95} + \frac{0,0018}{7,83 \cdot 0,00217} \cdot \frac{1,67}{43,48} = 0,0129$$

$$\rho = 0,0088 < \rho_{\max} = 0,0129$$

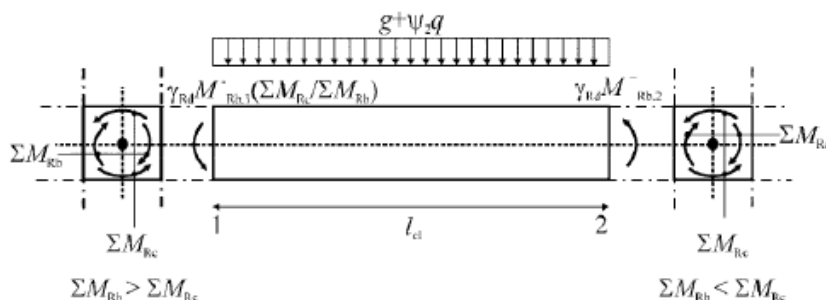
Delež armature v natezni coni je manjši od največje dovoljene vrednosti, zato je izbrana vzdolžna armatura v prečki ustrezna.

7.2.5.2 Strižna armatura in kontrola strižne nosilnosti

V primarnih potresnih gredah moramo prečne sile določiti v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti. Upoštevati moramo ravnotežje grede pri prečni obtežbi, ki deluje na gredo v potresnem projektne stanju, ter upogibnih momentih v krajišču grede $M_{i,d}$ ($i = 1, 2$), ki ustrezajo stanju, ko se formirajo plastični členki za pozitivno in negativno smer delovanja potresne obtežbe. Upogibni moment v i -tem krajišču grede izračunamo s pomočjo naslednjega izraza (SIST EN 1998-1: 2005, člen 5.4.2.2(2)):

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right), \quad (7.35)$$

kjer je γ_{Rd} faktor, s katerim upoštevamo morebitno večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla in je v primeru DCM enak 1,0. V izrazu (7.35) je $M_{Rb,i}$ je projektna vrednost upogibne nosilnosti grede v i -tem krajišču v smeri upogibnega momenta zaradi potresa pri upoštevanju smeri potresnega vpliva. $\sum M_{Rb}$ je vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti gred, $\sum M_{Rc}$ pa je vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču. Vrednost slednje ustreza osni sili v stebri v potresnem projektne stanju za upoštevanje smer potresnega vpliva.



Slika 83: Prečne sile v gredah, določene s postopkom načrtovanja nosilnosti (SIST EN 1998-1:2005, slika 5.1)

V nadaljevanju v i -tem krajišču vezne grede izračunamo največjo in najmanjšo prečno silo $V_{Ed,max}$ in $V_{Ed,min}$, ki ustrezata največjim pozitivnim in največjim negativnim momentom $M_{i,d}$, ki se lahko pojavijo v krajiščih gred.

Projektna upogibna nosilnost obravnavane prečke v desnem oziroma levem krajišču je $M_{Rb,1} = M_{Rb,2} = 488$ kNm (glej interakcijski diagram na sliki 82). V levem krajišču je vsota upogibne odpornosti stene X_{C1} nad in pod obravnavano prečko $\sum M_{Rc,1} = 2 \cdot 15032 = 30064$ kNm, vsota upogibne nosilnosti prečk pa je kar enaka upogibni nosilnosti prečke S2 in znaša $\sum M_{Rb,1} = 488$ (vozlische z eno smo prečko).

Podobno velja za desno krajišče, ko je vsota upogibne odpornosti stene X_{C2} nad in pod obravnavano prečko je $\sum M_{Rc,2} = 2 \cdot 12714 = 25428$ kNm. Vsota upogibnih nosilnosti prečk levo in desno od stene X_{C2} pa je $\sum M_{Rb} = 2 \cdot 488 = 976$ kNm. Upogibne odpornosti prečk in sten dobimo iz razmerja M_{max}/M v program DIAS (Fischinger et al., 1999). S pomočjo izraza (7.35) določimo vrednost upogibnega momenta v obeh krajiščih prečke S2:

$$M_{1,d} = 1,0 \cdot 488 \cdot \min\left(1, \frac{30064}{976}\right) = 488 \text{ kNm},$$

$$M_{2,d} = 1,0 \cdot 488 \cdot \min\left(1, \frac{25428}{976}\right) = 488 \text{ kNm}.$$

Prečna sila v krajiščih prečke V_{Ed} zaradi upogibnih momentov v krajiščih prečke $M_{1,d}, M_{2,d}$ je:

$$V_{Ed} = \frac{|M_{1,d}| + |M_{2,d}|}{l_b} = \frac{2 \cdot 488}{3,2} = 305 \text{ kN}.$$

Prečnim silam V_{Ed} prištejemo prečne sile zaradi navidezno stalnega vpliva $V_{G+0,3\cdot Q}^i$, kjer smo z i označili levo (L) oziroma desno (D) krajišče. Prečni sili odčitamo iz modificiranega idealiziranega računskega modela konstrukcije iz programa ETABS in sicer:

$$V_{G+0,3\cdot Q}^L = -23 \text{ kN},$$

$$V_{G+0,3\cdot Q}^D = 29 \text{ kN}.$$

Tako so prečne sile v krajiščih obravnavane prečke S2, izračunane skladno z metodo načrtovanja nosilnosti, sledeče:

Levo krajišče:

$$V_{Ed,max}^L = V_{Ed} + V_{G+0,3\cdot Q}^L = 305 + (-23) = 282 \text{ kN},$$

$$V_{Ed,min}^L = -V_{Ed} + V_{G+0,3\cdot Q}^L = -305 + (-23) = -328 \text{ kN}.$$

Desno krajišče:

$$V_{Ed,max}^D = V_{Ed} + V_{G+0,3\cdot Q}^D = 305 + 29 = 334 \text{ kN},$$

$$V_{Ed,min}^D = -V_{Ed} + V_{G+0,3\cdot Q}^D = -305 + 29 = -276 \text{ kN}.$$

Vrednosti izračunanih prečnih sil po metodi nosilnosti primerjamo z ovojnico projektnih prečnih sil za potresna projektna stanja (glej preglednico 57). Ugotovimo, da so merodajne prečne sile iz ovojnice za projektna potresna stanja. Največja prečna sila se pojavi v desnem krajišču prečke in je $V_{Ed} = 577 \text{ kN}$.

Izvedemo račun potrebne strižne armature. Preverimo strižno odpornost prečnega prereza prečke brez dodatne strižne armature (SIST EN 1992-1-1: 2005, člen 6.2.2):

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \\ (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{array} \right\} \quad (7.36)$$

V nadaljevanju izračunamo vrednosti količin, ki nastopajo v izrazu (7.36):

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{950}} = 1,459 \leq 2,0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{25,13}{30 \cdot 95} = 0,00882 \leq 0,02$$

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

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{1081}{100 \cdot 30} = 0,36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 3,6 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 16,7 = 3,34 \text{ MPa}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,459^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,308 \text{ MPa}$$

Projektna strižna odpornost prečnega prereza prečke brez strižne armature je:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} [0,12 \cdot 1,459 \cdot (100 \cdot 0,00882 \cdot 25)^{1/3} + 0,15 \cdot 3,34] \cdot 300 \cdot 950 = 282,7 \text{ kN} \\ (0,308 + 0,15 \cdot 3,34) \cdot 300 \cdot 950 = 230,6 \text{ kN} \end{array} \right\}$$

$$V_{Rd,c} = 282,7 \text{ kN}$$

Projektna vrednost prečne sile je večja od strižne odpornosti prečnega prereza obravnavane prečke S2, torej moramo po SIST EN 1992-1-1:2005, in 6.2.1(2) in 6.2.1(5) vso projektno prečno silo prevzeti s strižno armaturo.

Preverimo še maksimalno prečno silo, ki jo prečni prerez še lahko prenese, ne da bi prišlo do porušitve tlačnih razpor (SIST EN 1992-1-1:2005, člen 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d \cdot v_1 \cdot \frac{f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (7.37)$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}[\text{MPa}]}{250}\right) \quad (7.38)$$

V izrazu 7.37 je v_1 redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona in ga izračunamo s pomočjo 7.38, α_{cw} je koeficient, s katerim upoštevamo stanje napetosti v tlačnem pasu (priporočena vrednost je 1,0), θ pa je kot med betonsko tlačno razporo in vzdolžno osjo elementa (upoštevamo vrednost $\theta = 45^\circ$). Ročico notranjih sil določimo s približnim izrazom $z = 0,9 \cdot d$. Torej:

$$V_{Rd,max} = 1,0 \cdot 30 \cdot 0,9 \cdot 95 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) \cdot \frac{1,67}{\cot 45^\circ + \tan 45^\circ} = 1184 \text{ kN.}$$

Ugotovimo, da projektna vrednost prečne sile ne presega maksimalne prečne sile, ki jo prečni prerez še lahko prenese, ne da bi prišlo do porušitve tlačnih razpor. Potrebno količino strižne armature izračunamo s pomočjo izraza (glej SIST EN 1992-1-1: 2005, člen 6.2.3(3)):

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta'} \quad (7.39)$$

kjer je A_{sw} ploščina strižne armature, s razdalja med palicami strižne armature vzdolž prečke, V_{Ed} maksimalna prečna sila v obravnavani prečki ter f_{ywd} projektna vrednost meje tečenja jekla strižne armature.

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{577}{0,9 \cdot 95 \cdot 43,45 \cdot \cot 45^\circ} = 0,155 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = 15,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

V kritičnih območjih moramo vgraditi zaprta stremena, ki ustrezajo pogojema (SIST EN 1998-1: 2005, člen 5.4.3.1.2(6)P), da premer stremen d_{bw} ne sme biti manjši od 6 mm ter da razmak stremen s [mm] ne sme biti večji od

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24 \cdot d_{bw}; 225; 8 \cdot d_{bL} \right\} \quad (7.40)$$

kjer je h_w višina prečke [mm], d_{bw} premer stremen [mm] ter d_{bL} premer najtanjše vzdolžne palice [mm]. Maksimalna dovoljena razdalja med stremeni je:

$$s = \min \left\{ \frac{1000}{4}; 24 \cdot 6; 225; 8 \cdot 22 \right\} = \min \{250; 144; 225; 176\} = 144 \text{ mm}$$

Za račun uporabimo stremena $\phi 6$ in dobimo, da razdalja med stremeni ne sme biti večja od 14,4 cm, pri tem pa moramo zadovoljiti zahtevi, da prvo streme na krajišču prečke ni oddaljeno več kot 50 mm od roba stene (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4.3.1.2(6)P). Da zadovoljimo zahtevo po potrebni količini armature izberemo 2-strižno streme $\phi 8/6$ cm in dobimo $A_{sw,dej} = 16,76 \text{ cm}^2/\text{m}$.

7.2.5.3 Povzetek armature v prečki S2

Količino vzdolžne armature na zgornjem in spodnjem robu prečke ter količino prečne armature prikazujemo v preglednici 61. Armatura je enaka za levo in desno krajišče prečke.

Preglednica 61: Količina armature v levem in desnem prerezu prečke S2

Prečka S2 (levo in desno krajišče ter polje)	Armatura		$A_{s,dej}$ [cm ²]
	Vzdolžna armatura	Zgoraj	25,13 (8φ20)
		Spodaj	25,13 (8φ20)
	Prečna (strižna) armatura		16,76 cm ² /m (φ8/6 cm, n=2)

8 PRIMERJAVA REZULTATOV PREDSTAVLJENE ANALIZE Z REZULTATI IZ OBSTOJEČE PROJEKTNE DOKUMENTACIJE

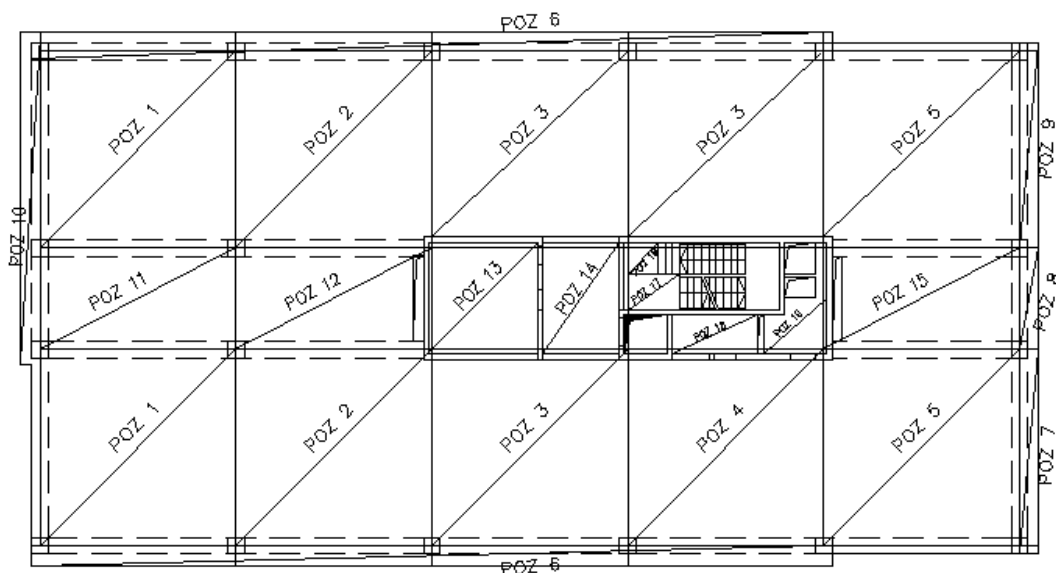
Količino potrebne oziroma izbrane vzdolžne armature v tipični medetažni plošči, ki smo jo določili v poglavju 6.1 v skladu s standardi Evrokod, primerjamo s količinami armature, ki jih odčitamo iz obstoječe projektne dokumentacije in so bile določene na podlagi jugoslovanskih predpisov PBAB. Cilj naloge je tudi primerjava količin armature v analiziranih vertikalnih nosilnih elementih. Med analizo pa se izkaže, da so obremenitve v nosilni konstrukciji pri delovanju potresne obtežbe večje od dovoljenih po standardu Evrokod, zato izvedemo ustrezno modifikacijo nosilne konstrukcije obravnavane stavbe, tako da na obod stavbe dodamo dve AB steni. S tem spremenimo konstrukcijski sistem, zato primerjava ni več smiselna. V nadaljevanju v poglavju 8.1 primerjamo količine zgornje in spodnje armature v plošči, v poglavjih 8.2 in 8.3 pa prikazujemo količino armature v izbranih vertikalnih nosilnih elementih, izračunane po Evrokodih, in količino armature iz projektne dokumentacije.

8.1 Medetažna plošča

Količina armature v tipični medetažni plošči smo izračunali v razdelku 6.1.4. Ločeno obravnavamo spodnjo in zgornjo armaturo.

8.1.1 Spodnja armatura

Za lažjo ponazoritev rezultatov medetažno ploščo razdelimo na pozicije, kot prikazujemo na sliki 84. Ker je etaža simetrična, je tudi količina potrebne armature simetrična, tako se pozicije od 1 do 5 ponovijo.



Slika 84: Delitev plošče tipične etaže na pozicije za določitev spodnje armature

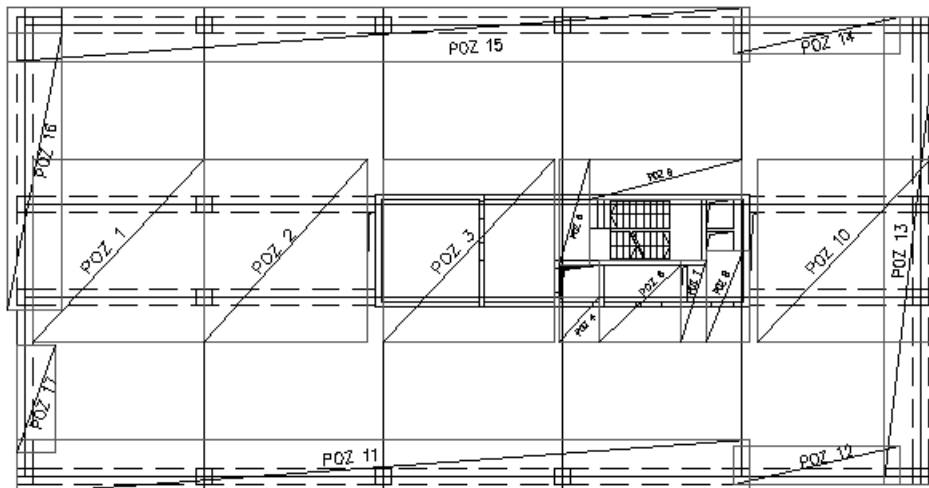
Iz projektne dokumentacije ugotovimo, da je količina dejansko vgrajene armature v večini primerov večja kot količina armature, ki jo določimo v okviru predstavljene analize v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1: 2004. V večini primerov je razlika vgrajene armature med 20 do 30 %, na določenih mestih pa je količina vgrajene armature, določene po JUS-u, celo za 45% večja (POZ 3, 4, 11, 12, 13, 14, 15). V preglednici 62 podajamo potrebne ter dejanske količine spodnje armature, izračunane po Evrokodih, ter količino armature, ki jo razberemo iz projektne dokumentacije za posamezno pozicijo.

Preglednica 62: Količina spodnje armature iz predstavljene analize, izračunane po standardih Evrokod, ter iz obstoječe projektne dokumentacije, določene po JUS standardih

Pozicija	Evrokod				JUS	
	$A_{s,potr}$ [cm ² /m]		$A_{s,dej}$ [cm ² /m]		$A_{s,vgr}$ [cm ² /m]	
	smer X	smer Y	smer X	smer Y	smer X	smer Y
POZ 1	5,50	12,11	6,36 (Q636)	12,72 (Q636+R636)	6,28 (ϕ 10/12,5 cm)	15,39 (ϕ 14/10 cm)
POZ 2	4,40	12,11	5,03 (Q503)	12,88 (Q503+R785)	6,28 (ϕ 10/12,5 cm)	15,39 (ϕ 14/10 cm)
POZ 3	3,33	11,17	3,35 (Q335)	11,2 (Q335+R785)	6,28 (ϕ 10/12,5 cm)	15,39 (ϕ 14/10 cm)
POZ 4	3,08	10,03	3,08 (Q308)	10,93 (Q308+R785)	6,28 (ϕ 10/12,5 cm)	15,39 (ϕ 14/10 cm)
POZ 5	5,44	10,83	6,36 (Q636)	11,39 (Q636+R503)	6,28 (ϕ 10/12,5 cm)	15,39 (ϕ 14/10 cm)
POZ 6	8,35	5,41	8,73 (ϕ 10/9 cm)	5,61 (ϕ 10/14 cm)	7,85 (ϕ 10/10 cm)	5,24 (ϕ 10/15 cm)
POZ 7	2,63	10,59	3,35 (ϕ 8/15 cm)	11,31 (ϕ 12/10 cm)	5,24 (ϕ 10/15 cm)	7,85 (ϕ 10/10 cm)
POZ 8	2,63	1,99	3,35 (ϕ 8/15 cm)	11,31 (ϕ 12/10 cm)	5,24 (ϕ 10/15 cm)	7,85 (ϕ 10/10 cm)
POZ 9	2,63	10,59	3,35 (ϕ 8/15 cm)	11,31 (ϕ 12/10 cm)	5,24 (ϕ 10/15 cm)	7,85 (ϕ 10/10 cm)
POZ 10	2,63	10,05	3,35 (ϕ 8/15 cm)	11,31 (ϕ 12/10 cm)	5,24 (ϕ 10/15 cm)	7,85 (ϕ 10/10 cm)
POZ 11	2,68	2,57	2,83 (Q283)	2,83 (Q283)	5,24 (ϕ 10/15 cm)	5,24 (ϕ 10/15 cm)
POZ 12	0,90	1,84	2,83 (Q283)	2,83 (Q283)	5,24 (ϕ 10/15 cm)	5,24 (ϕ 10/15 cm)
POZ 13	1,48	1,31	2,83 (Q283)	2,83 (Q283)	5,24 (ϕ 10/15 cm)	5,24 (ϕ 10/15 cm)
POZ 14	0,76	1,16	2,83 (Q283)	2,83 (Q283)	5,24 (ϕ 10/15 cm)	5,24 (ϕ 10/15 cm)
POZ 15	1,86	1,68	2,83 (Q283)	2,83 (Q283)	5,24 (ϕ 10/15 cm)	5,24 (ϕ 10/15 cm)
POZ 16	0,96	4,11	4,24 (Q424)	4,24 (Q424)	5,24 (ϕ 10/15 cm)	5,24 (ϕ 10/15 cm)
POZ 17	0,96	4,11	4,24 (Q424)	4,24 (Q424)	5,24 (ϕ 10/15 cm)	5,24 (ϕ 10/15 cm)
POZ 18	2,0	0,48	2,83 (Q283)	2,83 (Q283)	3,35 ϕ 8/15 cm)	5,24 (ϕ 10/15 cm)
POZ 19	0,55	0,66	2,83 (Q283)	2,83 (Q283)	5,24 (ϕ 10/15)	5,24 (ϕ 10/15)

8.1.2 Zgornja armatura

Zaradi lažje primerjave rezultatov tudi v tem primeru ploščo razdelimo na pozicije kot to prikazujemo na sliki 85.



Slika 85: Delitev plošče tipične etaže na pozicije za določitev zgornje armature

Iz projektne dokumentacije ugotovimo, da je količina dejansko vgrajene armature v večini primerov manjša kot količina armature izračunana po SIST EN 1992-1-1:2004. Na POZ 6 in POZ 7 v smeri Y je količina armature enaka, na obodu stavbe, kjer je konzola je armature več za 13 %, drugod pa je razlika armature med 25 do 60 %. Na POZ 3 v smeri X je razlika med eno in drugo največja, saj je količine armature določene po Evrokodih celo za 70% več kot je bilo dejansko vgrajene. V preglednici 63 podajamo potrebne ter dejanske količine zgornje armature določene po Evrokodih, ter količino armature, ki jo razberemo iz projektne dokumentacije za posamezno pozicijo.

Preglednica 63: Količina zgornje armature iz predstavljene analize, izračunane po standardih Evrokod, ter iz obstoječe projektne dokumentacije, določene po JUS standardih

Pozicija	Evrokod				JUS	
	$A_{s,potr}$ [cm ²]		$A_{s,dej}$ [cm ²]		$A_{s,vgr}$ [cm ²]	
	smer X	smer Y	smer X	smer Y	smer X	smer Y
POZ 1	10,12	19,31	11,31 ($\phi 12/10$ cm)	20,52 ($\phi 14/7,5$ cm)	5,24 ($\phi 10/15$ cm)	15,39 ($\phi 14/10$ cm)
POZ 2	7,64	17,9	7,85 ($\phi 10/10$ cm)	20,52 ($\phi 14/7,5$ cm)	5,24 ($\phi 10/15$ cm)	15,39 ($\phi 14/10$ cm)
POZ 3	15,45	21,61	17,67 ($\phi 14/9$ cm)	21,99 ($\phi 14/7$ cm)	5,24 ($\phi 10/15$ cm)	15,39 ($\phi 14/10$ cm)
POZ 4	9,56	21,61	11,31 ($\phi 12/10$ cm)	21,99 ($\phi 14/7$ cm)	5,24 ($\phi 10/15$ cm)	15,39 ($\phi 14/10$ cm)
POZ 5	7,80	19,94	7,85 ($\phi 10/10$ cm)	20,52 ($\phi 14/7,5$ cm)	5,24 ($\phi 10/15$ cm)	15,39 ($\phi 14/10$ cm)
POZ 6	3,97	15,15	5,24 ($\phi 10/15$ cm)	15,39 ($\phi 14/10$ cm)	5,24 ($\phi 10/15$ cm)	15,39 ($\phi 14/10$ cm)

se nadaljuje...

...nadaljevanje preglednice 63

POZ 7	2,92	17,8	5,24 ($\phi 10/15$ cm)	20,52 ($\phi 14/7,5$ cm)	5,24 ($\phi 10/15$ cm)	15,39 ($\phi 14/10$ cm)
POZ 8	12,33	19,21	13,27 ($\phi 12/9$ cm)	20,52 ($\phi 14/7,5$ cm)	5,24 ($\phi 10/15$ cm)	15,39 ($\phi 14/10$ cm)
POZ 9	12,49	23,89	13,27 ($\phi 12/9$ cm)	25,66 ($\phi 14/6$ cm)	5,24 ($\phi 10/15$ cm)	15,39 ($\phi 14/10$ cm)
POZ 10	9,22	19,82	11,31 ($\phi 12/10$ cm)	20,52 ($\phi 14/7,5$ cm)	5,24 ($\phi 10/15$ cm)	15,39 ($\phi 14/10$ cm)
POZ 11	3,76	2,71	3,85 (Q385)	3,85 (Q385)	3,35 (Q335)	3,35 (Q335)
POZ 12	3,42	1,70	3,85 (Q385)	3,85 (Q385)	3,35 (Q335)	3,35 (Q335)
POZ 13	3,60	3,67	3,85 (Q385)	3,85 (Q385)	3,35 (Q335)	3,35 (Q335)
POZ 14	3,42	1,70	3,85 (Q385)	3,85 (Q385)	3,35 (Q335)	3,35 (Q335)
POZ 15	3,76	2,71	3,85 (Q385)	3,85 (Q385)	3,35 (Q335)	3,35 (Q335)
POZ 16	2,97	3,43	3,85 (Q385)	3,85 (Q385)	3,35 (Q335)	3,35 (Q335)
POZ 17	3,75	2,70	3,85 (Q385)	3,85 (Q385)	3,35 (Q335)	3,35 (Q335)

8.2 Stena z odprtinami

8.2.1 Stena X_{C1}

V preglednici 64 podajamo potrebne ter dejanske količine armature v kritičnem območju izračunane po Evrokodih, ter količino armature, ki jo razberemo iz projektne dokumentacije za obravnavano steno. Pri tem pa je treba opozoriti, da smo v diplomski nalogi spremenili nosilno konstrukcijo in povečali prerez stene, da smo zagotovili določilom iz standarda Evrokod 8. Tako količine armature v preglednicah od 64 do 67 niso direktno primerljive.

Preglednica 64: Količina armature v kritičnem območju stene – 0 m do 4,5 m

Armatura	Evrokod		JUS
	$A_{s,potr}$ [cm ²]	$A_{s,dej}$ [cm ²]	$A_{s,vgr}$ [cm ²]
Vertikalna v steni	44,1 ($\mu = 0,30$ %)	78,9 ($\mu = 0,54$ %)	125,7 ($\mu = 0,85$ %)
Vertikalna v stojini stene	/	65,31 (2·Q785)	86,21 (2· $\phi 14/15$ cm)
Vertikalna v robnem elementu	11,1	13,57 (12 $\phi 12$)	21,80 (4 $\phi 20$ + 2 $\phi 14/15$ cm)
Vertikalna na stiku s prirobnico	/	4,52 (4 $\phi 12$)	12,57 (4 $\phi 20$)

se nadaljuje...

...nadaljevanje preglednice 64

Horizontalna v stojini stene	15,6 cm ² /m	15,6 cm ² /m (2·Q785)	10,47 cm ² /m (2·φ10/15 cm)
Stremenska v robnem elementu (2-strižno st.)	15,6 cm ² /m	15,9 cm ² /m (φ9/8 cm)	5,24 cm ² /m (φ10/15 cm)
Stremenska na stiku s prirobnico (U streme)	/	15,7 cm ² /m (φ10/10 cm)	5,24 cm ² /m (φ10/15 cm)

V preglednici 65 podajamo potrebne ter dejanske količine armature nad kritičnim območjem pa do višine 14,7 m, izračunane po Evrokodih, ter količino armature, ki jo razberemo iz projektne dokumentacije za obravnavano steno. V preglednici 66 je podana količine armature izračunana po Evrokodih, ter količina armature, ki jo razberemo iz projektne dokumentacije za obravnavano steno na višini stene med 14,7 in 17,7 m.

Preglednica 65: Količina armature izven kritičnega območja stene na višini 4,5 m do 14,7 m

Armatura	Evrokod		JUS
	$A_{s,potr}$ [cm ²]	$A_{s,dej}$ [cm ²]	$A_{s,vgr}$ [cm ²]
Vertikalna v steni	44,1 ($\mu = 0,30\%$)	76,6 ($\mu = 0,52\%$)	125,71 ($\mu = 0,85\%$)
Vertikalna v stojini stene	/	65,31 (2·Q785)	86,21 (2 φ14/15)
Vertikalna v robnem elementu	/	4,52 (4 φ12)	21,80 (4φ20 + 2φ14/15 cm)
Vertikalna na stiku s prirobnico	/	4,52 (4 φ12)	12,57 (4φ20)
Horizontalna v stojini stene	15,6 cm ² /m	15,6 cm ² /m (2·Q785)	10,47 cm ² /m (2·φ10/15 cm)
Stremenska v robnem elementu (2-strižno st.)	15,6 cm ² /m	15,7 cm ² /m (φ10/10 cm)	5,24 cm ² /m (φ10/15 cm)
Stremenska na stiku s prirobnico (U streme)	/	15,7 cm ² /m (φ10/10 cm)	5,24 cm ² /m (φ10/15 cm)

Preglednica 66: Količina armature izven kritičnega območja stene na višini 14,7 m do 17,7 m

Armatura	$A_{s,dej}$ [cm ²]	$A_{s,vgr}$ [cm ²]
Vertikalna v steni	54,1 ($\mu = 0,36\%$)	125,71 ($\mu = 0,85\%$)
Vertikalna v stojini stene	43,6 (2·Q524)	86,21 (2·φ14/15 cm)
Vertikalna v robnem elementu	4,52 (4φ12)	21,80 (4φ20 + 2φ14/15 cm)
Vertikalna na stiku s prirobnico	4,52 (4φ12)	12,57 (4φ20)
Horizontalna v stojini stene	10,48 cm ² /m (2·Q524)	10,47 cm ² /m (2·φ10/15 cm)

se nadaljuje...

...nadaljevanje preglednice 66

Stremenska v robnem elementu (2-strižno st.)	11,22 cm ² /m (ϕ 10/14 cm)	5,24 cm ² /m (ϕ 10/15 cm)
Stremenska na stiku s prirobnico (U streme)	11,22 cm ² /m (ϕ 10/14 cm)	5,24 cm ² /m (ϕ 10/15 cm)

8.2.2 Prečka S2

V preglednici 67 podajamo količino vzdolžne armature na zgornjem in spodnjem robu prečke in količino strižne armature izračunane po Evrokodih ter količine armature, odčitane iz armaturnih načrtov v obstoječi projektni dokumentaciji.

Preglednica 67: Količina armature v levem in desnem krajišču prečke S2

Prečka S2		Evrokod	JUS
Armatura		$A_{s,dej}$ [cm ²]	$A_{s,vgr}$ [cm ²]
Vzdolžna armatura	Zgoraj	25,13 (8 ϕ 20)	12,73 (6 ϕ 10/15 cm + 2 ϕ 12)
	Spodaj	25,13 (8 ϕ 20)	11,60 (6 ϕ 10/15 cm + 1 ϕ 12)
Prečna armatura		16,76 cm ² /m (ϕ 8/6 cm, n=2)	10,47 cm ² /m (ϕ 10/15 cm, n=2)

9 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo analizirali in projektirali značilne elemente nosilne konstrukcije izbrane večetažne armiranobetonske stavbe, ki se nahaja v Ljubljani. Nosilna konstrukcija stavbe je sestavljena iz monolitne armiranobetonske stropne plošče, armiranobetonskih sten ter armiranobetonskih okvirov. Stavba je bila načrtovana in projektirana po starih jugoslovanskih predpisih, v tej diplomski nalogi pa smo nosilne elemente projektirali v skladu s trenutno veljavnimi standardi Evrokod.

Nosilno konstrukcijo smo projektirali po metodi mejnih stanj. Narejen je bil idealiziran računski model stavbe, ki smo jo obremenili s projektnimi vplivi skladno s standardi Evrokod. Upoštevani so bili vplivi lastne in stalne obtežbe, koristna obtežba, vertikalna obtežba zaradi vpliva snega ter horizontalna obtežba zaradi vpliva vetra ter potresa. Tvorili smo kombinacije posameznih učinkov vplivov za stalna in začasna ter potresna projektna stanja ter stavbo projektirali na najbolj neugodne vrednosti. Učinke vplivov zaradi delovanja posameznih obtežb smo določili s pomočjo računalniškega programa SAP2000 za primer horizontalnih elementov ter ETABS za primer vertikalnih elementov.

Za primer medetažne plošče smo nato glede na zahteve standardov določili potrebno in dejansko količino armature. V nadaljevanju smo naredili primerjavo količine vgrajene armature obravnavanih elementov že izvedenega projekta z na novo izračunano količino armature po obstoječih standardih.

Ugotovili smo, da je količina vgrajene spodnje armature v obstoječem projektu večja, kot smo jo izračunali po standardih Evrokod. Ta se na določenih mestih razlikuje tudi do 45%. Količina armature na zgornjem robu medetažne plošče pa je v obstoječem projektu manjša, kot smo jo določili po standardu Evrokod. Tu so na določenih mestih odstopanja še večja kot v primeru spodnje armature. Ker so bile vrednosti stalnih in koristnih vplivov, ki smo jih uporabili v računskem modelu, zelo podobne vrednostim iz projektne dokumentacije, sklepamo da je razlika v armaturi posledica različnih robnih pogojev, ki so bili upoštevani v računskem modelu medetažne plošče.

V vertikalnih nosilnih elementih stavbe je prišlo do razlike že v sami velikosti obtežb, ki delujejo na stavbo. V primeru računa po standardu Evrokod 8 smo dobili večje vrednosti potresnega vpliva, kot je bil določen po starih jugoslovanskih standardih. Standard Evrokod ima podane zelo stroge zahteve glede torzijsko podajnih konstrukcij. Zaradi majhnega faktorja obnašanja in neugodne konstrukcijske zasnove s stenastim jedrom je prišlo do velikih notranjih sil, tako da obravnavana stena ni zadoščala pogoju omejitve normirane osne sile iz standarda in je bilo potrebno nosilno konstrukcijo stavbe naknadno spremeniti. Na obode stavbe smo postavili dve dodatni steni in tako spremenili sistem iz torzijsko podajnega v mešano stenasto-okvirni sistem, ki je ekvivalenten stenastemu. Ob spremenjenem konstrukcijskem sistemu smo dobili povečan faktor obnašanja ter manjše notranje sile, največje dovoljene obremenitve v elementih so tedaj ustrezale pogojem iz standarda Evrokod 8.

Za vsakega izmed naštetih vertikalnih elementov nosilne konstrukcije smo nato glede na zahteve standardov Evrokod 2 ter Evrokod 8 preverili dimenzije ter določili potrebno in dejansko količino armature. V zadnjem poglavju diplomske naloge smo prikazali tudi količino armature iz projektne dokumentacije, vendar pa primerjava ni bila narejena, saj zaradi spremenjene nosilne konstrukcije ni smiselna.

VIRI

Karta potresne nevarnosti - projektni pospešek tal. 2001. Agencija republike Slovenije za okolje (ARSO). http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.html (Pridobljeno 15. 11. 2012.)

Armatura. 2013.

http://www.armatura.si/?page_id=157

(Pridobljeno 26. 9. 2013.)

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

Bewehrungsstahl. 2013.

<http://de.wikipedia.org/wiki/Bewehrungsstahl>

(Pridobljeno 26. 9. 2013.)

Bratina, S. 2011. 5. vaja: Trietažna poslovna stavba, MKII-11/12. Neobjavljeno študijsko gradivo, Ljubljana.

Bratina, S. 2011. 7. vaja: Večetažna montažna dvorana, MKII-11/12. Neobjavljeno študijsko gradivo, Ljubljana.

Cenik betonskih mešanic. 2013.

http://www.oblak.si/upload/file/Cenik_betonov_2013.pdf

(Pridobljeno 21. 11. 2013.)

Computers and Structures, Inc. 2010. ETABS v9.7.1: računalniški program za analizo in dimenzioniranje armiranobetonskih sistemov po metodi končnih elementov. Berkeley, CSI.

Computers and Structures, Inc. 2011. SAP2000 v15.0.0: računalniški program za analizo in dimenzioniranje armiranobetonskih sistemov po metodi končnih elementov. Berkeley, CSI.

CSI Knowledge Base. 2013.

<https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Home>

(Pridobljeno 15. 1. 2013 - 29. 8. 2013.)

Fischinger, M., Isaković, T., Marolt, V., Sočan, S. 1999. DIAS: programski sistem za dimenzioniranje in analizo armiranobetonskih stavb. Ljubljana, UL FGG.

Dolšek, M. 2007. Seizmična analiza enostavnih sistemov z več prostostnimi stopnjami s programom ETABS, Ljubljana.

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

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

Rogač, R., Saje, F., Lozej, M. 1989. Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj. Ljubljana, Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani: 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: Splošni vplivi – Proatorninske teže, lastna teža, korstne obtežbe stavb. 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: 2008. 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 – Vplivi vetra. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-4:2005/A101: 2007. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi 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: 2006. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe - Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

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

SIST EN 1998-1:2005/A101: 2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe - Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

Tehnološki park Ljubljana. 2011.

<http://www.tp-lj.si>

<http://www.tp-lj.si/fotogalerija>

(Pridobljeno 22. 9. 2013.)

SEZNAM PRILOG

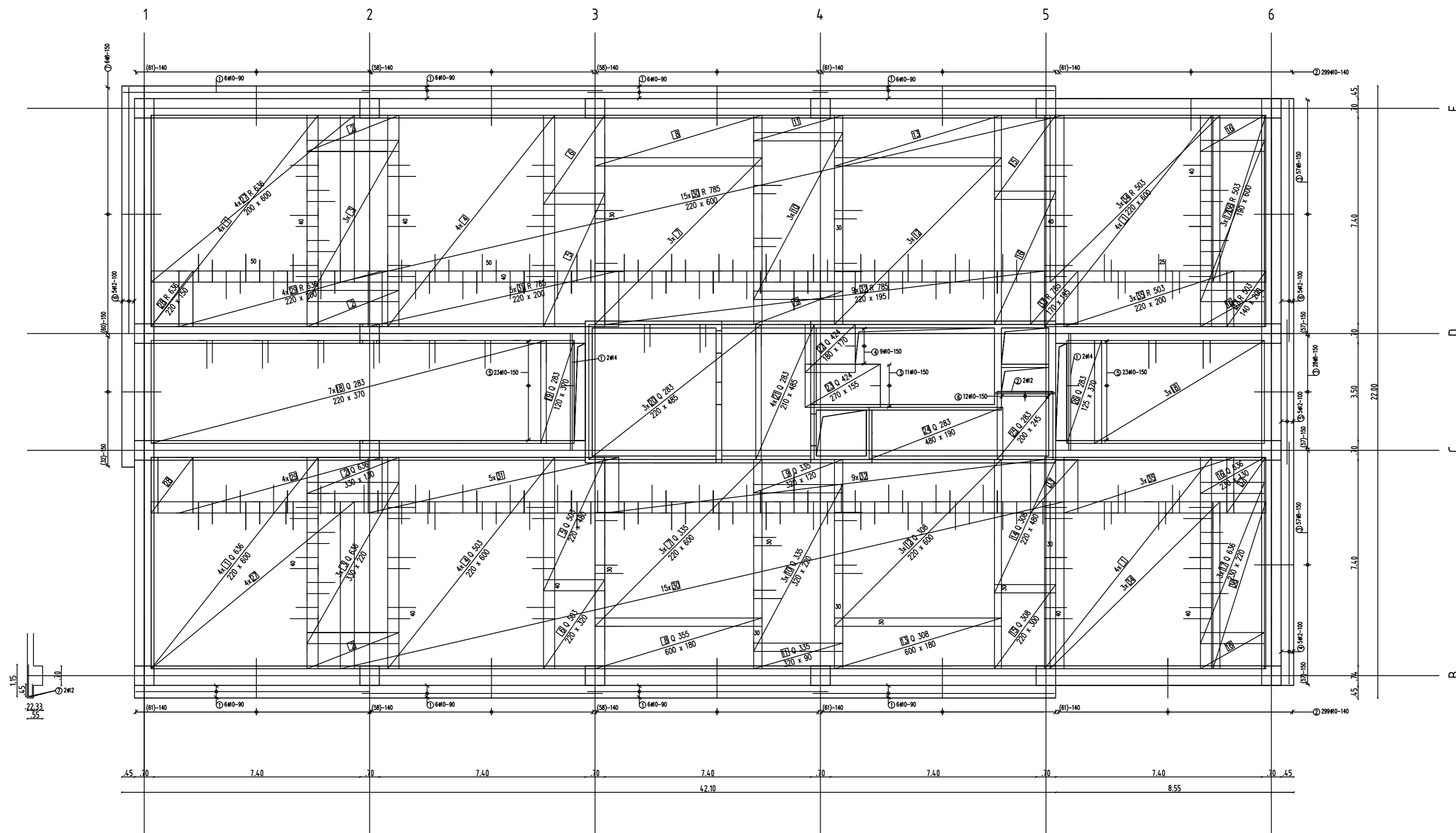
PRILOGA A: ARMATURNI NAČRTI

Priloga A1: Armaturni načrt AB medetažne plošče – armatura spodaj

Priloga A2: Armaturni načrt AB medetažne plošče – armatura zgoraj

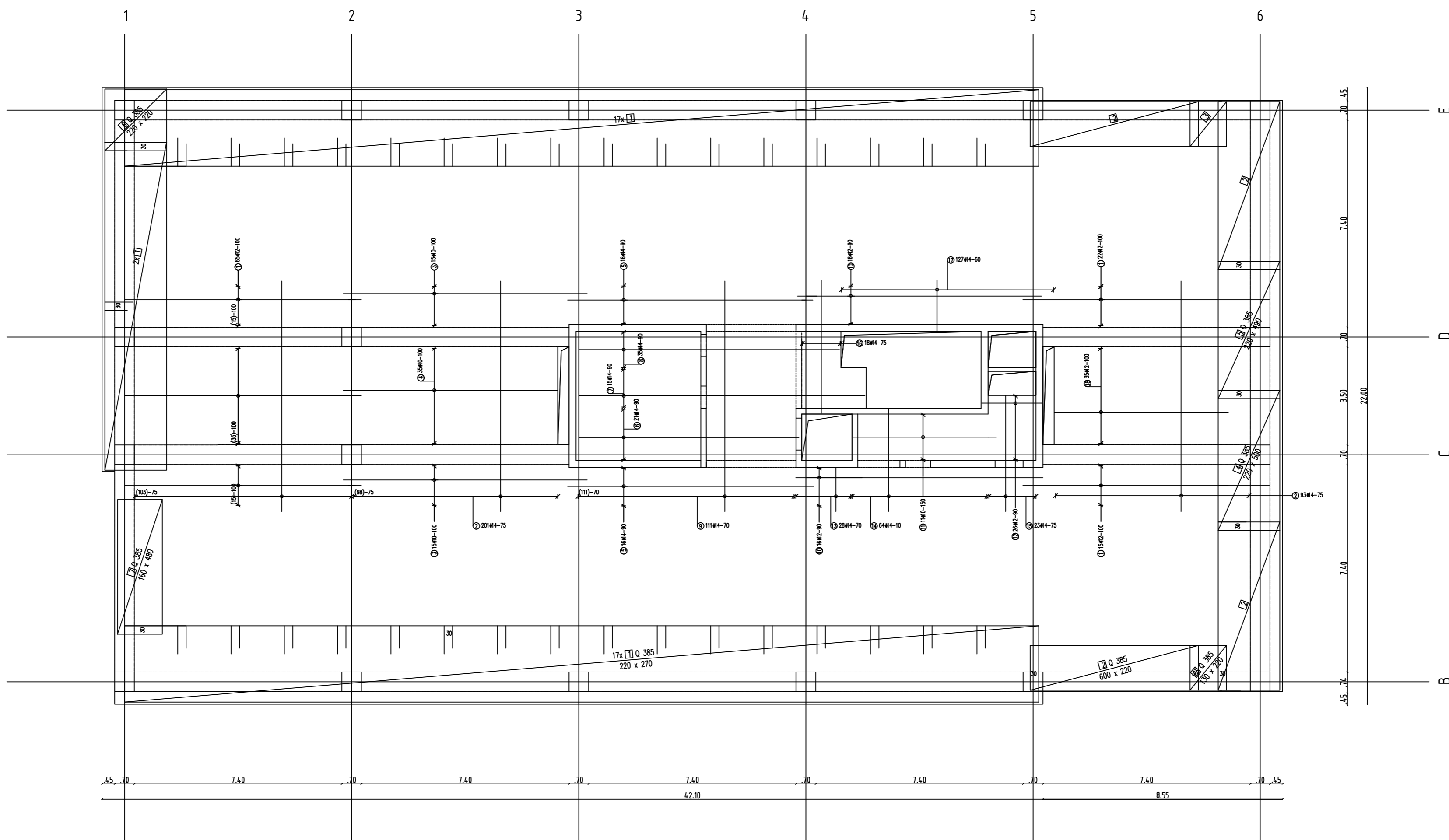
Priloga A3: Armaturni načrt AB stene

SPODNJA ARMATURA

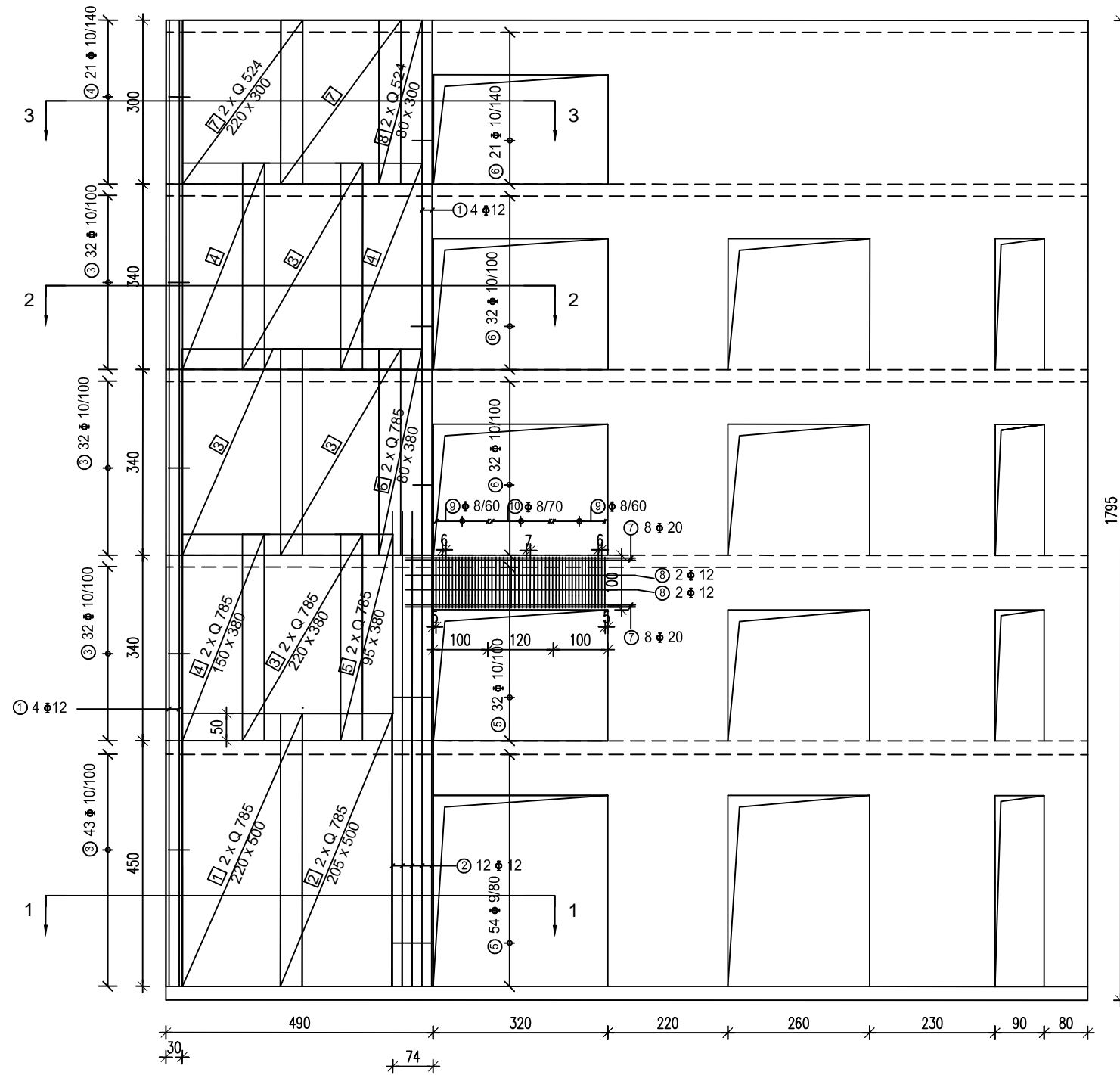


NASLOV: Projektiranje armiranobetonske nosilne konstrukcije poslovne stavbe v Ljubljani		VSEBINA: Armaturni načrt AB medetažne plošče - armatura spodaj	
Mentor:	doc. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. grad.	Faza:	PZI
Avtor:	Živa Semolič	Št. lista:	Priloga A1
		Merilo:	1:100
		Datum:	Oktober 2013

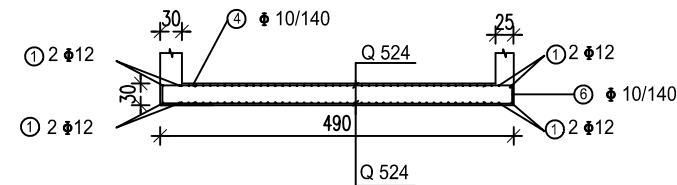
ZGORNJA ARMATURA



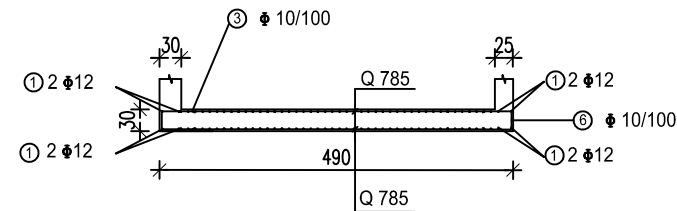
NASLOV: Projektiranje armiranobetonske nosilne konstrukcije poslovne stavbe v Ljubljani		VSEBINA: Armaturni načrt AB medetažne plošče - armatura zgoraj	
Mentor: doc. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. grad.	Avtor: Živa Semolič	Faza: PZI Šr. lista: Priloga A2	Merilo: 1:100 Datum: Oktober 2013



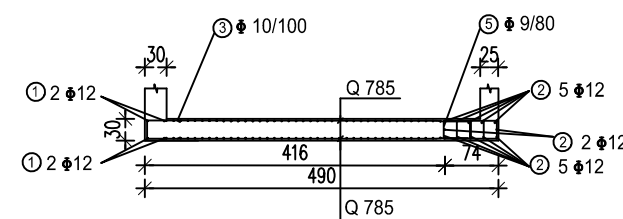
Prerez 3-3



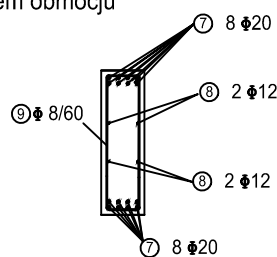
Prerez 2-2



Prerez 1-1



Prečni prerez prečke S2
v kritičnem območju
M 1:50



NASLOV: Projektiranje armiranobetonske nosilne konstrukcije poslovne stavbe v Ljubljani		VSEBINA: Armaturni načrt AB stene z odprtinami - stena X _{C1} in prečka S2	
Mentor:	doc. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. grad.	Faza:	PZI
Avtor:	Živa Semolič	Št. lista:	Priloga A3
		Merilo:	1:100
		Datum:	Oktober 2013