

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:

Šeligo, R., 2016. Projektiranje nosilne konstrukcije poslovne stavbe v Domžalah. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Bratina, S., co-supervisor Kante, P.): 73 str.

Datum arhiviranja: 06-09-2016

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:

Šeligo, R., 2016. Projektiranje nosilne konstrukcije poslovne stavbe v Domžalah. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Bratina, S., co-supervisor Kante, P.): 73 pp.

Archiving Date: 06-09-2016

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

**VISOKOŠOLSKI STROKOVNI
ŠTUDIJSKI PROGRAM PRVE
STOPNJE OPERATIVNO
GRADBENIŠTVO**

Kandidat:

ROBERT ŠELIGO

**PROJEKTIRANJE NOSILNE KONSTRUKCIJE
POSLOVNE STAVBE V DOMŽALAH**

Diplomska naloga št.: 125/OG-MK

**STRUCTURAL DESIGN OF COMMERCIAL BUILDING
IN DOMŽALE**

Graduation thesis No.: 125/OG-MK

Mentor:

izr. prof. dr. Sebastjan Bratina

Somentor:

asist. dr. Peter Kante

Ljubljana, 07. 07. 2016

POPRAVKI

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Spodaj podpisani študent Robert Šeligo, vpisna številka 26110003, avtor pisnega zaključnega dela študija z naslovom: Projektiranje nosilne konstrukcije poslovne stavbe v Domžalah.

IZJAVLJAM

1. *Obkrožite eno od variant a) ali b)*

- a) da je pisno zaključno delo študija rezultat mojega samostojnega dela;
- b) da je pisno zaključno delo študija rezultat lastnega dela več kandidatov in izpolnjuje pogoje, ki jih Statut UL določa za skupna zaključna dela študija ter je v zahtevanem deležu rezultat mojega samostojnega dela;

2. da je tiskana oblika pisnega zaključnega dela študija istovetna elektronski obliki pisnega zaključnega dela študija;

3. da sem pridobil vsa potrebna dovoljenja za uporabo podatkov in avtorskih del v pisnem zaključnem delu študija in jih v pisnem zaključnem delu študija jasno označil/-a;

4. da sem pri pripravi pisnega zaključnega dela študija ravnal v skladu z etičnimi načeli in, kjer je to potrebno, za raziskavo pridobil soglasje etične komisije;

5. soglašam, da se elektronska oblika pisnega zaključnega dela študija uporabi za preverjanje podobnosti vsebine z drugimi deli s programsko opremo za preverjanje podobnosti vsebine, ki je povezana s študijskim informacijskim sistemom članice;

6. da na UL neodplačno, neizključno, prostorsko in časovno neomejeno prenašam pravico shranitve avtorskega dela v elektronski obliki, pravico reproduciranja ter pravico dajanja pisnega zaključnega dela študija na voljo javnosti na svetovnem spletu preko Repozitorija UL;

7. da dovoljujem objavo svojih osebnih podatkov, ki so navedeni v pisnem zaključnem delu študija in tej izjavi, skupaj z objavo pisnega zaključnega dela študija.

V: Ljubljani

Datum:28.6.2016

Podpis študenta/-ke:

BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.07:725.2(497.4Domžale)(043.2)
Avtor:	Robert Šeligo
Mentor:	izr. prof. dr. Sebastjan Bratina
Somentor:	asist. dr. Peter Kante
Naslov:	Projektiranje nosilne konstrukcije poslovne stavbe v Domžalah
Tip dokumenta:	dipl. nal.- visokošolski strokovni študij
Obseg in oprema:	73 str., 33 pregl., 57 slik, 6 pril.
Ključne besede:	stavba, dimenzioniranje, plošča, armatura, stene, preboj, SAP2000

Izvleček

V diplomski nalogi smo analizirali in dimenzionirali značilne elemente armiranobetonske nosilne konstrukcije poslovne stavbe. Predpostavili smo, da se štirietažna stavba nahaja v Domžalah. Določili smo vrednosti stalnih in spremenljivih vplivov ter vrednosti potresnega vpliva, ki učinkujejo na konstrukcijo. Nosilno konstrukcijo smo dimenzionirali po metodi mejnih stanj, ki so predpisani v standardih Evrokod. V računalniškem programu SAP2000 smo izdelali idealizirana računska modela za analizi AB medetažne plošče in vertikalnih AB sten. Rezultat analiz je računsko potrebna količina armature v nosilnih konstrukcijskih elementih. Za analizirano medetažno ploščo in izbrano steno smo skonstruirali armaturo in izdelali armaturne načrte.

BIBLIOGRAPHIC- DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.07:725.2(497.4Domžale)(043.2)
Author: Robert Šeligo
Supervisor: Assoc. Prof. Sebastjan Bratina, Ph.D.
Cosupervisor: Assist. Peter Kante, Ph.D.
Title: Structural Design of Commercial Building in Domžale
Document type: Graduation thesis, Higher professional studies
Scope and tools: 73 p., 33 tab., 57 fig., 6 ann.
Key words: building, dimensioning, plate, reinforcement, walls, punching shear, SAP2000

Abstract

In the diploma thesis, we have analyzed and dimensioned the typical elements of R/C load-bearing structure of a commercial building. We have assumed that a four-story building is located in Domžale. We have determined the value of permanent and variable actions and the values of seismic load that affect the structure. The structure elements have been designed by the principles of limit states, according the Eurocode standard specifications. For the analysis of R/C floor plate and walls, two different idealized mathematical models have been built in software SAP2000. The result of design analysis, are the required amounts of reinforcement in the structural elements. We have designed the reinforcement of a floor plate and one selected wall, and presented them in the reinforcement plans.

ZAHVALA

Za pomoč pri izdelavi diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Sebastjanu Bratini in somentorju asist. dr. Petru Kantetu. Zahvaljujem se za vso strokovno razlago in napotke v času izdelave naloge.

Zahvaljujem se tudi svojima staršema, ki sta me spodbujala in mi v času študija nudila finančno podporo.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	PODATKI O KONSTRUKCIJI.....	2
2.1	Opis in zasnova konstrukcije.....	2
2.2	Osnovne arhitekturne podloge.....	2
2.3	Uporabljeni materiali.....	4
2.4	Krovni sloj betona	5
2.5	Prikaz nosilne konstrukcije stavbe v programu Allplan 2014	5
3	VPLIVI NA KONSTRUKCIJO	7
3.1	Stalni vplivi	7
3.1.1	Strešna konstrukcija.....	7
3.1.2	Stropna konstrukcija.....	7
3.1.3	Podest	8
3.1.4	Stopnice	8
3.1.5	AB stena	9
3.1.6	Predelni opečni zid	9
3.1.7	Mavčno kartonska predelna stena.....	10
3.1.8	Fasada.....	10
3.1.9	Balkonska ograja	10
3.2	Koristna obtežba.....	10
3.3	Obtežba snega.....	12
3.4	Obtežba vetra.....	13
3.4.1	Osnovna in srednja hitrost vetra	14
3.4.2	Največji tlak pri sunkih vetra.....	16
3.4.3	Tlak vetra na zunanje površine	17
3.4.3.1	Veter deluje v smeri osi x.....	18
3.4.3.2	Veter deluje v smeri osi y	20
3.4.4	Tlak vetra na notranje površine	22
3.4.5	Neto tlaki	23
3.4.5.1	Veter deluje v smeri osi x	24

3.4.5.2	Veter deluje v smeri osi y.....	25
3.4.6	Sile vetra.....	26
3.4.6.1	Veter deluje v smeri osi x.....	26
3.4.6.2	Veter deluje v smeri osi y.....	26
3.5	Potresna obtežba.....	27
3.5.1	Projektni spekter za elastično analizo po EC8.....	27
3.5.2	Faktor obnašanja q.....	29
3.5.3	Račun mas po etažah.....	30
3.5.3.1	Masa na koti strešne plošče +13.00 m.....	31
3.5.3.2	Masa na koti etažne plošče +10,00 m.....	31
3.5.3.3	Masa na koti etažne plošče +7,00 m.....	32
3.5.3.4	Masa na koti etažne plošče +4,00 m.....	32
3.5.4	Masno središče in vpliv naključne torzije.....	33
4	ANALIZA MEDETAŽNE PLOŠČE.....	35
4.1	Idealiziran računski model plošče.....	35
4.2	Upoštevani vplivi.....	36
4.3	Obtežne kombinacije za mejna stanja nosilnosti.....	37
4.4	Projektne obremenitve v plošči.....	38
4.5	Dimenzioniranje vzdolžne armature v plošči.....	41
4.6	Kontrola preboja plošče.....	45
4.6.1	Določitev obtežbe in osnovnega kontrolnega obsega.....	45
4.6.2	Strižna odpornost ob vogalu stene.....	47
4.6.3	Strižna odpornost v osnovnem kontrolnem obsegu.....	48
4.6.4	Račun strižne armature za preboj.....	49
4.7	Omejitev povesov plošče.....	51
5	ANALIZA VERTIKALNIH NOSILNIH ELEMENTOV.....	55
5.1	Računski model za potresno analizo.....	55
5.2	Nihajni časi in nihajne oblike.....	56
5.3	Notranje sile v stenah.....	57
5.4	Kombinacija vplivov za potresna projektna stanja.....	59
5.5	Dimenzioniranje stene z oznako W10.....	63

5.5.1.1	Materialne in geometrijske karakteristike	64
5.5.1.2	Višina kritičnega območja h_{cr}	65
5.5.1.3	Minimalna armatura v kritičnem področju	65
5.5.1.4	Kontrola striga	66
5.5.1.5	Upogibna nosilnost v kritičnem območju	67
5.5.1.6	Armatura nad kritičnim območjem	68
6	ZAKLJUČEK	70
VIRI	71

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Kategorije uporabe stanovanjskih in javnih prostorov	11
Preglednica 2: Koristna obtežba na tleh v stavbah za kategoriji površin A in B (Vir: SIST EN 1991-1-1:2004 preglednica 6.2).....	11
Preglednica 3: Priporočene vrednosti koeficientov zunanjega tlaka za navpične stene (Vir: SIST EN 1991-1-4:2005 preglednica 7.1).....	18
Preglednica 4: Priporočene vrednosti koeficientov zunanjega tlaka za ravno streho z ostrim kapnim robom (Vir: SIST EN 1991-1-4:2005 preglednica 7.2)	18
Preglednica 5: Koeficienti zunanjega tlaka $c_{pe,10}$ in zunanji tlaki w_e za navpične stene (veter v smeri osi x)	19
Preglednica 6: Koeficienti zunanjega tlaka $c_{pe,10}$ in zunanji tlaki w_e za ravno streho (veter v smeri osi x)	20
Preglednica 7: Koeficienti zunanjega tlaka $c_{pe,10}$ in zunanji tlaki w_e za navpične stene (veter v smeri osi y)	21
Preglednica 8: Koeficienti zunanjega tlaka $c_{pe,10}$ in zunanji tlaki w_e za ravno streho (veter v smeri osi y)	22
Preglednica 9: Koeficienti notranjih tlakov na navpičnih stenah in ravni strehi za obe smeri delovanja vetra.....	23
Preglednica 10: Notranji tlaki w_i za celoten ovoj stavbe.....	23
Preglednica 11: Neto tlaki na navpične stene; kombinacija z notranjim tlakom "+" (veter v smeri osi x)	24
Preglednica 12: Neto tlaki na navpične stene; kombinacija z notranjim srkom "-" (veter v smeri osi x)	24
Preglednica 13: Neto tlaki na ravni strehi; kombinacija z notranjim tlakom "+" (veter v smeri osi x)	24
Preglednica 14: Neto tlaki na ravni strehi; kombinacija z notranjim srkom "-" (veter v smeri osi x)	24
Preglednica 15: Neto tlak na navpične stene; kombinacija z notranjim tlakom "+" (veter v smeri osi y)	25
Preglednica 16: Neto tlaki na navpične stene; kombinacija z notranjim srkom "-" (veter v smeri osi y)	25
Preglednica 17: Neto tlaki na ravni strehi; kombinacija z notranjim tlakom "+" (veter v smeri osi y)	25
Preglednica 18: Neto tlaki na ravni strehi; kombinacija z notranjim srkom "-" (veter v smeri y)	25
Preglednica 19: Sile vetra po etažah v smeri delovanja vetra (v smeri osi x).....	26
Preglednica 20: Sile vetra po etažah v smeri delovanja vetra (v smeri osi y).....	27
Preglednica 21: Parametri nosilnih tal konstrukcije.....	27
Preglednica 22: Etažne mase in masni vztrajnostni momenti	34
Preglednica 23: Obtežne kombinacije za medetažno ploščo.....	38
Preglednica 24: Potrebna armatura izračunana s tabelami za dimenzioniranje in v programu SAP2000	42

Preglednica 25: Mejna razmerja med razpetino in statično višino za izognitev kontrole povosov (SIST EN 1992-1-1: pregl. 7.4N).....	53
Preglednica 26: Pomembne nihajne oblike in nihajni časi	56
Preglednica 27: Karakteristične vrednosti notranjih sil v steni z oznako W10	59
Preglednica 28: Učinek potresne sile v X smeri z/brez ekscentričnosti za steno z oznako W10	60
Preglednica 29: Učinek potresne sile v Y smeri z/brez ekscentričnosti za steno z oznako W10	60
Preglednica 30: Učinek kombinacije potresne sile v X in Y smeri za steno z oznako W10	61
Preglednica 31: Kombinaciji potresnega projektne stanja.....	61
Preglednica 32: Projektne vrednosti notranjih sil po višini v steni z oznako W10	63
Preglednica 33: Računsko potrebna in dejanska armatura v steni po celi višini	69

KAZALO SLIK

Slika 1: Tloris tipične medetaže	3
Slika 2: Vzdolžni prerez A-A nosilne konstrukcije obravnavane stavbe	3
Slika 3: Prečni prerez B-B nosilne konstrukcije	4
Slika 4: Prikaz nosilne konstrukcije obravnavane stavbe s pomočjo programa Allplan 2014	6
Slika 5: Prikaz dela nosilne konstrukcije s programom Allplan 2014	6
Slika 6: Prikaz stopniščne konstrukcije s programom Allplan 2014	6
Slika 7: Strešna konstrukcija	7
Slika 8: Medetažna plošča	8
Slika 9: Podest	8
Slika 10: Stopnice	9
Slika 11: Razdelitev Slovenije na snežne cone (Vir: SIST EN 1991-1-3:2004/A101 slika 1)	12
Slika 12: Oblikovni koeficient za ravne in več-kapne strehe μ_i (Vir: SIST EN 1991-1-3:2004 slika 5.1)	13
Slika 13: Referenčna višina in razporeditev tlakov po višini stavbe (Vir: SIST EN 1991-1-4:2005 slika 7.4)	14
Slika 14: Vetrne cone v Republiki Sloveniji (Vir: SIST EN 1991-1-4:2005/oA101 slika 1)	15
Slika 15: Razdelitev navpičnih sten na področja od A do E (veter v smeri osi x)	19
Slika 16: Razdelitev ravne strehe na področja od F do I (veter v smeri osi x)	20
Slika 17: Razdelitev navpičnih sten na področja od A do E (veter v smeri osi y)	21
Slika 18: Razdelitev ravne strehe na področja od F do I (veter v smeri osi y)	22
Slika 19: Prikaz sočasnega delovanja zunanjih in notranjih tlakov oziroma srkov na ovoj stavbe	23
Slika 20: Karta potresne nevarnosti - projektni pospešek tal	28
Slika 21: Elastični in projektni spektri pospeškov obravnavane konstrukcije	29
Slika 22: Idealiziran računski model plošče	35
Slika 23: Idealiziran računski model plošče z mrežo končnih elementov	36
Slika 24: Različni načini razporeditve koristne obtežbe po površini obravnavane plošče	37
Slika 25: Ovojnica maksimalnih projektnih vrednosti upogibnih momentov M_{xx}	38
Slika 26: Ovojnica minimalnih projektnih vrednosti upogibnih momentov M_{xx}	39
Slika 27: Ovojnica maksimalnih projektnih vrednosti upogibnih momentov M_{yy}	39
Slika 28: Ovojnica minimalnih projektnih vrednosti upogibnih momentov M_{yy}	39
Slika 29: Ovojnica maksimalnih projektnih vrednosti torzijskih momentov M_{xy}	40
Slika 30: Ovojnica minimalnih projektnih vrednosti torzijskih momentov M_{xy}	40
Slika 31: Izpis projektnih vrednosti upogibnih momentov na značilnih mestih obravnavane medetažne plošče	41
Slika 32: Potrebna količina spodnje armature v smeri osi x	42
Slika 33: Potrebna količina spodnje armature v smeri osi y	43
Slika 34: Potrebna količina zgornje armature v smeri osi x	43

Slika 35: Potrebna količina zgornje armature v smeri osi y	44
Slika 36: Izvleček potrebne količine spodnje armature na značilnih mestih obravnavane plošče	44
Slika 37: Izvleček potrebne količine zgornje armature na značilnih mestih obravnavane plošče	45
Slika 38: Računski model za kontrolo preboja plošče (SIST EN 1992-1-1: slika 6.12)	45
Slika 39: Prispevna površina pri kontroli preboja plošče ob vogalu stene	46
Slika 40: Obremenjena ploskev in osnovni kontrolni obseg u_1 ob vogalu stene	46
Slika 41: Območje polaganja strižne armature ΣA_{sw} pri zagotavljanju prebojne strižne odpornosti plošče vzdolž kontrolnega obsega u_1	50
Slika 42: Ustrezna razporeditev strižne armature za preboj (SIST EN 1992-1-1; slika 9.10)	51
Slika 43: Razporeditev strižne armature za preboj okrog vogala obravnavane stene	51
Slika 44: Deformiranje medetažne plošče	52
Slika 45: Računski model za potresno analizo v programu SAP2000	55
Slika 46: 1. nihajna oblika	56
Slika 47: 2. nihajna oblika	57
Slika 48: 3. nihajna oblika	57
Slika 49: Smeri notranjih sil v steni	57
Slika 50: Prečne sile ob vpetju v kN pri potresu v x smeri	58
Slika 51: Prečne sile ob vpetju v kN pri potresu v y smeri	58
Slika 52: Oznake posameznih sten	59
Slika 53: Projektne vrednosti osnih sil N_{Ed} [kN] v steni z oznako W10	62
Slika 54: Projektne vrednosti prečnih sil $V_{z,ed}$ [kN] v steni z oznako W10	62
Slika 55: Projektne vrednosti upogibnih momentov $M_{y,Ed}$ [kNm] v steni z oznako W10	63
Slika 56: Skica vzdolžne armature robnega elementa	65
Slika 57: Interakcijski diagram stene z oznako W10 v DIAS-u	68

1 UVOD

V diplomski nalogi smo dimenzionirali tipične elemente armiranobetonske nosilne konstrukcije štirietažne poslovne stavbe, ki je postavljena v Domžalah. Na podlagi izbranih gabaritov objekta smo najprej določili razporeditev ter dimenzije nosilnih elementov konstrukcije, v nadaljevanju pa smo določili še razporeditev in namembnost notranjih prostorov. Predvideli smo, da je prva etaža namenjena nakupovalnim prostorom, zgornje etaže pa poslovnim dejavnostim.

Nosilno konstrukcijo stavbe smo analizirali s pomočjo idealiziranega računskega modela, ki smo ga izdelali v programu SAP2000. Elemente nosilne konstrukcije smo projektirali po standardih Evrokod, ki so v Sloveniji veljavni od leta 2008. Objekt je projektiran po metodi mejnih stanj, kjer je nosilnost elementov kontrolirana v mejnem stanju nosilnosti (MSN) za trajna in potresna projektna stanja, pomiki pa v mejnem stanju uporabnosti (MSU).

Pred računsko analizo objekta smo najprej določili vse vplive, ki učinkujejo na konstrukcijo po končani gradnji v času njene življenjske dobe. Skladno s standardom smo ločeno določili karakteristične vrednosti stalnih vplivov (G_k), spremenljivih vplivov (Q_k) in vrednost potresnega vpliva (A_E). Med stalne vplive smo uvrstili lastno težo armiranobetonskih sten in plošč ter težo ostalih nekonstrukcijskih delov, ki so ves čas prisotni na objektu, med spremenljive vplive smo uvrstili koristno obtežbo stropov, vplive vetra na ovoj stavbe in obtežbo snega.

Osrednji del diplomske naloge predstavlja analiza in dimenzioniranje značilnih elementov horizontalne in vertikalne nosilne konstrukcije obravnavane stavbe. V okviru analize smo izdelali dva idealizirana računska modela in sicer model medetažne plošče ter model celotne nosilne konstrukcije stavbe, s poudarkom na vertikalnih nosilnih elementih. S pomočjo prvega modela smo določili obremenitve in potrebno armaturo v obravnavani medetažni gladki plošči, ki je podprta le s stenami, z drugim modelom pa smo določili obremenitve v stenah zaradi delovanja potresne obtežbe. Rezultate analize in dimenzioniranja smo prikazali z armaturnimi načrti, ki so priloga k diplomu.

2 PODATKI O KONSTRUKCIJI

2.1 Opis in zasnova konstrukcije

Obravnavana poslovna stavba ima 4 etaže in je pravokotnih tlorisnih dimenzij 32,5 m v vzdolžni smeri in 23,0 m v prečni smeri. Višina objekta znaša 13,0 m, pri čemer je višina pritličja 4 m, višina zgornjih treh etaž pa 3 m. V pritličnih prostorih je predvidena izgradnja prodajnih prostorov, prostori v nadstropju pa bodo namenjeni poslovnim dejavnostim. Streha je ravna z 3% naklonom, zaradi zagotovitve ustreznega odvodnjavanja meteorne vode. Streha je nepohodna s peščnim nasutjem.

Medetažne stropne konstrukcije in strešna konstrukcija so izvedene kot polna armiranobetonska (v nadaljevanju AB) plošča debeline 22 cm. Plošča se na S in J strani objekta v vsaki etaži zaključí z balkonom širine 1,5 m. Vertikalno nosilno konstrukcijo objekta sestavljajo AB posamične in povezane stene, ki potekajo v vzdolžni in prečni smeri objekta. Tlorisna razporeditev sten je simetrična glede na srednjo črto v vzdolžni in prečni smeri objekta. Večina sten je posamičnih s pravokotnim prečnim prerezumom, dve pa sta sestavljeni iz treh, tako da ima povezana stena C prečni prerezum. Ob V sestavljeni steni s C prečnim prerezumom je izvedeno stopnišče z dvema AB stopniščnima ramama, ob Z sestavljeni steni s C prečnim prerezumom pa je izveden dvigalni jašek z jekleno konstrukcijo.

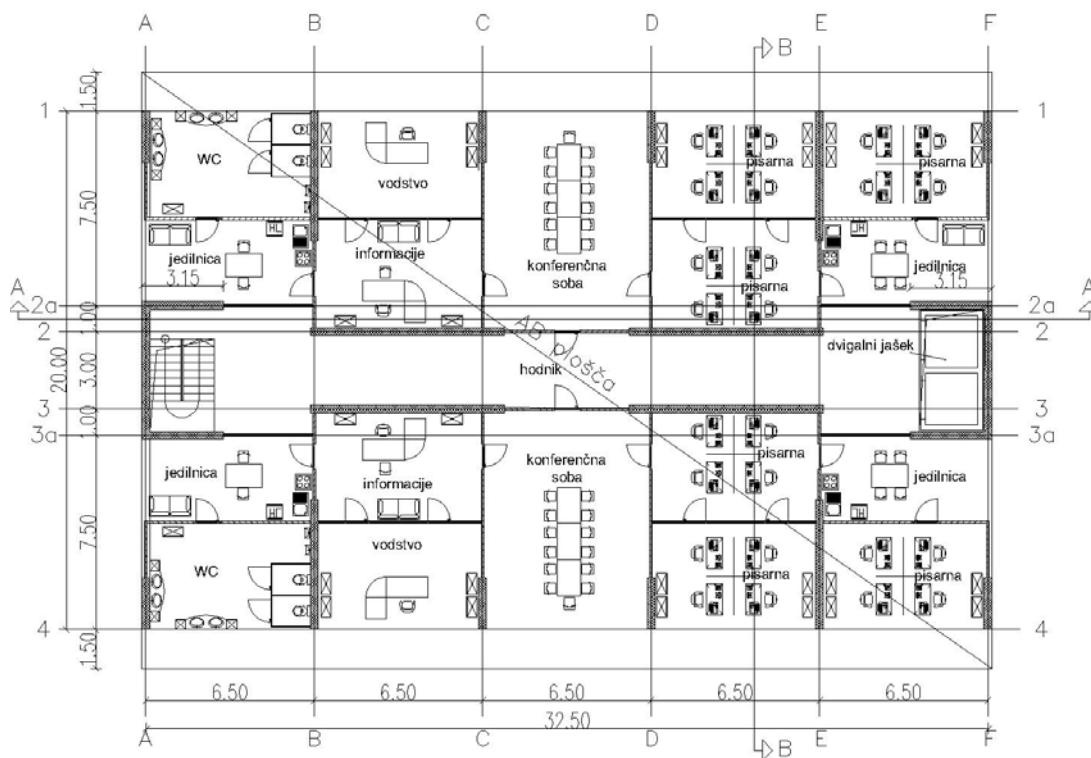
Vertikalna obtežba se prenaša z medetažnih AB plošč preko AB sten na temelje in temeljna tla. Plošče so linijsko podprte s stenami, grede med stenami v višini plošč pa niso predvidene. Takšne gladke plošče so primerne predvsem tam, kjer bi z gredami zmanjšali svetle etažne višine v tolikšni meri, da bi bila okrnjena funkcionalnost prostorov.

Poleg vplivov, ki delujejo v navpični smeri, je nosilna konstrukcija izpostavljena tudi horizontalnim vplivom vetra in potresa. Te vplive prevzamemo z vertikalnimi nosilnimi elementi. Ustrezen prenos in razporeditev teh vplivov na vse nosilne stene, pa zagotovimo z dovolj visoko togostjo strešne in medetažnih plošč.

V okviru zasnove smo dodatno določili tudi razporeditev predelnih sten in sicer v opečni izvedbi oziroma v obliki mavčno-kartonskih sten. V okviru analize predelne stene upoštevamo kot stalno obtežbo oziroma kot dodatno koristno obtežbo.

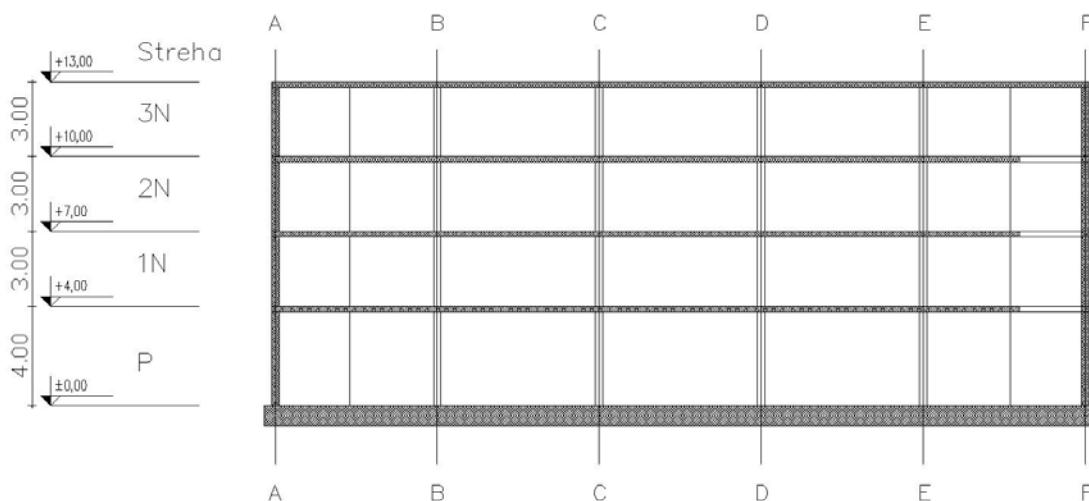
2.2 Osnovne arhitekturne podloge

Na sliki 1 prikazujemo tloris tipične etaže obravnavane stavbe. Iz tlorisa je jasno razvidna razporeditev nosilnih AB sten, predelnih sten ter namembnost prostorov.

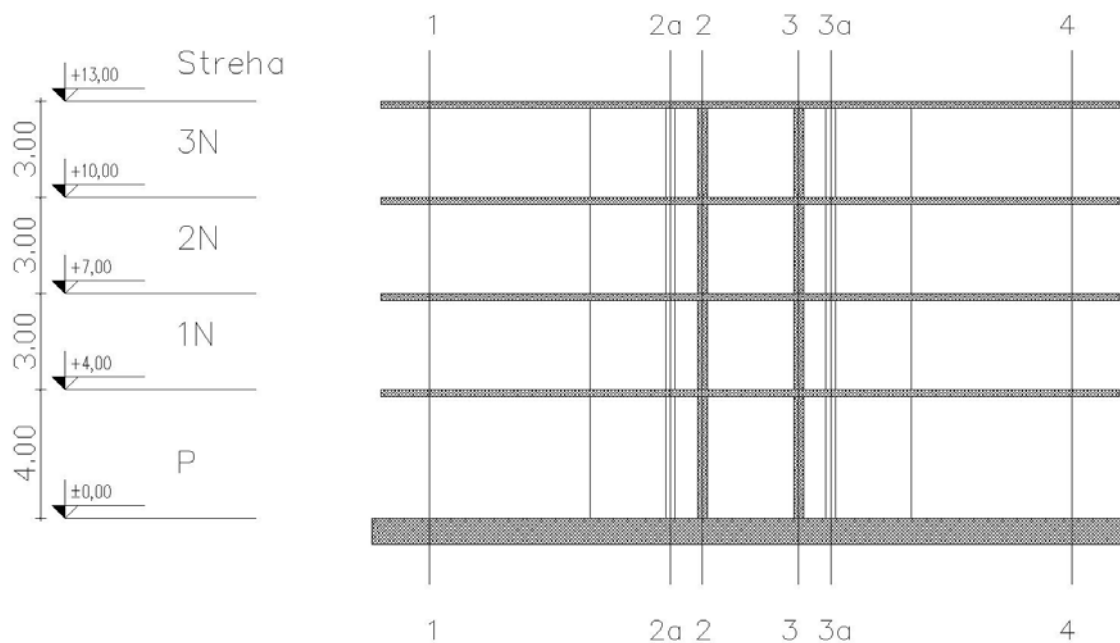


Slika 1: Tloris tipične medetaže

Na slikah 2 in 3 prikazujemo še vzdolžni in prečni prerez nosilne konstrukcije obravnavane stavbe.



Slika 2: Vzdolžni prerez A-A nosilne konstrukcije obravnavane stavbe



Slika 3: Prečni prerez B-B nosilne konstrukcije

2.3 Uporabljeni materiali

Za polne AB plošče, AB stene in stopnice, uporabimo beton trdnostnega razreda C25/30 s sledečimi karakteristikami:

$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2 \dots$	karakteristična trdnost 28 dni starega betona, določena na valju
$f_{ck,cube} = 3,0 \text{ kN/cm}^2 \dots$	karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona, določena na kocki
$f_{ctm} = 0,26 \text{ kN/cm}^2 \dots$	srednja vrednost osne natezne trdnosti betona
$E_{cm} = 3100 \text{ kN/cm}^2 \dots$	sekantni modul elastičnosti betona
$\nu = 0,2 \dots$	poissonov količnik
$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3 \dots$	prostorninska teža armiranega betona

Za armiranje plošč in sten uporabimo tipske armaturne mreže (MA) iz jekla trdnostnega razreda S500-B, ki ima naslednje karakteristike:

$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2 \dots$	karakteristična meja elastičnosti
$f_{tk} = 50 \text{ kN/cm}^2 \dots$	karakteristična natezna trdnost
$E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2 \dots$	projektna vrednost modula elastičnosti uporabljenega jekla
$\gamma_s = 78,5 \text{ kN/m}^3 \dots$	prostorninska teža jekla

Za posamezne armaturne palice in stremena uporabimo rebrasto armatura, trdnostnega razreda S500.

2.4 Krovni sloj betona

Nazivni krovni sloj betona c_{nom} določimo z vsoto najmanjšega krovnega sloja c_{min} in dovoljenega projektnega odstopanja Δc_{dev} , za katerega znaša priporočena vrednost 10mm. Najmanjšo debelino krovnega sloja določimo s pomočjo izraza:

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm} \} \quad (2-1)$$

Pri tem je $c_{min,b}$ najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve sprijemnosti in je kar enaka premeru armaturne palice. Ob predpostavki, da bomo uporabljali palice s premerom 10 mm, velja: $c_{min,b} = \phi_{palice} = 10$ mm. V primeru, da bi debelina maksimalnega zrna agregata preseгла 32 mm, bi morali debelino krovnega sloja $c_{min,b}$ dodatno povečati za 5 mm.

V izrazu (2-1) je $c_{min,dur}$ najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja in razred konstrukcije. Objekt uvrstimo v priporočeni razred S4 z življenjsko dobo 50 let, za razred izpostavljenosti pa izberemo razred XC1 (beton v stavbah z nizko vlažnostjo zraka). Iz preglednice 4.4N v SIST EN 1992-1-1 tako odčitamo $c_{min,dur} = 15$ mm.

Za dodatni varnostni sloj standard priporoča vrednost $\Delta c_{dur,y} = 0$ mm. Glede na to, da se konstrukcija obravnavane stavbe ne nahaja v agresivnem okolju, uporaba nerjavečega jekla ni potrebna. V tem primeru je vrednost člena $\Delta c_{dur,st}$ v izrazu (2-1) enaka 0 mm. S členom $\Delta c_{dur,add}$ lahko zmanjšamo debelino krovnega sloja v primeru nanosa zaščitne površinske prevleke jekla. Pri obravnavani konstrukcije zaščite ne uporabljamo, zato je $\Delta c_{dur,add} = 0$ mm.

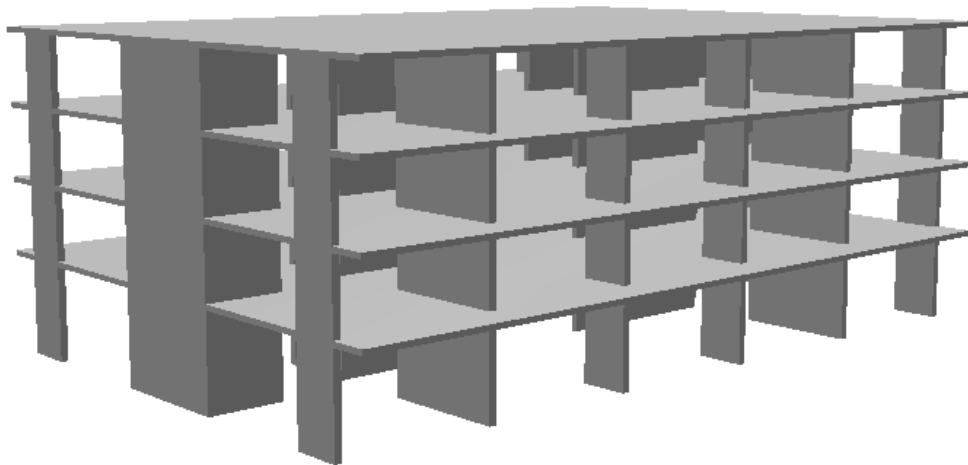
Nazivni krovni sloj betona tako znaša:

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

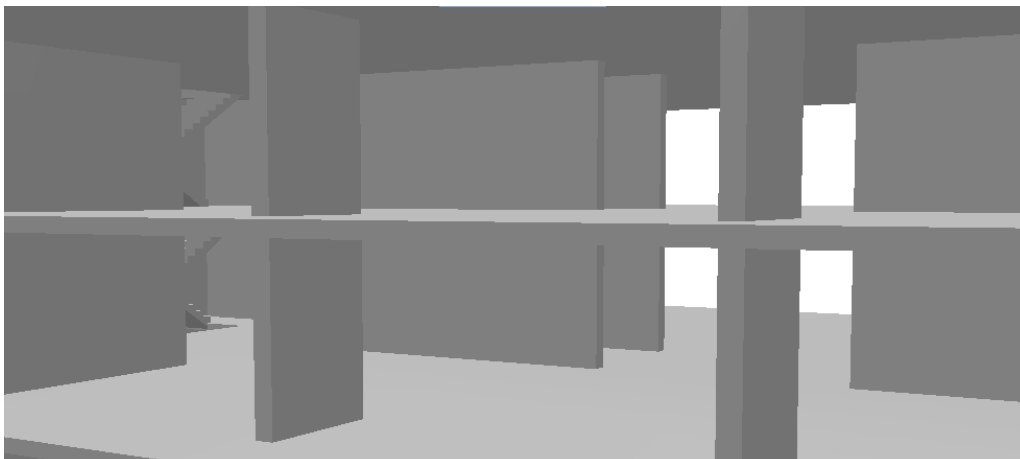
Beton mora ostati v svoji življenjski dobi ustrezno odporen na škodljive vplive iz okolja in trajno ščititi armaturo pred korozijo. Temu dodatek E v SIST EN 1990-1-1:2005 prikazuje orientacijske trdnostne razrede betona glede na razred izpostavljenosti. K betonu, ki je v razredu izpostavljenosti XC1, je pripisan orientacijski trdnostni razred C20/25. Izbrani beton trdnostnega razreda C25/30 temu kriteriju torej ustreza.

2.5 Prikaz nosilne konstrukcije stavbe v programu Allplan 2014

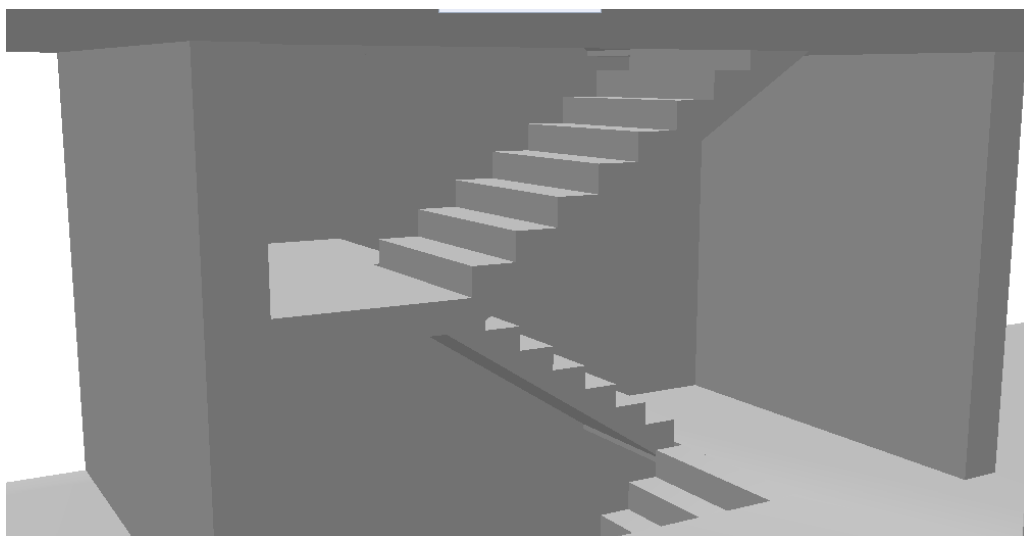
Za boljši prikaz nosilne konstrukcije obravnavane stavbe smo v programu Allplan 2014 izdelali tridimenzionalen model nosilne konstrukcije. Na slikah 4, 5 in 6 je objekt prikazan iz različnih zornih kotov.



Slika 4: Prikaz nosilne konstrukcije obravnavane stavbe s pomočjo programa Allplan 2014



Slika 5: Prikaz dela nosilne konstrukcije s programom Allplan 2014



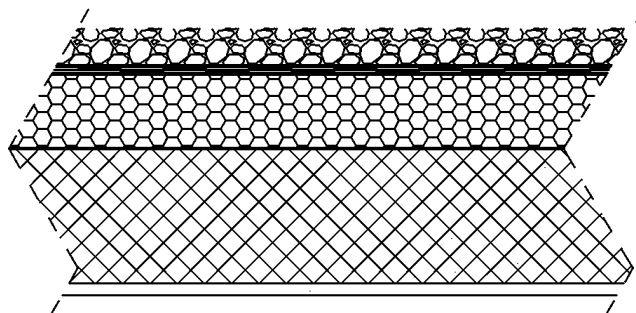
Slika 6: Prikaz stopniščne konstrukcije s programom Allplan 2014

3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

3.1 Stalni vplivi

Lastna teža objekta je stalni nepomični vpliv. Določa jo teža nosilnih konstrukcijskih elementov sten in plošč (teža betona in armature) in ostalih nekonstrukcijskih elementov, to so: izolacija, estrihi, talne obloge, stropni in stenski ometi. V nadaljevanju predstavimo lastno težo posameznih konstrukcijskih sklopov obravnavane stavbe.

3.1.1 Strešna konstrukcija

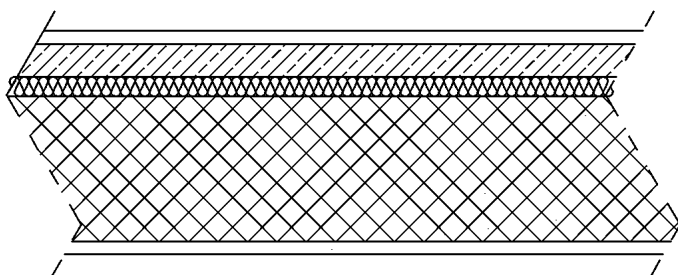


Slika 7: Strešna konstrukcija

prodec (frakcije 16-32 mm):	6 cm	$0,06 \cdot 20 = 1,20 \text{ kN/m}^2$
ločilni sloj (PE folija)		
2x hidroizolacijski trak:	1 cm	$0,01 \cdot 21 = 0,21 \text{ kN/m}^2$
toplotna izolacija:	12 cm	$0,12 \cdot 0,5 = 0,06 \text{ kN/m}^2$
PVC		
AB plošča (naklon 3°):	22 cm	$0,22 \cdot 25 = 5,50 \text{ kN/m}^2$
		$g = 6,97 \text{ kN/m}^2$

3.1.2 Stropna konstrukcija

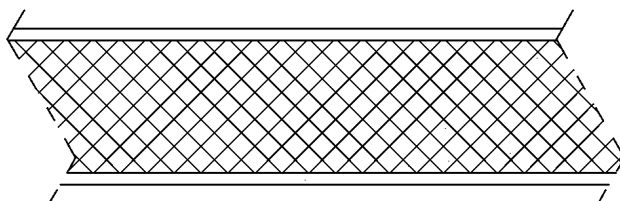
- Medetažna AB plošča in stopniščno jedro



Slika 8: Medetažna plošča

talna obloga (naravni kamen):	2 cm	$0,02 \cdot 28 = 0,56 \text{ kN/m}^2$
cementni estrih:	5 cm	$0,05 \cdot 24 = 1,20 \text{ kN/m}^2$
PE folija		
toplotna in zvočna izolacija:	3 cm	$0,03 \cdot 3 = 0,09 \text{ kN/m}^2$
AB plošča:	22 cm	$0,22 \cdot 25 = 5,50 \text{ kN/m}^2$
omet:	2 cm	$0,02 \cdot 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
		$g = 7,71 \text{ kN/m}^2$

3.1.3 Podest



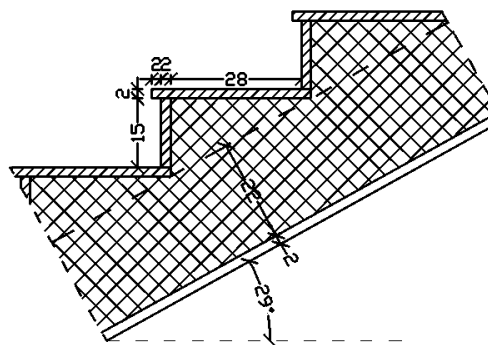
Slika 9: Podest

talna obloga (naravni kamen):	2 cm	$0,02 \cdot 28 = 0,56 \text{ kN/m}^2$
AB plošča:	16 cm	$0,16 \cdot 25 = 4,0 \text{ kN/m}^2$
omet:	2 cm	$0,02 \cdot 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
		$g = 4,92 \text{ kN/m}^2$

3.1.4 Stopnice

Geometrijske karakteristike:

- širina stopnice $\check{s} = 30 \text{ cm}$
- višina stopnice $v = 17 \text{ cm}$
- naklon stopniščne rame $\varphi = 29^\circ$



Slika 10: Stopnice

Obtežba stopnic na tlorisno površino:

obloga (naravni kamen):	2 cm	$0,49 \cdot 0,02 \cdot 28 \cdot (1/3)$	$= 0,91 \text{ kN/m}^2$
stopnice:	30/17 cm	$(0,3 \cdot 0,17) \cdot 1/2 \cdot 25 \cdot (1/0,3)$	$= 2,13 \text{ kN/m}^2$
AB plošča:	16 cm	$0,16 \cdot 25 \cdot (1/\cos \varphi)$	$= 4,60 \text{ kN/m}^2$
omet:	2 cm	$0,02 \cdot 18 \cdot (1/\cos \varphi)$	$= 0,41 \text{ kN/m}^2$
			$g = 8,02 \text{ kN/m}^2$

3.1.5 AB stena

omet:	2 cm	$0,02 \cdot 18 \cdot 3$	$= 1,08 \text{ kN/m}$
AB stena:	30 cm	$0,3 \cdot 25 \cdot 3$	$= 22,5 \text{ kN/m}$
omet:	2 cm	$0,02 \cdot 18 \cdot 3$	$= 1,08 \text{ kN/m}$
			$g_{st} = 24,66 \text{ kN/m}$

3.1.6 Predelni opečni zid

omet:	2,5 cm	$0,025 \cdot 18$	$= 0,45 \text{ kN/m}^2$
opeka + malta:	10 cm	$10 \cdot 0,0785 + 10 / 1000 \cdot 15$	$= 0,94 \text{ kN/m}^2$
omet:	2,5 cm	$0,025 \cdot 18$	$= 0,45 \text{ kN/m}^2$
			$g_o = 1,83 \text{ kN/m}^2$

Svetla višina predelnih zidov v pritličju je 3,78 m, v ostalih etažah pa 2,78 m. Tako znaša teža opečnega zidu na enoto dolžine:

- zid v nadstropju: $g_1 = 1,83 \cdot 2,78 = 5,09 \text{ kN/m}$,
- zid v pritličju pa: $g_1 = 1,83 \cdot 3,78 = 6,92 \text{ kN/m}$.

3.1.7 Mavčno kartonska predelna stena

Predpostavimo, da znaša svetla višina mavčno kartonskih predelnih sten 2,66 m. V nadaljevanju podajamo težo takšne stene na enoto dolžine.

2 x mavčno-kartonska plošča:	3 cm	$0,03 \cdot 12 \cdot 2,66$	= 0,96 kN/m
stenski C- profil:			= 0,10 kN/m
mineralna volna:	5 cm	$0,05 \cdot 0,20 \cdot 2,66$	= 0,03 kN/m
2 x mavčno-kartonska plošča:	3 cm	$0,03 \cdot 12 \cdot 2,66$	= 0,96 kN/m
			$g_s = 1,85 \text{ kN/m}$

3.1.8 Fasada

Za fasado uporabimo izolacijsko dvoslojno steklo RX WARM. Ocenimo, da je teža fasade na enoto površine $1,0 \text{ kN/m}^2$. Ob predpostavki, da se fasada v posamezni etaži opira le na spodnjo ploščo, lahko določimo težo fasade na enoto dolžine, ki je za tla v nadstropju: $g_f = 1,0 \cdot 3 = 3,0 \text{ kN/m}$, za tla v pritličju pa: $g_f = 1,0 \cdot 4 = 4 \text{ kN/m}$.

3.1.9 Balkonska ograja

Balkonska ograja je izvedena iz Ytong zidnih plošč s težo $4,5 \text{ kN/m}^3$. Debelina ograje znaša 15 cm, njena višina pa 110 cm. Teža ograje na enoto dolžine je:

$$g_o = 0,15 \cdot 1,1 \cdot 4,5 = 0,74 \text{ kN/m.}$$

3.2 Koristna obtežba

Koristna obtežba v stavbah izvira iz namena uporabe. Vrednosti, ki jih določa standard SIST EN 1991-1-1:2004, vključujejo:

- običajno uporabo za ljudi,
- pohištvo in premične stvari (npr. lahke premične stene, skladišča, vsebina posod),
- vozila,
- predvidene redke dogodke, kot je koncentracija ljudi ali pohištva, premikanje ali kopičenje v primeru reorganizacije ali pleskanja.

Površine v stanovanjskih, javnih, trgovskih in upravnih stavbah moramo razvrstiti v kategorije glede na njihovo predvideno uporabo, kot to prikazujemo v preglednici 1.

Preglednica 1: Kategorije uporabe stanovanjskih in javnih prostorov

Kategorija	Opis uporabe	Primeri/podkategorije
A	Bivalni prostori	Sobe v hišah, hotelih, spalnice bolnišnicah, idr.
B	Pisarne	
C	Površine, kjer se zbirajo ljudje (z izjemo površin v kategorijah A, B, D)	C1 (npr. učilnice, kavarne), C2, C3, C4, C5 (npr. koncertne dvorane, športne dvorane)
D	trgovine	D1, D2

Tako kategorizirane površine moramo projektirati s karakteristično vrednostjo enakomerno porazdeljene obtežbe q_k oziroma koncentrirane obtežbe Q_k . V preglednici 2 prikazujemo karakteristične vrednosti koristne obtežbe za kategorijo površin A in B. To sta kategoriji, ki prevladujeta pri poslovnih stavbah. Priporočene vrednosti obtežb so podčrtane.

Preglednica 2: Koristna obtežba na tleh v stavbah za kategoriji površin A in B (Vir: SIST EN 1991-1-1:2004 preglednica 6.2)

Kategorija površin		q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
A	Tla na splošno	1,5 do <u>2,0</u>	2,0 do 3,0
	Stopnice	<u>2,0</u> do 4,0	2,0 do 4,0
	Balkoni	<u>2,5</u> do 4,0	2,0 do 3,0
B		2,0 do <u>3,0</u>	1,5 do 4,5

Kot smo že predhodno omenili, bodo prostori tipične etaže v obravnavanem objektu namenjeni poslovni dejavnosti. Prostore sestavljajo pisarne, konferenčna soba, jedilnica, sprejemna soba, WC-ji in hodniki. Zaradi možnosti kasnejših adaptacij in sprememb namembnosti prostorov, vse našete prostore uvrstimo v kategorijo B. Pripisemo jim enakomerno porazdeljeno koristno obtežbo $q_k = 3$ kN/m². Stopnice uvrstimo v kategorijo površin A. Pripadajoča koristna obtežba je $q_k = 3,0$ kN/m². Balkone prav tako uvrstimo v kategorijo A s priporočeno koristno obtežbo $q_k = 2,5$ kN/m².

Ob upoštevanju predpostavke, da tla zagotavljajo prečni raznos obtežbe, lahko lastno težo premičnih predelnih sten upoštevamo kot nadomestno enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo q_k , ki jo prištejemo h koristni obtežbi tal. Nadomestno obtežbo določimo na podlagi lastne teže stene g_s na enoto njene dolžine in sicer::

$$\begin{aligned}
 g_s \leq 1,0 \text{ kN/m} & \rightarrow q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2 \\
 1 \text{ kN/m} < g_s \leq 2,0 \text{ kN/m} & \rightarrow q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2 \\
 2,0 \text{ kN/m} < g_s < 3,0 \text{ kN/m} & \rightarrow q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

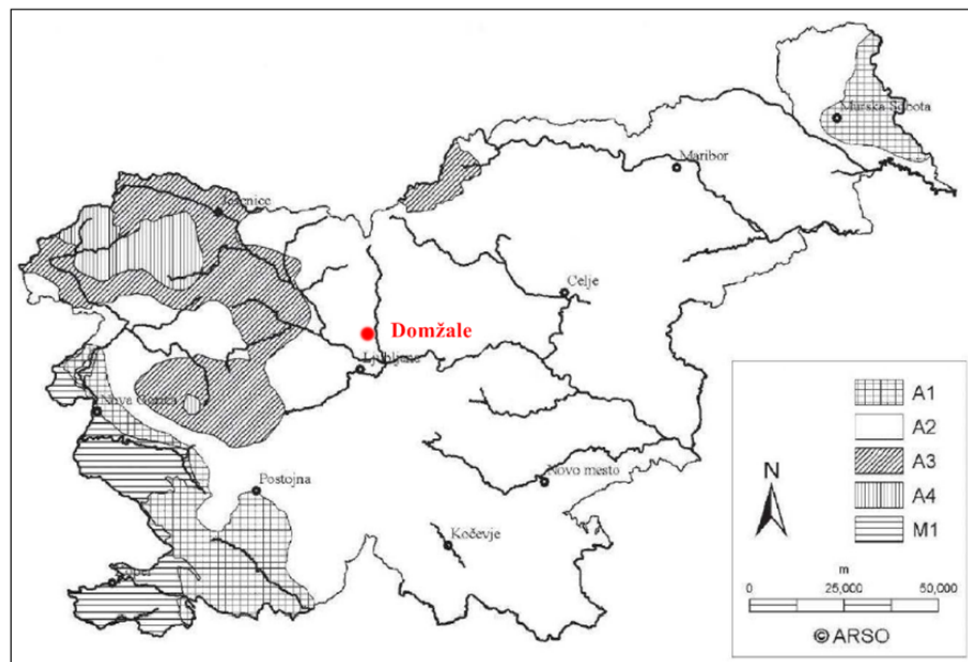
Pri obravnavani stavbi je le lastna teža mavčno-kartonskih predelnih sten dovolj majhna, da jo lahko nadomestimo z enakomerno porazdeljeno obtežbo. Teža takšne predelne stene je $g_s = 1,85 \text{ kN/m}$ (glej razdelek 3.1.7), tako da znaša nadomestna obtežba $q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$. Skupna koristna obtežba v notranjih prostorih je torej:

$$g_k = 3 + 0,8 = 3,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Streha obravnavane stavbe ni pohodna, dostopna je le za vzdrževanje in popravila. Uvrstimo jo v kategorijo H. Za takšno kategorijo je priporočena karakteristična vrednost enakomerno porazdeljene obtežbe $q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$.

3.3 Obtežba snega

Obtežbo snega upoštevamo kot spremenljivo nepomično obtežbo. Določimo jo v skladu s standardom "SIST EN 1991-1-4:2004- Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije-obtežba snega". Predpostavili smo, da se obravnavan objekt nahaja v Domžalah na nadmorski višini 304 m. S pomočjo slike 11 za predvideno lokacijo objekta določimo snežno cono, ki je A2.



Slika 11: Razdelitev Slovenije na snežne cone (Vir: SIST EN 1991-1-3:2004/A101 slika 1)

Karakteristična obtežba snega na tleh (SIST EN 1993-1-3:2004/A101) tako znaša:

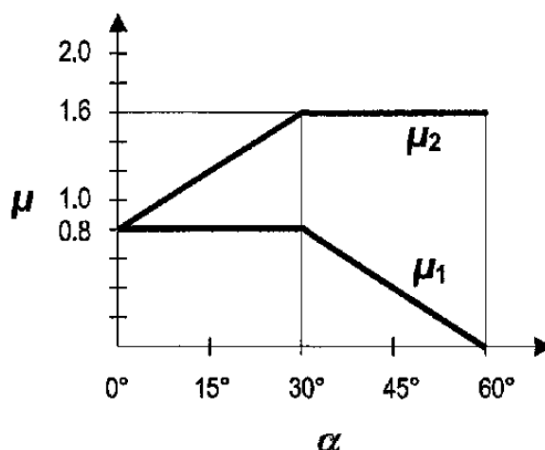
$$s_k = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{304}{728} \right)^2 \right] = 1,52 \text{ kN/m}^2 \quad (3-1)$$

Karakteristično obtežbo snega na strehi pa določimo s pomočjo naslednjega izraza (SIST EN 1993-1-3:2004 točka 5.2 (3)P):

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,52 = 1,22 \text{ kN/m}^2 . \quad (3-2)$$

Pomen spremenljivk iz enačbe (3-2) je sledeč:

- μ_i je oblikovni koeficient. Vrednost koeficienta za ravne strehe določimo v odvisnosti od naklona strešine α . Upoštevamo vrednost koeficienta μ_1 (α), ki je za naklone strešin do 30° enak 0,8 (glej sliko 12).



Slika 12: Oblikovni koeficient za ravne in več-kapne strehe μ_i (Vir: SIST EN 1991-1-3:2004 slika 5.1)

- C_e je koeficient izpostavljenosti. Za običajen teren (površine, kjer veter ne prenaša snega po objektih, ker so zaščiteni zaradi terena, drugih objektov ali dreves), je vrednost koeficienta enaka 1,0.
- C_t je toplotni koeficient. Z njim upoštevamo morebitno zmanjšanje obtežbe snega pri strehah z veliko toplotno prevodnostjo. Ob predpostavki, da je streha obravnavane stavbe dobro toplotno izolirana, upoštevamo vrednost $C_t = 1,0$.

3.4 Obtežba vetra

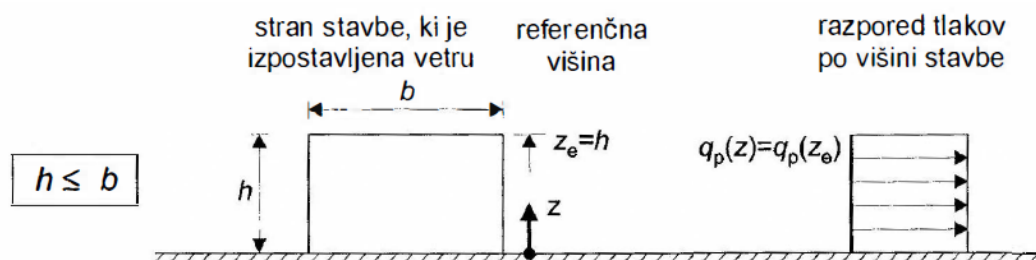
Vpliv vetra je določen kot spremenljivi nepomični vpliv. Odziv konstrukcije na vpliv vetra je odvisen od velikosti, oblike in dinamičnih lastnosti konstrukcije. Na površino ploskve, ki je sestavni del ovoja stavbe, deluje tlak vetra in sicer kot rezultirajoča sila pravokotno na ploskev. Ločimo tlak vetra na zunanje in tlak vetra na notranje površine stavbe. Če veter piha preko velikih površin ovoja, pa je lahko pomembna tudi trenjska sila, ki deluje tangencialno na ploskev.

Tlak vetra na zunanje površine oziroma zunanji tlak vetra izračunamo z izrazom:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,s} \quad (3-3)$$

kjer je c_{pe} koeficient zunanje tlaka, ki je odvisen od velikosti in lege obtežene površine, $q_p(z_e)$ pa je največji tlak pri sunkih vetra na referenčni višini z_e .

Referenčna višina z_e (SIST EN 1991-1-4:2005 7.2.2 (1)) za privetrno steno stavbe s pravokotnim tlorisom je odvisna od razmerja h/b , kjer je h višina stavbe, b pa širina vetru izpostavljene strani stavbe. Pri obravnavani stavbi je njena širina tako v vzdolžni kot prečni smeri večja od višine, zato je razpored tlakov vetra po višini stavbe enakomeren (glej sliko 13), za referenčno višino pa upoštevamo kar višino stavbe, torej $z_e = h$.



Slika 13: Referenčna višina in razporeditev tlakov po višini stavbe (Vir: SIST EN 1991-1-4:2005 slika 7.4)

Pri porazdelitvi tlakov vetra na zavetrni in stranskih stenah za referenčno višino z_e prav tako upoštevamo višino stavbe $z_e = h$, enako pa velja tudi za porazdelitev tlakov vetra na ravni strehi.

Sočasno na ovoj stavbe deluje tudi tlak vetra na notranje površine oziroma notranji tlak vetra. Določimo ga kot produkt koeficienta notranjega tlaka c_{pi} in največjega tlaka pri sunkih vetra $q_p(z_i)$ na referenčni višini z_i :

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (3-4)$$

Referenčna višina za notranje tlake z_i je enaka referenčni višini za zunanje tlake z_e .

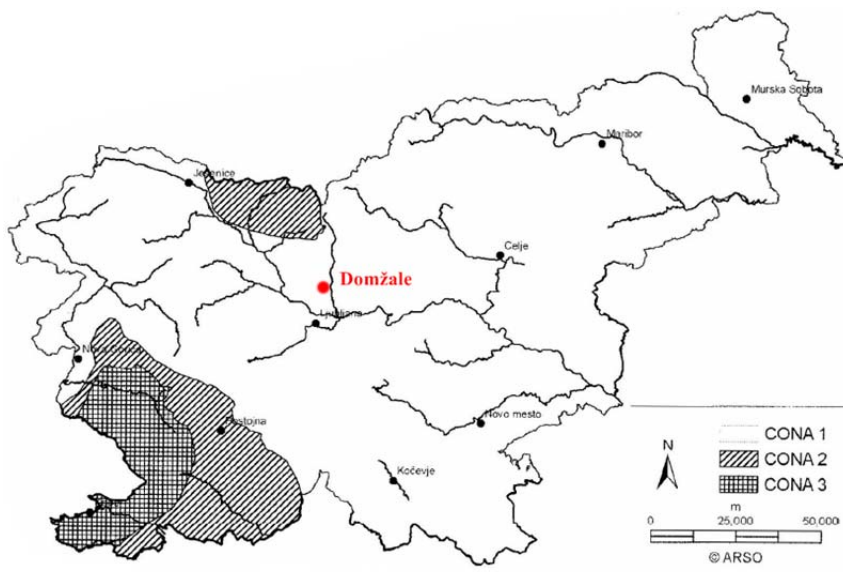
3.4.1 V nadaljevanju najprej izračunamo osnovno in srednjo hitrost vetra. Potrebujemo ju pri določitvi največjega tlaka pri sunkih vetra q_p na referenčni višini z_e oziroma z_i . Osnovna in srednja hitrost vetra

Osnovno hitrost vetra določimo s pomočjo naslednjega izraza (SIST EN 1991-1-1-2005 4.2 2(P)):

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20 \text{ m/s} = 20 \text{ m/s} \quad (3-5)$$

Pri tem je:

- v_b ... osnovna hitrost vetra, določena kot funkcija smeri in letnega časa 10 m nad terenom II. kategorije.
- c_{dir} ... smerni faktor. Upoštevamo priporočeno vrednost $c_{dir} = 1,0$.
- c_{season} ... faktor letnega časa. Upoštevamo priporočeno vrednost $c_{season} = 1,0$.
- $v_{b,0}$... temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra, določena kot 10- minutna srednja hitrost vetra na višini 10 m nad ravnim odprtim terenom z nizkim rastlinjem in posameznimi ovirami v oddaljenosti najmanj 20 kratne višine ovir (II. kategorija terena). Njena vrednost je odvisna od vetrne cone, kot to prikazujemo na sliki 14.



Slika 14: Vetrne cone v Republiki Sloveniji (Vir: SIST EN 1991-1-4:2005/oA101 slika 1)

Domžale se nahajajo v vetrni coni 1, v tem primeru je temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,0} = 20$ m/s.

Srednjo hitrost vetra v_m na višini z izračunamo s pomočjo naslednjega izraza:

$$v_m = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (3-6)$$

Pri tem je $c_r(z)$ faktor hrapavosti terena, s katerim upoštevamo spremenljivost srednje hitrosti vetra na mestu konstrukcije na določeni višini nad tlemi in hrapavosti tal na privetni strani konstrukcije, $c_0(z)$ pa je faktor hribovitosti, ki je enak 1 (obravnavan objekt stoji na ravnem terenu). Faktor hrapavosti izračunamo po naslednji enačbi (SIST EN 1991-1-4:2005 4.3.2 (1)):

$$c_r = \begin{cases} k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{za } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200 \text{ m} \\ k_r \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) & \text{za } z \leq z_{\min} \end{cases} \quad (3-7)$$

$$c_r = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,19 \cdot \ln\left(\frac{13}{0,05}\right) = 1,06$$

V enačbi (3-7) smo upoštevali naslednje vrednosti spremenljivk:

- $z = z_e = 13 \text{ m}$... referenčna višina je enaka višini stavbe,
- $z_{\min} = 2 \text{ m}$... minimalna višina nad tlemi, kjer je hitrost vetra konstantna (II. kategorija terena),
- $z_0 = 0,05 \text{ m}$... hrapavostna dolžina (II. kategorija terena),
- k_r ... faktor terena, ki je odvisen od hrapavostne dolžine z_0 in ga določimo z izrazom:

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

Pri izbiri spremenljivk smo najprej predpostavili, da se objekt nahaja v III. kategoriji terena. Sem spadajo področja z običajnim rastlinjem ali stavbami s posameznimi ovirami na razdalji največ 20 višin ovir (vasi, podeželsko okolje, stalni gozd). Ker pa je konstrukcija oddaljena od nižje kategorije terena manj kot 1 km, smo na privetni strani uporabili parametre, ki pripadajo gladkejši II. kategoriji terena.

Srednja hitrost vetra $v_m(z)$ na referenčni višini enaki višini stavbe, torej znaša:

$$v_m = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 1,06 \cdot 1 \cdot 20 = 21,2 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (3-8)$$

3.4.2 Največji tlak pri sunkih vetra

Največji tlak pri sunkih vetra $q_p(z)$ na višini z določimo s pomočjo izraza:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (3-9)$$

Pri tem je $c_e(z)$ faktor izpostavljenosti in ga izračunamo s pomočjo naslednjega izraza:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} = \frac{[1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 1/2 \cdot \rho \cdot v_m^2(z)}{q_b} \quad (3-10)$$

Pomen ostalih spremenljivk iz izraza (3-9) je sledeč:

- ρ je gostota zraka. Upoštevamo priporočeno vrednost $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$.
- q_b je osnovni tlak vetra, določen z naslednjim izrazom :

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot (20 \text{ m/s})^2 = 0,25 \text{ kN/m}^2 \quad (3-11)$$

- $I_v(z)$ je intenziteta turbulence in je določena kot standardna deviacija turbulence, deljena s srednjo hitrostjo vetra:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_t}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{za } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad \text{in} \quad (3-12)$$

- k_t je faktor turbulence in je enak 1,0.

Če v izraz (3-10) vstavimo izraz (3-11) in pri tem upoštevamo še izraze (3-7), (3-8) ter (3-12), dobimo poenostavljen izraz za izračun faktorja izpostavljenosti, ki je:

$$c_e = \left[1 + 7 \frac{k_t k_r}{c_0 c_r} \right] c_0^2 c_r^2 = \left[1 + 7 \frac{1 \cdot 0,19}{1 \cdot 1,06} \right] 1^2 \cdot 1,06^2 = 2,533 .$$

Sedaj moramo določiti še največji tlak pri sunkih vetra $q_p(z)$ na referenčni višini, t.j. na višini stavbe $z_e = h = 13 \text{ m}$:

$$q_p(z = z_e) = c_e(z_e) \cdot q_b = 2,533 \cdot 0,25 = 0,63 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} . \quad (3-13)$$

3.4.3 Tlak vetra na zunanje površine

Kot smo že predhodno omenili, tlak vetra na zunanje površine izračunamo z izrazom (3-3), t.j. kot produkt koeficienta zunanjega tlaka c_{pe} , ki je odvisen od velikosti in lege obtežene površine, in največjega tlaka pri sunkih vetra q_p , ki smo ga določili v prejšnjem razdelku (glej enačbo (3-13)).

Ovoj obravnavane stavbe je sestavljen iz navpičnih sten in ravne strehe. Koeficiente zunanjega tlaka c_{pe} določimo za vsak del ovoja stavbe posebej in sicer za navpično steno na privetni strani (področje D), navpično steno na zavetrni strani (področje E), navpično steno, ki je vzporedna s smerjo vetra (področja A, B in C) ter za ravno streho (področja F, G, H in I). V preglednici 3 podajamo priporočene vrednosti koeficientov za navpične stene in sicer za obtežene površine velikosti 1 m^2 (krajevni koeficient $c_{pe,1}$) in 10 m^2 (celotni koeficient $c_{pe,10}$). Ker so površine ovoja obravnavane stavbe večje od 10 m^2 , v izračunih uporabljamo vrednosti $c_{pe,10}$. V preglednici 3 je h višina stavbe, d pa je stranica stavbe vzporedna s smerjo vetra. Pozitivna vrednost koeficienta pomeni, da na površino deluje tlak,

usmerjen proti ploskvi, negativna vrednost pa, da na površino deluje srk, ki je usmerjen stran od ploskve.

Preglednica 3: Priporočene vrednosti koeficientov zunanega tlaka za navpične stene (Vir: SIST EN 1991-1-4:2005 preglednica 7.1)

Področje	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
h/d										
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

V preglednici 4 podajamo še vrednosti koeficientov zunanega tlaka c_{pe} za ravno streho z ostrim kapnim robom.

Preglednica 4: Priporočene vrednosti koeficientov zunanega tlaka za ravno streho z ostrim kapnim robom (Vir: SIST EN 1991-1-4:2005 preglednica 7.2)

Vrsta strehe	Področje							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Ravna streha z ostrim kapnim robom	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	
							-0,2	

V nadaljevanju določimo koeficiente zunanega tlaka c_{pe} ter tlak vetra w_e ločeno za primer delovanja vetra v vzdolžni smeri stavbe (smer x) ter v prečni smeri stavbe (smer y).

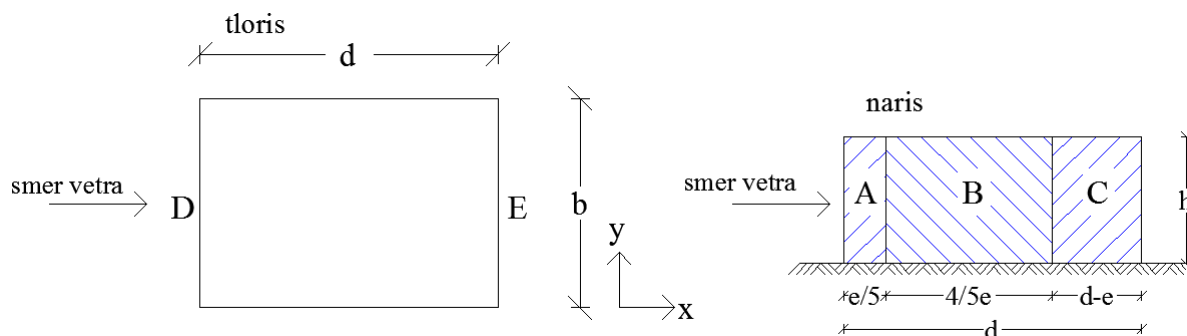
3.4.3.1 Veter deluje v smeri osi x

- Zunanji tlak vetra na navpične stene:

Koeficiente zunanega tlaka $c_{pe,10}$ določimo s pomočjo preglednice 3 in sicer v odvisnosti od razmerja $h/d = 13/32,8 = 0,396$. Uporabimo linearno interpolacijo. Vrednosti geometrijskih količin h in d prikazujemo na sliki 15. Sočasno razdelimo stranski steni, t.j. steni, ki sta vzporedni s smerjo vetra, na področja A, B in C v odvisnosti od geometrijskega parametra e , ki je:

$$e = \min \begin{cases} b = 23 \text{ m} \\ 2h = 2 \cdot 13 \text{ m} = 26 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e = 23 \text{ m}$$

Pri tem je b širina stavbe pravokotno na smer vetra, h pa višina stavbe.



Slika 15: Razdelitev navpičnih sten na področja od A do E (veter v smeri osi x)

Najprej za vsako področje od A do E določimo širine (\check{s}_i) in pripadajoče referenčne površine ($A_{\text{ref},i}$) dela ovoja stavbe:

$$\begin{aligned} \text{A: } \check{s}_A &= e/5 = 23 / 5 = 4,6 \text{ m} & \rightarrow & A_{\text{ref},A} = e/5 \cdot h = 59,8 \text{ m}^2 \\ \text{B: } \check{s}_B &= 4/5 e = 4/5 \cdot 23 = 18,4 \text{ m} & \rightarrow & A_{\text{ref},B} = 4/5 e \cdot h = 239,2 \text{ m}^2 \\ \text{C: } \check{s}_C &= d - e = 32,8 - 23 = 9,8 \text{ m} & \rightarrow & A_{\text{ref},C} = (d - e) \cdot h = 127,4 \text{ m}^2 \\ \text{D: } \check{s}_D &= b = 23 \text{ m} & \rightarrow & A_{\text{ref},D} = b \cdot h = 299,0 \text{ m}^2 \\ \text{E: } \check{s}_E &= d = 32,8 \text{ m} & \rightarrow & A_{\text{ref},E} = d \cdot h = 426,4 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

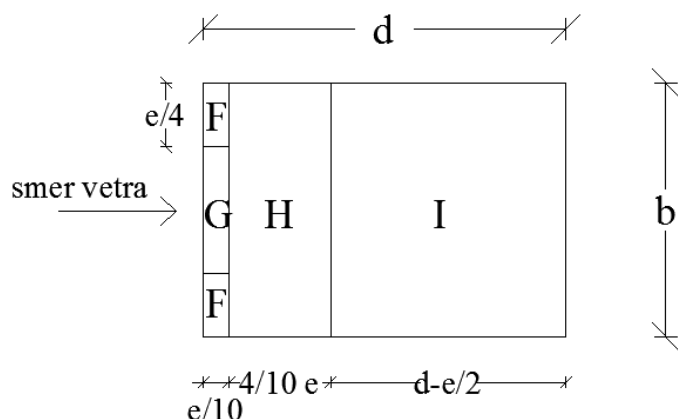
Vrednosti koeficientov in velikosti zunanje tlaka vetra zberemo v preglednici 5.

Preglednica 5: Koeficienti zunanje tlaka $c_{pe,10}$ in zunanji tlaki w_e za navpične stene (veter v smeri osi x)

Področje	$A_{\text{ref},i} [\text{m}^2]$	$c_{pe,10}$	$q_p [\text{kN}/\text{m}^2]$	$w_e [\text{kN}/\text{m}^2]$
A	59,8	-1,2	0,63	-0,76
B	239,2	-0,8	0,63	-0,50
C	127,4	-0,5	0,63	-0,32
D	299,0	+0,72	0,63	+0,45
E	426,4	-0,34	0,63	-0,21

- Zunanji tlak vetra na ravno streho:

Podobno kot stranski steni tudi ravno streho razdelimo na področja (od F do I) v odvisnosti od geometrijskega parametra $e = 23,0 \text{ m}$. Razdelitev prikazujemo na sliki 16.



Slika 16: Razdelitev ravne strehe na področja od F do I (veter v smeri osi x)

Širine (\check{s}_i) in referenčne površine ($A_{\text{ref},i}$) dela strehe, ki pripadajo posameznemu področju, pa so:

$$F: \check{s}_F = e/10 = 2,3 \text{ m} \quad (e/4 = 5,75 \text{ m}) \quad \rightarrow \quad A_{\text{ref},F} = e/10 \cdot e/4 = 13,2 \text{ m}^2$$

$$G: \check{s}_G = e/10 = 2,3 \text{ m} \quad (b - e/2 = 11,5 \text{ m}) \quad \rightarrow \quad A_{\text{ref},G} = [e/10 \cdot (b - e/2)] = 26,5 \text{ m}^2$$

$$H: \check{s}_H = 4/10 e = 9,2 \text{ m} \quad \rightarrow \quad A_{\text{ref},H} = (4/10 e) \cdot b = 211,6 \text{ m}^2$$

$$I: \check{s}_I = d - e/2 = 21,3 \text{ m} \quad \rightarrow \quad A_{\text{ref},I} = (d - e/2) \cdot b = 489,9 \text{ m}^2$$

Vrednosti koeficientov zunanje tlaka $c_{pe,10}$ (povzamemo jih iz preglednice 4) in velikosti zunanje tlaka vetra na ravno streho zberemo v preglednici 6.

Preglednica 6: Koeficienti zunanje tlaka $c_{pe,10}$ in zunanji tlaki w_e za ravno streho (veter v smeri osi x)

Področje	$A_{\text{ref},i} [\text{m}^2]$	$c_{pe,10}$	$q_p [\text{kN/m}^2]$	$w_e [\text{kN/m}^2]$
F	13,2	-1,8	0,63	-1,13
G	26,5	-1,2	0,63	-0,76
H	211,6	-0,7	0,63	-0,44
I	489,9	+0,2	0,63	+0,13
	489,9	-0,2	0,63	-0,13

3.4.3.2 Veter deluje v smeri osi y

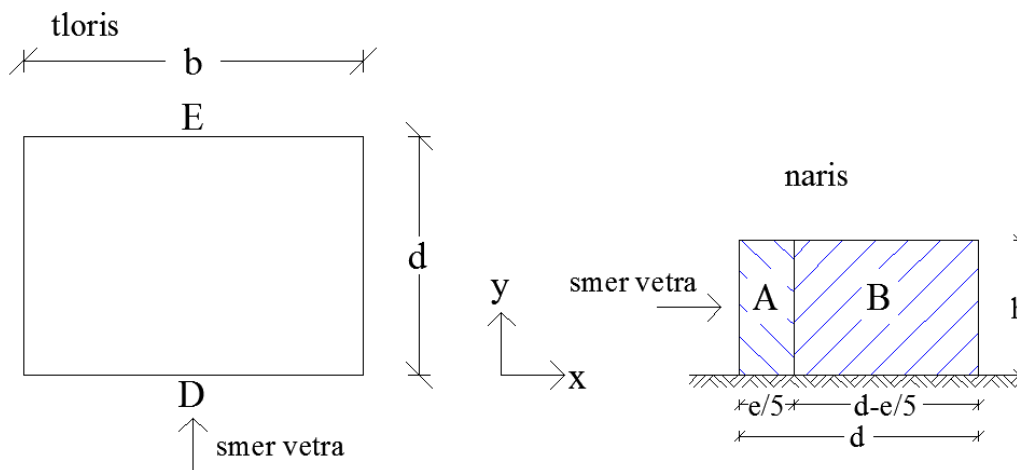
- Zunanji tlak vetra na navpične stene:

Po enakem postopku, kot za veter v smeri osi x, določimo tlak w_e na zunanje površine za silo vetra, ki deluje v smeri osi y. To je torej površinska obtežba, ki deluje pravokotno na daljšo stranico objekta.

Določimo parameter e , pri čemer je b širina objekta pravokotno na smer delovanja vetra, h pa višina objekta, kot to prikazujemo na sliki 17.

$$e = \min \begin{cases} b = 32,8 \text{ m} \\ 2h = 2 \cdot 13 \text{ m} = 26 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e = 26 \text{ m}$$

Ker je $e = 26 \text{ m} > d = 23 \text{ m}$, v narisu ni več področja C.



Slika 17: Razdelitev navpičnih sten na področja od A do E (veter v smeri osi y)

Širine (\check{s}_i) in referenčne površine ($A_{\text{ref},i}$) dela strehe, ki pripadajo posameznemu področju, so:

$$\begin{aligned} \text{A: } \check{s}_A &= e/5 = 26 / 5 = 5,2 \text{ m} & \rightarrow & A_{\text{ref},A} = e/5 \cdot h = 67,6 \text{ m}^2 \\ \text{B: } \check{s}_B &= d - e/5 = 23 - 26/5 = 17,5 \text{ m} & \rightarrow & A_{\text{ref},B} = (d - e/5) \cdot h = 227,5 \text{ m}^2 \\ \text{D: } \check{s}_D &= b = 32,8 \text{ m} & \rightarrow & A_{\text{ref},D} = b \cdot h = 426,4 \text{ m}^2 \\ \text{E: } \check{s}_E &= d = 23 \text{ m} & \rightarrow & A_{\text{ref},E} = d \cdot h = 299,0 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

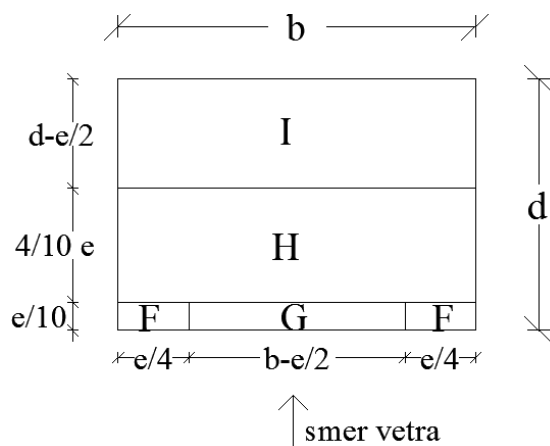
Glede na razmerje $h/d = 13/23 = 0,565$ iz preglednice 3 z linearno interpolacijo odčitamo koeficiente zunanje tlaka $c_{pe,10}$. Izračunamo še zunanje tlake vetra w_e , vrednosti pa zberemo v preglednici 7.

Preglednica 7: Koeficienti zunanje tlaka $c_{pe,10}$ in zunanji tlaki w_e za navpične stene (veter v smeri osi y)

Področje	$A_{\text{ref},i}$ [m ²]	$c_{pe,10}$	q_p [kN/m ²]	w_e [kN/m ²]
A	67,6	-1,2	0,63	-0,76
B	227,5	-0,8	0,63	-0,50
D	426,4	+0,74	0,63	+0,47
E	299,0	-0,38	0,63	-0,24

• Zunanji tlak vetra na ravno streho:

Razdelitev ravne strehe na področja od F do I je odvisna od parametra e , ki je enak 26,0 m (glej sliko 18).



Slika 18: Razdelitev ravne strehe na področja od F do I (veter v smeri osi y)

Širine (s_i) in referenčne površine ($A_{ref,i}$) področij od F do I, so:

$$\begin{aligned}
 F: s_F &= e/10 = 2,6 \text{ m} \quad (e/4 = 6,5 \text{ m}) & \rightarrow & \quad A_{ref,F} = e/10 \cdot e/4 = 16,9 \text{ m}^2 \\
 G: s_G &= e/10 = 2,6 \text{ m} \quad (b - e/2 = 19,8 \text{ m}) & \rightarrow & \quad A_{ref,G} = [e/10 (b - e/2)] = 51,5 \text{ m}^2 \\
 H: s_H &= 4/10 e = 10,4 \text{ m} & \rightarrow & \quad A_{ref,H} = 4/10 e \cdot b = 341,1 \text{ m}^2 \\
 I: s_I &= d - e/2 = 10,0 \text{ m} & \rightarrow & \quad A_{ref,I} = (d - e/2) \cdot b = 328,0 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Vrednosti koeficientov zunanje tlaka $c_{pe,10}$ in zunanjih tlakov vetra w_e za posamezna področja ravne strehe, prikazujemo v preglednici 8.

Preglednica 8: Koeficienti zunanje tlaka $c_{pe,10}$ in zunanji tlaki w_e za ravno streho (veter v smeri osi y)

Področje	$A_{ref,i} [\text{m}^2]$	$c_{pe,10}$	$q_p [\text{kN/m}^2]$	$w_e [\text{kN/m}^2]$
F	16,9	-1,8	0,63	-1,13
G	51,5	-1,2	0,63	-0,76
H	341,1	-0,7	0,63	-0,44
I	328,0	+0,2	0,63	+0,13
	328,0	-0,2	0,63	-0,13

3.4.4 Tlak vetra na notranje površine

Tlak vetra na notranje površine izračunamo s pomočjo izraza (3-4), t.j. kot produkt koeficienta notranjega tlaka c_{pi} in največjega tlaka pri sunkih vetra q_p (glej enačbo (3-13)). Koeficient notranjega tlaka c_{pi} , je odvisen od velikosti in razporeditve odprtín po ovoju stavbe.

Kjer ni mogoče ali ni smiselno določiti deleža odprtín μ , lahko za c_{pi} privzamemo najneugodnejšo vrednost izmed +0,2 in -0,3. Koeficiente notranjih tlakov za celoten ovoj stavbe podajamo v preglednici 9.

Preglednica 9: Koeficienti notranjih tlakov na navpičnih stenah in ravni strehi za obe smeri delovanja vetra

Področje	A	B	C	D	E	F	G	H	I
c_{pi}	+0,2	+0,2	+0,2	+0,2	+0,2	+0,2	+0,2	+0,2	+0,2
	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3

Velikosti notranjih tlakov vetra w_i pa prikazemo v preglednici 10. V prvem primeru na celoten ovoj delujejo notranji tlaki, v drugem primeru pa notranji srki.

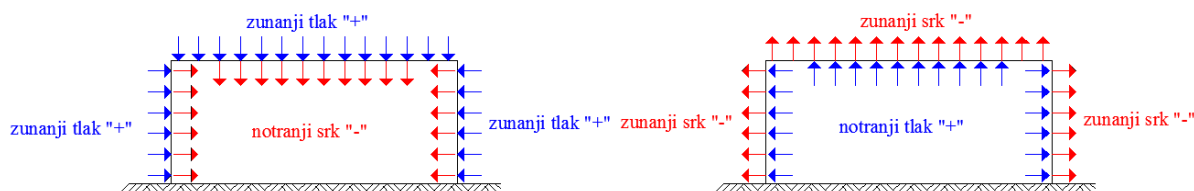
Preglednica 10: Notranji tlaki w_i za celoten ovoj stavbe

Področje	c_{pi}	q_p [kN/m ²]	w_i [kN/m ²]
vsa	+0,2	0,63	0,126
	-0,3	0,63	-0,189

3.4.5 Neto tlaki

Upoštevati moramo, da notranji in zunanji tlaki na ovoj stavbe delujejo sočasno, zato moramo poiskati njihovo najneugodnejšo kombinacijo.

Neto tlak na del ovoja konstrukcije je razlika med tlakoma na nasprotnih ploskvah, upošteva njun predznak. Na sliki 19 prikazujemo dva primera sočasnega delovanja zunanjih in notranjih tlakov oziroma srkov.



Slika 19: Prikaz sočasnega delovanja zunanjih in notranjih tlakov oziroma srkov na ovoj stavbe

Pri računu neto tlaka na posamezno ploskev ovoja stavbe, zunanji in notranji vpliv bodisi seštejemo ali pa odštejemo. V primeru sočasnega delovanja zunanjega pozitivnega tlaka "+" in notranjega negativnega tlaka "-" se vpliva seštejeta, v primeru zunanjega pozitivnega tlaka "+" in notranjega pozitivnega tlaka "+" pa se vpliva odštejeta.

Neto tlak izračunamo z izrazom:

$$w_{net} = q_p \cdot (c_{pe,10} + c_{pi})$$

V nadaljevanju določimo neto vrednosti koeficienta tlaka c_p in izračunamo neto pritisk posebej za navpične stene ter ravno streho. Izračun izvedemo za delovanje vetra v x in y smeri.

3.4.5.1 Veter deluje v smeri osi x

V preglednicah 11 in 12 prikazujemo neto tlake w_{net} za posamezna področja navpičnih sten. V prvem primeru kombiniramo zunanje tlake z notranjim tlakom, v drugem primeru pa z notranjim srkom.

Preglednica 11: Neto tlaki na navpične stene; kombinacija z notranjim tlakom "+" (veter v smeri osi x)

Področje	$c_{pe,10}$ "+" c_{pi}	c_p	w_{net} [kN/m ²]
A	-1,2 "+" +0,2	-1,4	-0,88
B	-0,8 "+" +0,2	-1,0	-0,63
C	-0,5 "+" +0,2	-0,7	-0,44
D	+0,72 "+" +0,2	+0,52	+0,33
E	-0,34 "+" +0,2	-0,54	-0,34

Preglednica 12: Neto tlaki na navpične stene; kombinacija z notranjim srkom "-" (veter v smeri osi x)

Področje	$c_{pe,10}$ "+" c_{pi}	c_p	w_{net} [kN/m ²]
A	-1,2 "+" -0,3	-0,9	-0,57
B	-0,8 "+" -0,3	-0,5	-0,32
C	-0,5 "+" -0,3	-0,2	-0,13
D	+0,72 "+" -0,3	+1,02	+0,64
E	-0,34 "+" -0,3	-0,04	-0,03

V preglednicah 13 in 14 prikažemo še neto tlake w_{net} za posamezna področja ravne strehe.

Preglednica 13: Neto tlaki na ravni strehi; kombinacija z notranjim tlakom "+" (veter v smeri osi x)

Področje	$c_{pe,10}$ "+" c_{pi}	c_p	w_{net} [kN/m ²]
F	-1,8 "+" +0,2	-2,0	-1,26
G	-1,2 "+" +0,2	-1,4	-0,88
H	-0,7 "+" +0,2	-0,9	-0,56
I	+0,2 "+" +0,2	0	0
	-0,2 "+" +0,2	-0,4	-0,25

Preglednica 14: Neto tlaki na ravni strehi; kombinacija z notranjim srkom "-" (veter v smeri osi x)

Področje	$c_{pe,10}$ "+" c_{pi}	c_p	w_{net} [kN/m ²]
F	-1,8 "+" -0,3	-1,5	-0,95
G	-1,2 "+" -0,3	-0,9	-0,57
H	-0,7 "+" -0,3	-0,4	-0,25
I	+0,2 "+" -0,3	+0,5	+0,32
	-0,2 "+" -0,3	+0,1	-0,06

3.4.5.2 Veter deluje v smeri osi y

V preglednicah 15 in 16 prikažemo neto tlake w_{net} na navpične stene v primeru delovanja vetra v smeri osi y, v preglednicah 17 in 18 pa še neto tlake, ki učinkujejo na ravno streho obravnavane stavbe.

Preglednica 15: Neto tlak na navpične stene; kombinacija z notranjim tlakom "+" (veter v smeri osi y)

Področje	$c_{pe,10}$ "+" c_{pi}	c_p	w_{net} [kN/m ²]
A	-1,2 "+" +0,2	-1,4	-0,88
B	-0,8 "+" +0,2	-1,0	-0,63
D	+0,74 "+" +0,2	+0,54	+0,34
E	-0,38 "+" +0,2	-0,58	-0,37

Preglednica 16: Neto tlaki na navpične stene; kombinacija z notranjim srkom "-" (veter v smeri osi y)

Področje	$c_{pe,10}$ "+" c_{pi}	c_p	w_{net} [kN/m ²]
A	-1,2 "+" -0,3	-0,9	-0,57
B	-0,8 "+" -0,3	-0,5	-0,32
D	+0,74 "+" -0,3	+1,04	+0,66
E	-0,38 "+" -0,3	+0,08	-0,05

Preglednica 17: Neto tlaki na ravni strehi; kombinacija z notranjim tlakom "+" (veter v smeri osi y)

Področje	$c_{pe,10}$ "+" c_{pi}	c_p	w_{net} [kN/m ²]
F	-1,8 "+" +0,2	-2,0	-1,26
G	-1,2 "+" +0,2	-1,4	-0,88
H	-0,7 "+" +0,2	-0,9	-0,56
I	+0,2 "+" +0,2	0	0
	-0,2 "+" +0,2	-0,4	-0,25

Preglednica 18: Neto tlaki na ravni strehi; kombinacija z notranjim srkom "-" (veter v smeri osi y)

Področje	$c_{pe,10}$ "+" c_{pi}	c_p	w_{net} [kN/m ²]
F	-1,8 "+" -0,3	-1,5	-0,95
G	-1,2 "+" -0,3	-0,9	-0,57
H	-0,7 "+" -0,3	-0,4	-0,25
I	+0,2 "+" -0,3	+0,5	+0,32
	-0,2 "+" -0,3	+0,1	-0,06

3.4.6 Sile vetra

Sile vetra določimo za vsako etažo posebej in sicer le v smeri delovanja vetra. Pri tem upoštevamo sovisnost med tlaki vetra na privetni in zavetni strani stavbe (področje D in E). Silo vetra za posamezno etažo izračunamo s pomočjo izraza:

$$F_{w,i} = w_{net} \cdot A_{ref,i} = (w_{net,D} + w_{net,E}) \cdot A_{ref,i}$$

3.4.6.1 Veter deluje v smeri osi x

Najprej izračunamo referenčno površino $A_{ref,x,i}$, ki pripada posamezni etaži:

$$1. \text{ etaža: } A_{ref,x,1} = \frac{h_{1,et} + h_{2,et}}{2} \cdot b = \frac{4+3}{2} \cdot 23 = 80,5 \text{ m}^2$$

$$2. \text{ etaža: } A_{ref,x,2} = \frac{h_{2,et} + h_{3,et}}{2} \cdot b = \frac{3+3}{2} \cdot 23 = 69,0 \text{ m}^2$$

$$3. \text{ etaža: } A_{ref,x,3} = \frac{h_{3,et} + h_{4,et}}{2} \cdot b = \frac{3+3}{2} \cdot 23 = 69,0 \text{ m}^2$$

$$4. \text{ etaža: } A_{ref,x,4} = \frac{h_{4,et}}{2} \cdot b = \frac{3}{2} \cdot 23 = 34,5 \text{ m}^2$$

Račun sil vetra po etažah v primeru delovanja vetra v smeri osi x zberemo v preglednici 19.

Preglednica 19: Sile vetra po etažah v smeri delovanja vetra (v smeri osi x)

Etaža	$A_{ref,i}$ [m ²]	$w_{net,D} + w_{net,E}$ [kN/m ²]	$F_{wx,i}$ [kN]
1	80,5	0,67	53,94
2	69,0	0,67	46,23
3	69,0	0,67	46,23
4	34,5	0,67	23,12

3.4.6.2 Veter deluje v smeri osi y

Referenčne površine $A_{ref,y,i}$, ki pripadajo posamezni etaži, so sledeče:

$$1. \text{ etaža: } A_{ref,y,1} = \frac{h_{1,et} + h_{2,et}}{2} \cdot b = \frac{4+3}{2} \cdot 32,8 = 114,8 \text{ m}^2$$

$$2. \text{ etaža: } A_{ref,y,2} = \frac{h_{2,et} + h_{3,et}}{2} \cdot b = \frac{3+3}{2} \cdot 32,8 = 98,4 \text{ m}^2$$

$$3. \text{ etaža: } A_{ref,y,3} = \frac{h_{3,et} + h_{4,et}}{2} \cdot b = \frac{3+3}{2} \cdot 32,8 = 98,4 \text{ m}^2$$

$$4. \text{ etaža: } A_{ref,y,4} = \frac{h_{4,et}}{2} \cdot b = \frac{3}{2} \cdot 32,8 = 49,2 \text{ m}^2$$

V preglednici 20 zberemo sile vetra po etažah v primeru delovanja vetra v smeri osi y .

Preglednica 20: Sile vetra po etažah v smeri delovanja vetra (v smeri osi y)

Etaža	$A_{ref,i}$ [m ²]	$w_{net,D}$ "+" " $w_{net,E}$ [kN/m ²]	$F_{w,i}$ [kN]
1	114,8	0,71	81,51
2	98,4	0,71	69,86
3	98,4	0,71	69,86
4	49,2	0,71	34,93

3.5 Potresna obtežba

Glede na veljavno karto potresne nevarnosti je vse ozemlje Slovenije potresno ogroženo območje, zato je uporaba določil standarda SIST EN 1998 (EC8) nujna povsod ne glede na lokacijo objekta (Domžale). Namen standarda EC8 je, da s pravilnim načrtovanjem potresnoodpornih konstrukcij zaščitimo človeška življenja, omejimo škodo in zagotovimo, da ostanejo konstrukcije, pomembne za civilno zaščito, uporabne tudi po potresu. Standard EC8 zahteva, da sta izpolnjena dva kriterija: zahteva po neporušitvi (mejno stanje nosilnosti) in zahteva po omejitvi poškodb (mejnost stanje uporabnosti). Da zadostimo zahtevi po neporušitvi, mora biti konstrukcija projektirana in zgrajena tako, da pri projektni potresni obtežbi ne pride do lokalne ali globalne porušitve le-te. Konstrukcijski sistem objekta mora imeti ustrezno nosilnost in sposobnost sipanja energije glede na predpostavljen obseg nelinearnega odziva. V Sloveniji je privzeto priporočilo iz EC8, da se običajni objekti projektirajo na potres, za katerega obstaja samo 10% verjetnost, da bo dosežen ali prekoračen v obdobju predvidene življenjske oz. amortizacijske dobe objekta, ki znaša 50 let. To pomeni, da običajne objekte pri mejnem stanju nosilnosti preverjamo na projektni potres s povratno dobo 475 let.

3.5.1 Projektni spekter za elastično analizo po EC8

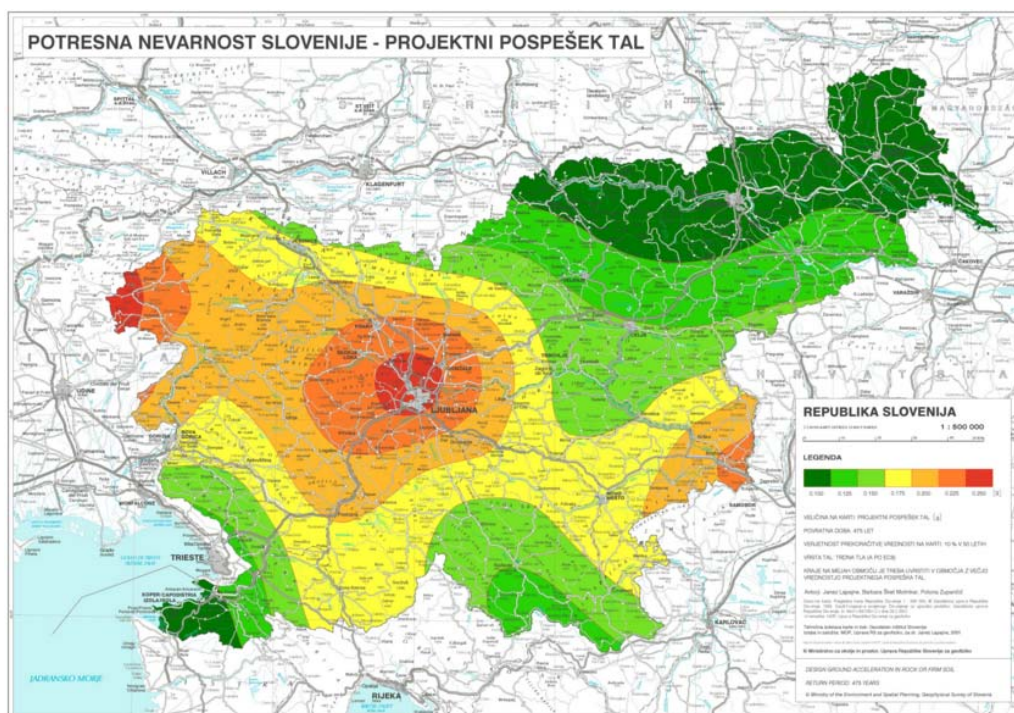
Potresno nevarnost ocenjujemo z idealiziranimi spektri odziva, ki odražajo pričakovane značilnosti potresnega gibanja tal. Za izbrani tip tal na lokaciji objekta, so določeni pripadajoči parametri, ki so zbrani v preglednici 21. Objekt leži na tleh tipa B: zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj 10 m, pri katerih mehanske značilnosti z globino postopoma naraščajo.

Preglednica 21: Parametri nosilnih tal konstrukcije

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

SIST EN 1998-1:2005 potresno nevarnost za potresna območja določa z referenčno vrednostjo največjega pospeška a_{gR} za tip tal A. Vrednost dobimo v karti potresne nevarnosti Slovenije (Slika 20), ki je za Domžale $a_{gR} = 0,25g$. Objekt uvrstimo v kategorijo pomembnosti II (običajne stavbe; npr. stanovanjske, poslovne,...), s faktorjem pomembnosti $\gamma_i = 1,0$ (SIST EN 1998-1:2005, preglednica 4.3). Določimo projektni pospešek tal:

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_i = 0,25g \cdot 1,0 = 0,25g$$



Slika 20: Karta potresne nevarnosti - projektni pospešek tal

Za vodoravni komponenti potresnega vpliva je projektni spekter $S_d(t)$ določen z izrazi (SIST EN 1998-1:2005 3.2.2.5. 3(P)):

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

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

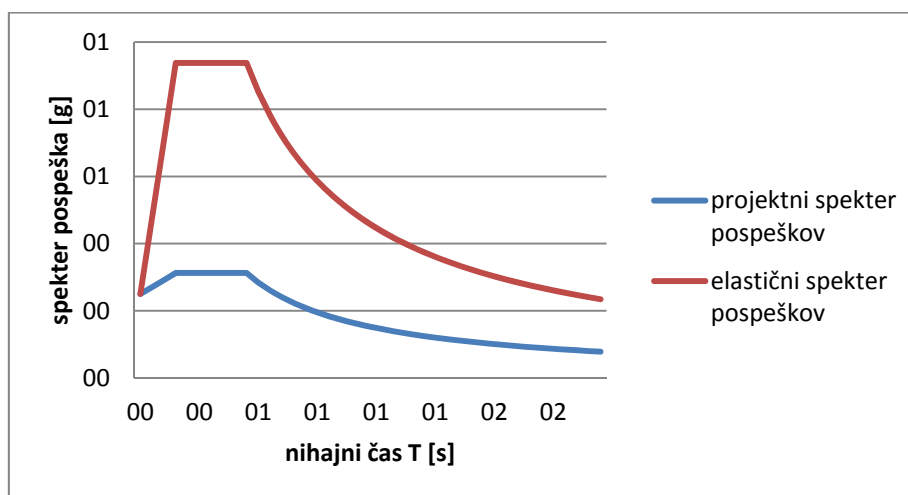
$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g, \quad \beta = 0,2$$

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

kjer je $S_d(T)$ projektni spekter odziva, T nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo, a_g projektni pospešek za tla tipa A. T_B , T_C , T_D so mejne vrednosti nihajnega časa na območju spektra za

intervale tipičnih oblik grafa, S je faktor tal, q faktor obnašanja, β pa faktor, ki določa spodnjo mejo pospeška pri daljših nihajnih časih.

Projektni spekter se od elastičnega razlikuje v tem, da upošteva redukcijo potresnih sil, zaradi sposobnosti konstrukcije za sipanje energije in zaradi dodatne nosilnosti. Redukcijo sil dobimo z upoštevanjem faktorja obnašanja q . Elastični in projektni (S_d) spekter pospeškov prikazuje slika 21.



Slika 21: Elastični in projektni spektri pospeškov obravnavane konstrukcije

3.5.2 Faktor obnašanja q

Faktor obnašanja q upošteva možnost sipanja energije v določenih delih konstrukcije in je odvisen od njene duktilnosti. Osnovna vrednost faktorja obnašanja q_0 za pravilne stavbe po višini je določena v SIST EN1998-1: 2005- preglednica 5.1, za različne tipe konstrukcije in stopnjo duktilnosti. Za obravnavan objekt lahko predpostavimo, da je konstrukcijski sistem v obeh smereh tipa "sistem nepovezanih (konzolnih) sten". V kolikor predpostavimo srednjo stopnjo duktilnosti ("DCM"), je osnovna vrednost faktorja obnašanja $q_0 = 3$. Preveriti moramo ali stavba ustreza pogojem za pravilnost konstrukcije po višini. Ti pogoji so:

- elementi, ki prenašajo horizontalno obtežbo in imajo različne višine, morajo potekati neprekinjeno od temeljev do vrha,
- togost in masa v vodoravni smeri morata biti konstantni v vseh etažah ali se zmanjševati postopoma proti vrhu stavbe.

Objekt ustreza obema pogojema, saj stene potekajo neprekinjeno do vrha, masa pa se postopoma manjša proti vrhu ali pa je konstantna, kar je dokazano v točki 3.5.3 »račun mas po etažah«.

Faktor obnašanja načeloma določimo za vsako smer posebej z enačbo (SIST EN 1998-1: 2005; 5.2.2.2):

$$q_x = q_0 \cdot k_{w,x} \geq 1,5$$

$$q_y = q_0 \cdot k_{w,y} \geq 1,5$$

Pri tem je k_w faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami in je za posamezno smer enak:

$$0,5 \leq k_w = \frac{1 + \alpha_0}{3} \leq 1$$

$$x \text{ smer: } \alpha_0 = \sum \frac{h_{wi}}{l_{wi}} = \frac{8 \cdot 13}{4 \cdot 7,5 + 4 \cdot 3,15} = 2,44 \quad \rightarrow \quad k_w = \frac{1 + 2,44}{3} = 1,14$$

$$y \text{ smer: } \alpha_0 = \sum \frac{h_{wi}}{l_{wi}} = \frac{14 \cdot 13}{8 \cdot 2 + 4 \cdot 5 + 2 \cdot 5,30} = 3,9 \quad \rightarrow \quad k_w = \frac{1 + 3,9}{3} = 1,63$$

Ker sta vrednosti faktorja k_w za obe smeri potresa večji od 1, upoštevamo maksimalno dovoljeno vrednost $k_w = 1$.

$$q_x = 3 \cdot 1,0 = 3$$

$$q_y = 3 \cdot 1,0 = 3$$

3.5.3 Račun mas po etažah

Maso konstrukcije skoncentriramo na nivoju posamezne etažne in strešne plošče tako, da masi plošče prištejemo maso vertikalnih elementov (AB stene, fasade, predelne stene) za polovico spodnje in polovico zgornje etaže glede na posamezno ploščo. Maso sestavljajo lastna teža, stalna teža in del koristne obtežbe plošče. Slednjo zmanjšamo s koeficientom ψ_E , ki upošteva majhno verjetnost, da bo v času potresa koristna obtežba delovala s polno vrednostjo. Maso izračunamo z naslednjo kombinacijo:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{E,i} Q_{k,i}$$

kjer je $G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalnega vpliva, $Q_{k,i}$ karakteristična vrednost spremenljivega vpliva in $\Psi_{E,i}$ kombinacijski faktor za potres, ki ga določimo z enačbo:

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

Faktor φ upošteva verjetnost, da vse etaže hkrati niso maksimalno obremenjene in je za vrhno etažo (streha) $\varphi = 1$, za spodnje etaže pa $\varphi = 0,5$. Priporočeno vrednost kombinacijskega faktorja $\Psi_{2,i}$ odčitamo iz preglednice A.1.1 v SIST EN 1990:2004, ki je enak $\Psi_{2,i} = 0,3$ za kategorijo B.

3.5.3.1 Masa na koti strešne plošče +13.00 m

Stalna obtežba:

strešna plošča ($g = 6,67 \text{ kN/m}^2$):	$23 \cdot 32,8 \cdot 6,67$	= 5029,9 kN
AB stene v 4. etaži ($b = 0,3\text{m}$; $\gamma_{AB} = 25 \text{ kN/m}^3$):	$88 \cdot 0,3 \cdot 3/2 \cdot 25$	= 990,0 kN
opečni zid v 4. etaži ($g = 1,83 \text{ kN/m}^2$):	$72,8 \cdot 3/2 \cdot 1,83$	= 199,8 kN
fasada v 4. etaži ($g_f = 3,0 \text{ kN/m}$):	$105,6 \cdot 0,5 \cdot 3,0$	= <u>158,4 kN</u>
		$G_{4.et.} = 6378,1 \text{ kN}$

Spremenljiva obtežba:

Spremenljiva obtežba na strehi je sneg, ki ima kombinacijski faktor $\Psi_2 = 0$, kar pomeni, da ga ne kombiniramo s potresom.

Skupna teža oziroma masa na višini strešne plošče:

$$W_{4.et.} = G_{4.et.} = 6378,1 \text{ kN}$$

$$m_{4.et.} = \frac{W_{4.et.}}{9,81} = 650,16 \text{ t}$$

3.5.3.2 Masa na koti etažne plošče +10,00 m

Stalna obtežba:

etažna plošča ($g = 7,71 \text{ kN/m}^2$):	$733,78 \cdot 7,71$	= 5657,4 kN
AB stene v 4. etaži ($b = 0,3\text{m}$):	$88 \cdot 0,3 \cdot 3/2 \cdot 25$	= 990,0 kN
AB stene v 3. etaži ($b = 0,3\text{m}$):	$88 \cdot 0,3 \cdot 3/2 \cdot 25$	= 990,0 kN
opečni zid v 4. etaži ($g = 1,83 \text{ kN/m}^2$):	$72,8 \cdot 3/2 \cdot 1,83$	= 199,8 kN
opečni zid v 3. etaži ($g = 1,83 \text{ kN/m}^2$):	$72,8 \cdot 3/2 \cdot 1,83$	= 199,8 kN
fasada v 4. etaži ($g_f = 3,0 \text{ kN/m}$):	$105,6 \cdot 0,5 \cdot 3,0$	= 158,4 kN
fasada v 3. etaži ($g_f = 3,0 \text{ kN/m}$):	$105,6 \cdot 0,5 \cdot 3,0$	= 158,4 kN
stopniščna rama ($g = 8,02 \text{ kN/m}^2$):	$2,88 \cdot 8,02$	= 23,1 kN
podest (1/2) ($g = 4,92 \text{ kN/m}^2$):	$0,5 \cdot 2,88 \cdot 4,92$	= 7,1 kN
balkonska ograja ($g_o = 0,74 \text{ kN/m}$):	$71,6 \cdot 0,74$	= <u>53,0 kN</u>
		$G_{3.et.} = 8437,0 \text{ kN}$

Spremenljiva obtežba:

etažna plošča ($q = 3,8 \text{ kN/m}^2$):	$653,13 \cdot 3,8$	= 2481,9 kN
balkon ($q = 2,5 \text{ kN/m}^2$):	$98,4 \cdot 2,5$	= 246,0 kN
stopniščno jedro ($q = 3 \text{ kN/m}^2$):	$2,88 \cdot 3$	= 8,6 kN
stopniščna rami ($q = 3 \text{ kN/m}^2$):	$2,88 \cdot 3$	= 8,6 kN
podest (1/2) ($q = 3 \text{ kN/m}^2$):	$0,5 \cdot 2,88 \cdot 3$	= <u>4,3 kN</u>
		$Q_{3.et.} = 2749,5 \text{ kN}$

Skupna teža oziroma masa na višini etažne plošče +10,00 m:

$$W_{3.et.} = G_{3.et.} \cdot 0,5 \cdot 0,3 \cdot Q_{3.et.} = 8849,5 \text{ t}$$

$$m_{3.et.} = \frac{W_{3.et.}}{9,81} = 902,1 \text{ t}$$

3.5.3.3 Masa na koti etažne plošče +7,00 m

Stalna obtežba:

etažna plošča ($g = 7,71 \text{ kN/m}^2$):	$733,78 \cdot 7,71$	= 5657,4 kN
AB stene v 3. in 2. etaži ($b = 0,3\text{m}$):	$2 \cdot 88 \cdot 0,3 \cdot 3/2 \cdot 25$	= 1980,0 kN
opečni zid v 3. in 2. etaži ($g = 1,83 \text{ kN/m}^2$):	$2 \cdot 72,8 \cdot 3/2 \cdot 1,83$	= 399,7 kN
fasada v 3. in 2. etaži ($g_f = 3,0 \text{ kN/m}$):	$2 \cdot 105,6 \cdot 0,5 \cdot 3$	= 316,8 kN
dve stopniščni rami ($g = 8,02 \text{ kN/m}^2$):	$2 \cdot 2,88 \cdot 8,02$	= 46,2 kN
podest ($g = 4,92 \text{ kN/m}^2$):	$2,88 \cdot 4,92$	= 14,1 kN
balkonska ograja ($g_o = 0,74 \text{ kN/m}$):	$71,6 \cdot 0,74$	= <u>53,0 kN</u>
		$G_{2.et.} = 8467,2 \text{ kN}$

Spremenljiva obtežba:

etažna plošča ($q = 3,8 \text{ kN/m}^2$):	$653,13 \cdot 3,8$	= 2481,9 kN
balkon ($q = 2,5 \text{ kN/m}^2$):	$98,4 \cdot 2,5$	= 246,0 kN
stopniščno jedro ($q = 3 \text{ kN/m}^2$):	$2,88 \cdot 3$	= 8,6 kN
dve stopniščni rami ($q = 3 \text{ kN/m}^2$):	$2 \cdot 2,88 \cdot 3$	= 17,3 kN
podest ($q = 3 \text{ kN/m}^2$):	$2,88 \cdot 3$	= <u>8,6 kN</u>
		$Q_{2.et.} = 2762,4 \text{ kN}$

Skupna teža oziroma masa na višini medetažne plošče +7,00 m:

$$W_{2.et.} = G_{2.et.} \cdot 0,5 \cdot 0,3 \cdot Q_{2.et.} = 8881,6 \text{ kN}$$

$$m_{2.et.} = \frac{W_{2.et.}}{9,81} = 905,4 \text{ t}$$

3.5.3.4 Masa na koti etažne plošče +4,00 m

Stalna obtežba:

etažna plošča ($q = 3,8 \text{ kN/m}^2$):	$653,13 \cdot 3,8$	= 2481,9 kN
AB stene v 2. etaži ($b = 0,3\text{m}$; $h = 3\text{m}$):	$88 \cdot 0,3 \cdot 3/2 \cdot 25$	= 990,0 kN
AB stene v 1. etaži ($b = 0,3\text{m}$; $h = 4\text{m}$):	$88 \cdot 0,3 \cdot 4/2 \cdot 25$	= 1320,0 kN
opečni zid v 2. etaži ($g = 1,83 \text{ kN/m}^2$):	$72,8 \cdot 3/2 \cdot 1,83$	= 199,8 kN
opečni zid v 1. etaži ($g = 1,83 \text{ kN/m}^2$):	$72,8 \cdot 4/2 \cdot 1,83$	= 266,4 kN
fasada v 2. etaži ($g_f = 3,0 \text{ kN/m}$):	$105,6 \cdot 0,5 \cdot 4,5$	= 158,4 kN

fasada v 1. etaži ($g_f = 4,0$ kN/m):	$105,6 \cdot 0,5 \cdot 4,0$	= 211,2 kN
dve stopnišni rami ($g = 8,02$ kN/m ²):	$2 \cdot 2,88 \cdot 8,02$	= 46,2 kN
podest ($g = 4,92$ kN/m ²):	$2,88 \cdot 4,92$	= 14,1 kN
balkonska ograja ($g_o = 0,74$ kN/m):	$71,6 \cdot 0,74$	= <u>53,0 kN</u>
		$G_{1.et.} = 8916,6$ kN

Spremenljiva obtežba:

Spremenljiva obtežba je enaka kot na koti +7,00m. Izračunamo še skupno težo oziroma skupno maso na koti 4,00 m:

$$Q_{1.et.} = 2762,4 \text{ kN}$$

$$W_{1.et.} = G_{1.et.} \cdot 0,5 \cdot 0,3 \cdot Q_{1.et.} = 9331,0 \text{ kN}$$

$$m_{1.et.} = \frac{W_{3.et.}}{9,81} = 951,2 \text{ t}$$

3.5.4 Masno središče in vpliv naključne torzije

Ker je tloris v obeh smereh simetričen, predpostavimo, da masno središče leži v geometrijskem središču tlorisa plošče. Na idealiziranem računskem modelu določimo sledeče geometrijske karakteristike.

ploščina:

$$A = 747,5 \text{ m}^2$$

vztrajnostni moment:

$$I_x = 32952,3 \text{ m}^4$$

$$I_y = 65795,6 \text{ m}^4$$

vztrajnostni polmer:

$$r^2 = \frac{I_x + I_y}{A} = \frac{32952,3 + 65795,6}{747,5} = 131,1 \text{ m}^2$$

Zaradi negotovosti, da masa leži v izbrani točki in zaradi prostorskega spreminjanja potresnega vpliva, v vsaki etaži pomaknemo težišče mas za naključno ekscentričnost v obeh smereh, ki je:

$$e_x = 0,05 \cdot L_x = 0,05 \cdot 32,5 \text{ m} = 1,63 \text{ m}$$

$$e_y = 0,05 \cdot L_y = 0,05 \cdot 23,0 \text{ m} = 1,15 \text{ m}$$

Sedaj lahko v definirane masne točke vsake etaže v računskem modelu, dodamo izračunano maso v x in y smeri in masni vztrajnostni moment, ki ga dobimo z izrazom $M_{Rz,i} = m_i \cdot r^2$, v i -ti etaži.

Vrednosti etažnih mas in masnih vztrajnostnih momentov zberemo v preglednici 22.

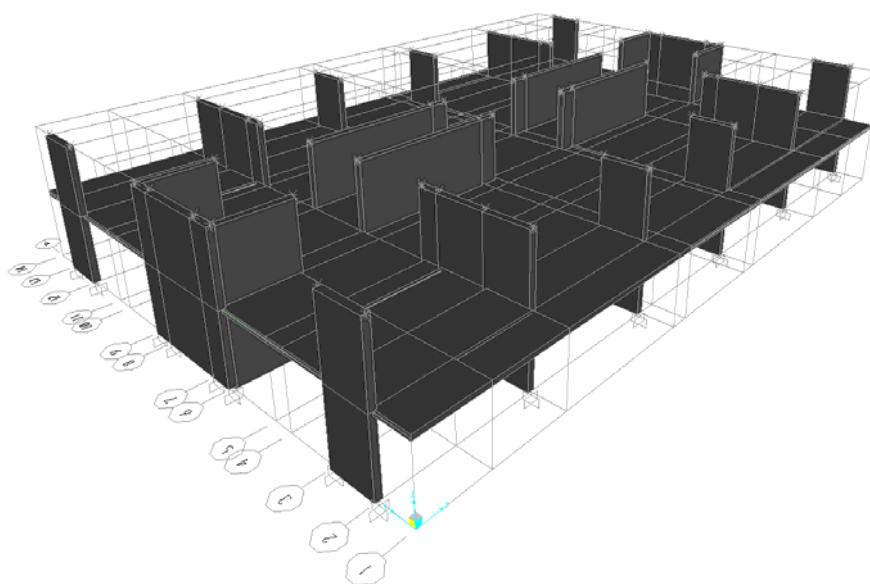
Preglednica 22: Etažne mase in masni vztrajnostni momenti

št. etaže	m_{xi} [t]	m_{yi} [t]	$M_{Rz,i}$ [tm ²]
4	650,2	650,2	85889
3	902,1	902,1	119169
2	905,4	905,4	119602
1	951,2	951,2	125654

4 ANALIZA MEDETAŽNE PLOŠČE

4.1 Idealiziran računski model plošče

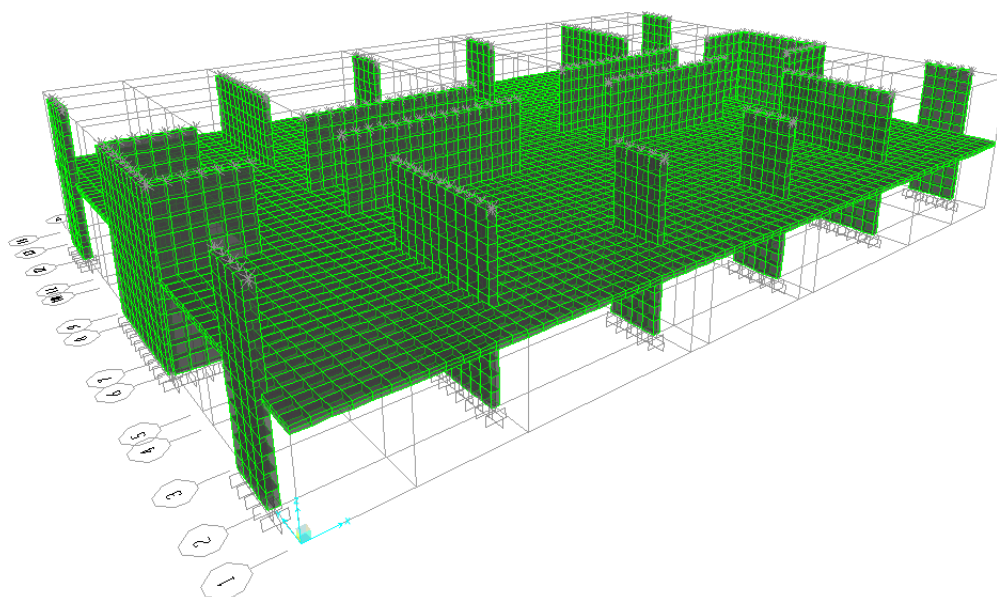
Za analizo in dimenzioniranje tipične medetažne plošče smo izdelali idealiziran računski model v programu SAP2000, ki je zasnovan na metodi končnih elementov. Poleg plošče smo v model vključili tudi stene pod in nad obravnavanim nivojem. Na ta način smo natančneje modelirali vpetost plošče v vertikalne nosilne elemente. Tako ploščo kot stene smo modelirali s ploskovnimi končnimi elementi tipa "Shell-Thin", s katerimi upoštevamo membransko in upogibno deformiranje plošče, zanemarimo pa strižne deformacije plošče. Idealiziran računski model plošče prikazujemo na sliki 22.



Slika 22: Idealiziran računski model plošče

V modelu je bila višina sten nad in pod ploščo ravno enaka etažni višini, t.j. 3 m. Stene smo na spodnjem robu tego vneli, na zgornjem robu pa smo jih podprli tako, da je bil omogočen le vertikalni pomik. S tem smo zagotovili, da zunanjo obtežbo, ki učinkuje pravokotno na površino plošče, prevzame samo medetažna plošča, stene pa pri tem ne sodelujejo.

Pri modeliranju smo ploščo razdelili na vzdolžne in prečne pasove. Širina teh pasov je bila odvisna od razporeditve odprtín v plošči ter od razporeditve nosilnih oziroma predelnih sten. V nadaljevanju smo s pomočjo avtomatske generacije pasove razdelili na gostejšo mrežo končnih elementov kot to prikazujemo na sliki 23.

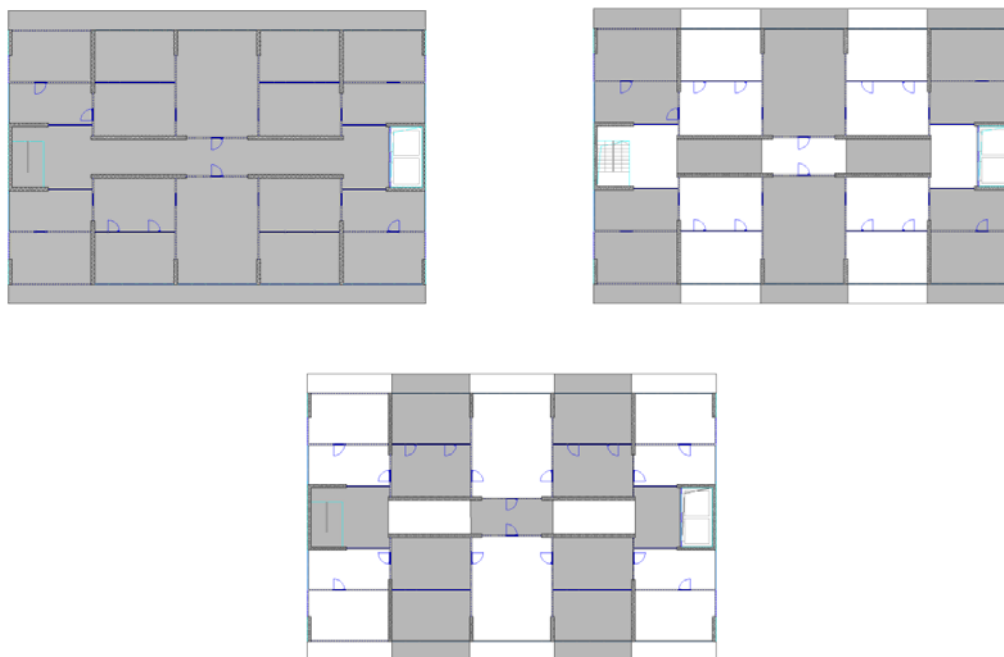


Slika 23: Idealiziran računski model plošče z mrežo končnih elementov

4.2 Upoštevani vplivi

Izmed vplivov, naštetih v 3. poglavju, smo pri analizi plošče upoštevali naslednje stalne oziroma spremenljive vplive:

- lastno in stalno težo plošče: upoštevali smo jo kot enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo po površini plošče $g = 7,71 \text{ kN/m}^2$,
- lastno in stalno težo stopnic: upoštevali smo akcijo stopniščne rame na prosti rob plošče v stopniščnem jedru in sicer kot enakomerno linijsko obtežbo $g = 9,62 \text{ kN/m}$,
- lastno težo predelnih opečnih zidov: upoštevali smo jo kot enakomerno linijsko obtežbo na mestu zidov $g_1 = 5,09 \text{ kN/m}$,
- lastno težo mavčno-kartonskih predelnih sten: upoštevali smo jo z nadomestno enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo $q = 0,8 \text{ kN/m}^2$, ki smo jo prišteli h koristni obtežbi,
- teža fasade: upoštevali smo jo kot enakomerno linijsko obtežbo na zunanjem robu plošče $g_f = 4 \text{ kN/m}$ in sicer le tam, kjer na ovoju stavbe ni sten,
- teža balkonske ograje: upoštevali smo jo kot enakomerno linijsko obtežbo na prostem robu plošče $q = 0,74 \text{ kN/m}$,
- koristna obtežba (spremenljivi vpliv): upoštevali smo jo kot enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo po površini plošče $q = 3,0 \text{ kN/m}^2$. Razporedili smo jo na tri različne načine z namenom doseganja najneugodnejših učinkov koristne obtežbe v obravnavani plošči. Upoštevane razporeditve prikazujemo na sliki 24.



Slika 24: Različni načini razporeditve koristne obtežbe po površini obravnavane plošče

Ostalih vplivov (obtežba snega, obtežba vetra, potresna obtežba, teža ostalih nosilnih elementov) pa pri analizi medetažne plošče nismo upoštevali. Učinkujejo le posredno, zato lahko predpostavimo, da je njihov vpliv na obravnavano ploščo zanemarljiv.

4.3 Obtežne kombinacije za mejna stanja nosilnosti

Obravnavana plošča je torej izpostavljena enemu stalnemu vplivu (vsa lastna in stalna obtežba) in enemu spremenljivemu vplivu – koristni obtežbi. Skladno z določili iz SIST EN 1990: 2004 ploščo projektiramo po metodi mejnih stanj nosilnosti. Pri tem moramo zagotoviti, da so projektne vrednosti učinkov vplivov E_d , t.j. projektne vrednosti notranjih sil v plošči, manjše od projektne vrednosti pripadajočih odpornosti R_d . Projektne vrednosti notranjih sil pa izračunamo s pomočjo izdelanega idealiziranega računskega modela plošče, pri čemer lastno in stalno obtežbo ter koristno obtežbo na plošči kombiniramo skladno s pravilom za kombinacijo vplivov za stalna in začasna projektna stanja (osnovne kombinacije vplivov), ki ga formalno zapišemo kot:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4-1)$$

Pri tem je $G_{k,j}$ karakteristična vrednost j -tega stalnega vpliva, $Q_{k,1}$ je karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva, $Q_{k,i}$ pa je karakteristična vrednost i -tega spremljajočega spremenljivega vpliva.

V izrazu (4-1) je γ_G varnostni faktor za stalne vplive, γ_Q pa varnostni faktor za spremenljive vplive.

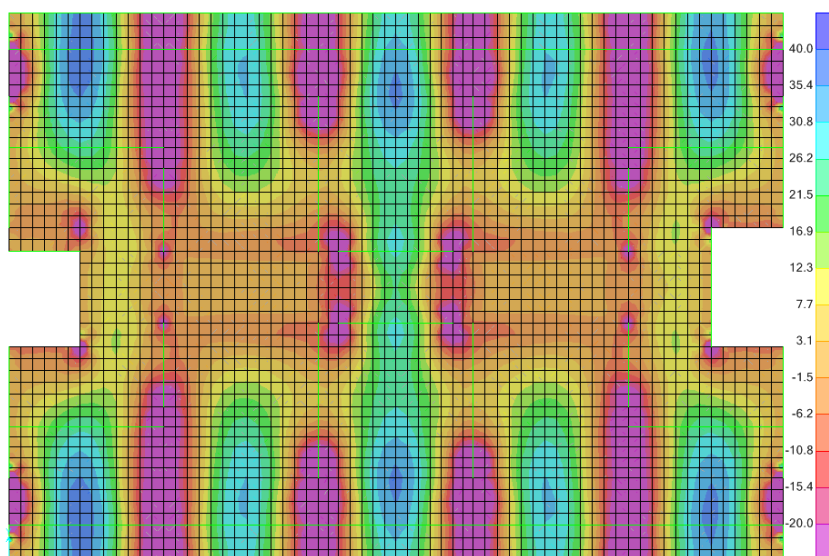
V preglednici 23 za obravnavano medetažno ploščo predstavimo tri različne kombinacije stalne in koristne obtežbe s pripisanimi varnostnimi faktorji γ_G in γ_Q . Pri tem z q_1 , q_2 in q_3 označimo tri načine razporeditve koristne obtežbe po površini plošče kot to prikazuje slika 24.

Preglednica 23: Obtežne kombinacije za medetažno ploščo

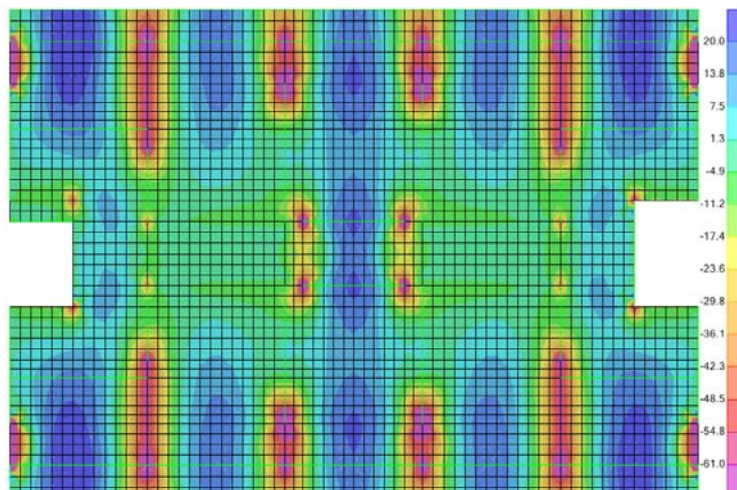
OBTEŽNI PRIMERI	K1	K2	K3
stalna + lastna teža	1,35g	1,35g	1,35g
koristna obtežba	1,5 q_1	1,5 q_2	1,5 q_3

4.4 Projektne obremenitve v plošči

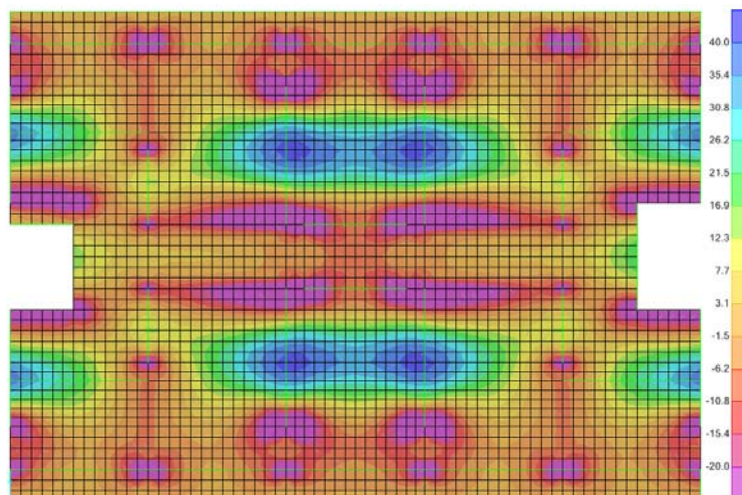
Kot smo že predhodno omenili, projektne vrednosti obremenitev v plošči izračunamo s pomočjo idealiziranega računskega modela, ki smo ga izdelali v programu SAP2000. Ker imamo tri različne osnovne kombinacije stalne in koristne obtežbe, v nadaljevanju predstavimo ovojnico obremenitev in sicer za upogibna momenta M_{xx} in M_{yy} ter torzijski moment M_{xy} . Na slikah 25 in 26 prikažemo maksimalne in minimalne projektne vrednosti upogibnih momentov M_{xx} , na slikah 27 in 28 maksimalne in minimalne projektne vrednosti momentov M_{yy} , na slikah 29 in 30 pa maksimalne in minimalne projektne vrednosti torzijskih momentov M_{xy} . Vse vrednosti obremenitev so v kNm/m.



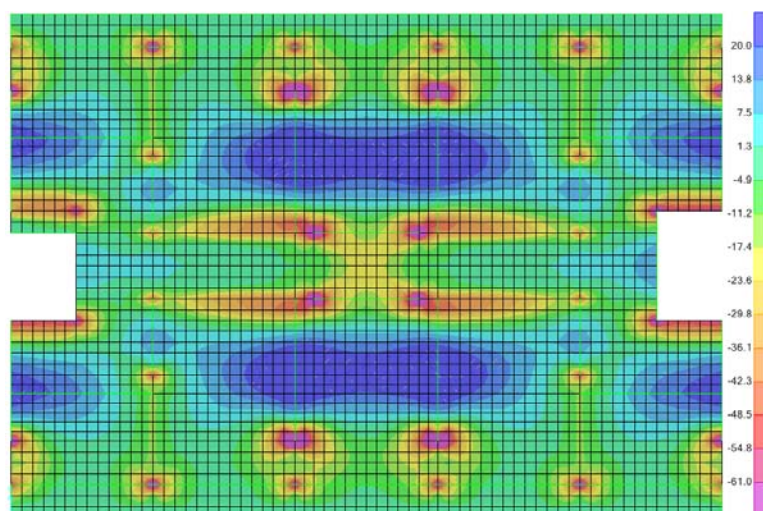
Slika 25: Ovojnica maksimalnih projektne vrednosti upogibnih momentov M_{xx}



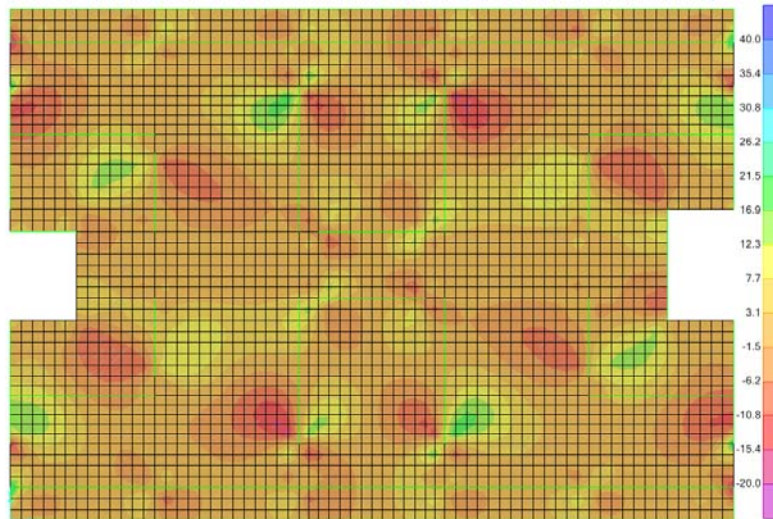
Slika 26: Ovojnica minimalnih projektih vrednosti upogibnih momentov M_{xx}



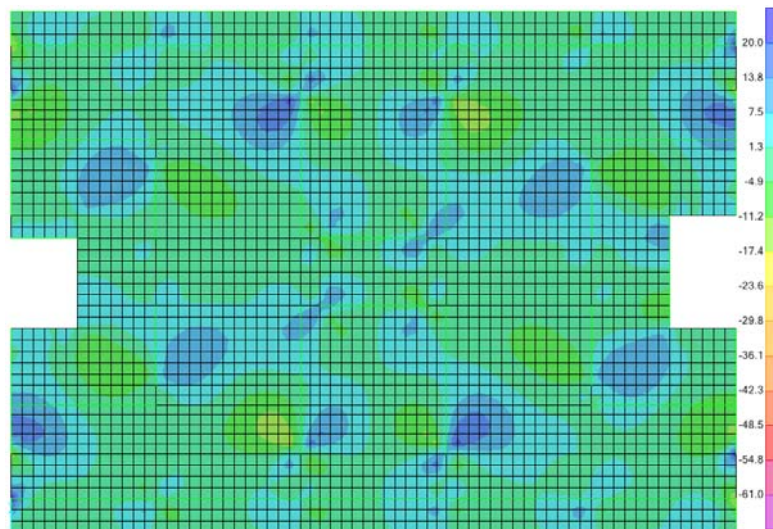
Slika 27: Ovojnica maksimalnih projektih vrednosti upogibnih momentov M_{yy}



Slika 28: Ovojnica minimalnih projektih vrednosti upogibnih momentov M_{yy}

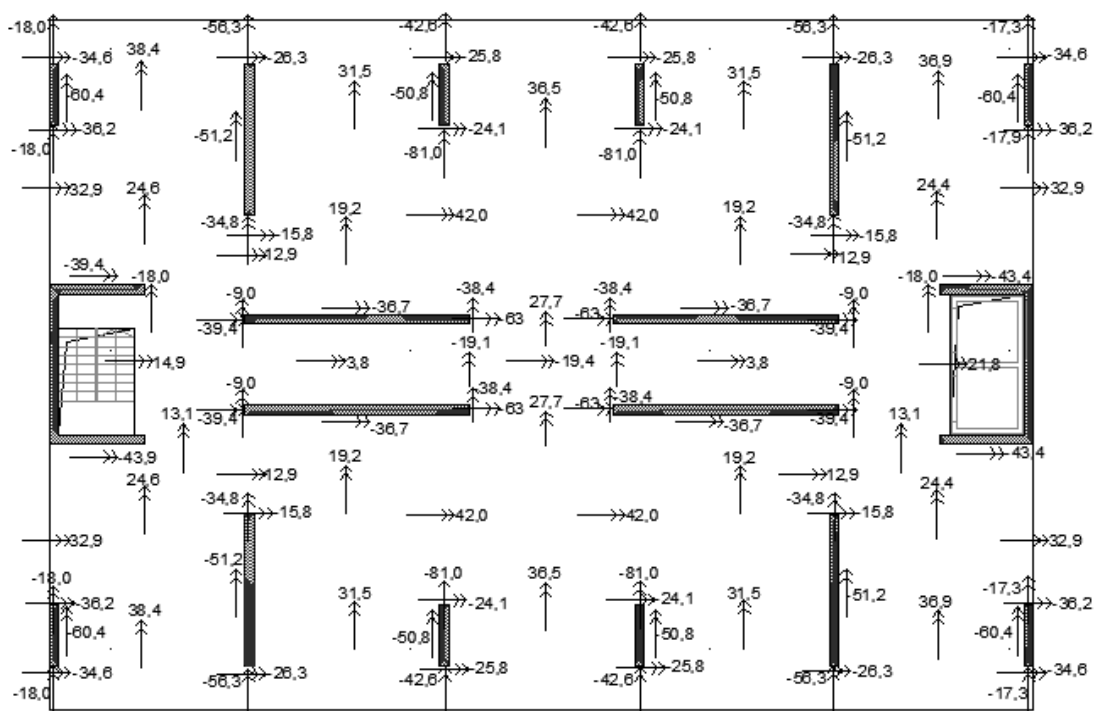


Slika 29: Ovojnica maksimalnih projektnih vrednosti torzijskih momentov M_{xy}



Slika 30: Ovojnica minimalnih projektnih vrednosti torzijskih momentov M_{xy}

Na sliki 31 prikažemo še izpis projektnih vrednosti upogibnih momentov na značilnih mestih obravnavane medetažne plošče. Na koncih sten se v idealiziranem računskem modelu plošče pojavijo izrazite konice obremenitev, saj v modelu ne upoštevamo dejanske debeline stene, pač pa je na teh mestih plošča podprta le linijsko. Zato na mestih takšnih konic upogibne momente odčitamo nekoliko stran in sicer na namišljenem stiku plošče s koncem stene z debelino 30 cm.



Slika 31: Izpis projektnih vrednosti upogibnih momentov na značilnih mestih obravnavane medetažne plošče

4.5 Dimenzioniranje vzdolžne armature v ploči

Najprej določimo najmanjši zahtevan prerez vzdolžne natezne armature v glavni smeri in sicer skladno z SIST EN 1992-1-1; člen 9.2.1.1 :

$$A_{s,\min} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \cdot \frac{0,26}{50} \cdot 100 \cdot 18 = 2,43 \\ 0,0013 b_t d = 0,0013 \cdot 100 \cdot 18 = 2,34 \end{cases} = 2,43 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (4-2)$$

V izrazu (4-2) je f_{ctm} povprečna natezna trdnost betona, b_t je širina natezne cone prereza, d pa je statična višina prereza.

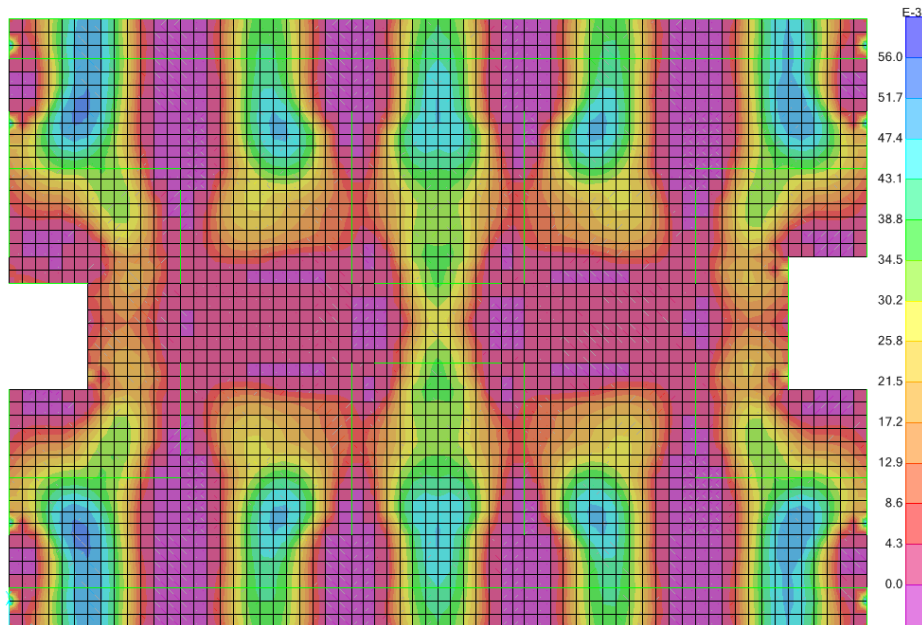
Potrebno količino vzdolžne armature v ploči izračunamo s pomočjo idealiziranega računskega modela plošče v programu SAP2000. Pri tem si nekatere parametre v programu izberemo tako, da so dobljene količine potrebne armature primerljive s količinami, ki jih določimo s pomočjo tabel za dimenzioniranje pravokotnega prečnega prereza na osno-upogibno obremenitev (Rogač, Saje, Lozej, 1989). V preglednici 24 prikažemo vrednosti potrebne armature v dveh značilnih prerezih obravnavane plošče in sicer po določitvi prostih parametrov računa armature v programu SAP2000.

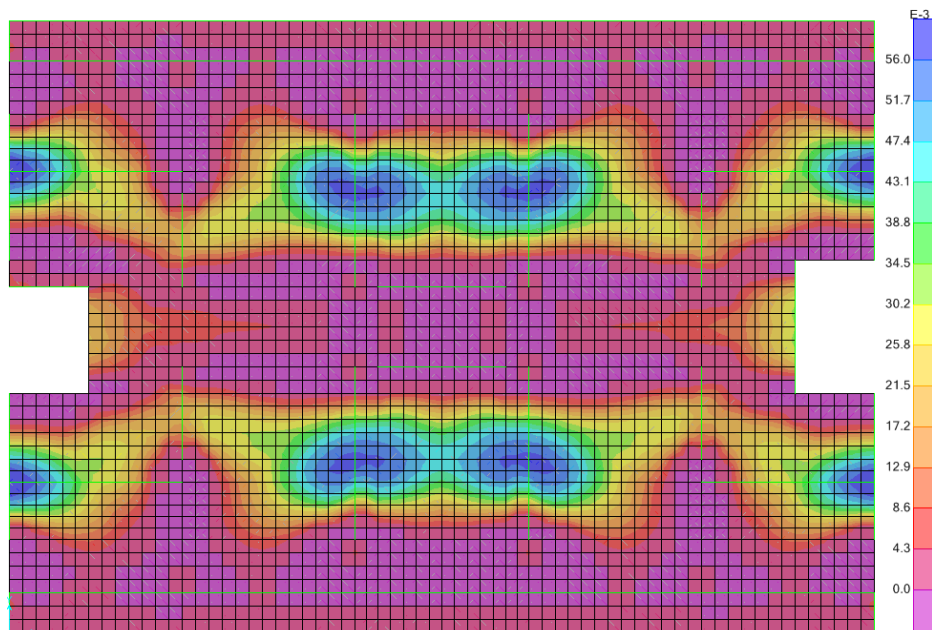
Preglednica 24: Potrebna armatura izračunana s tabelami za dimenzioniranje in v programu SAP2000

obravnavan prečni prerez	M_{Ed} [kNm/m]	$A_{s,potrebni}$ [cm ² /m]	
		tabela	SAP2000
v polju	42,0	5,7	5,8
ob podpori	-60,4	8,3	8,7

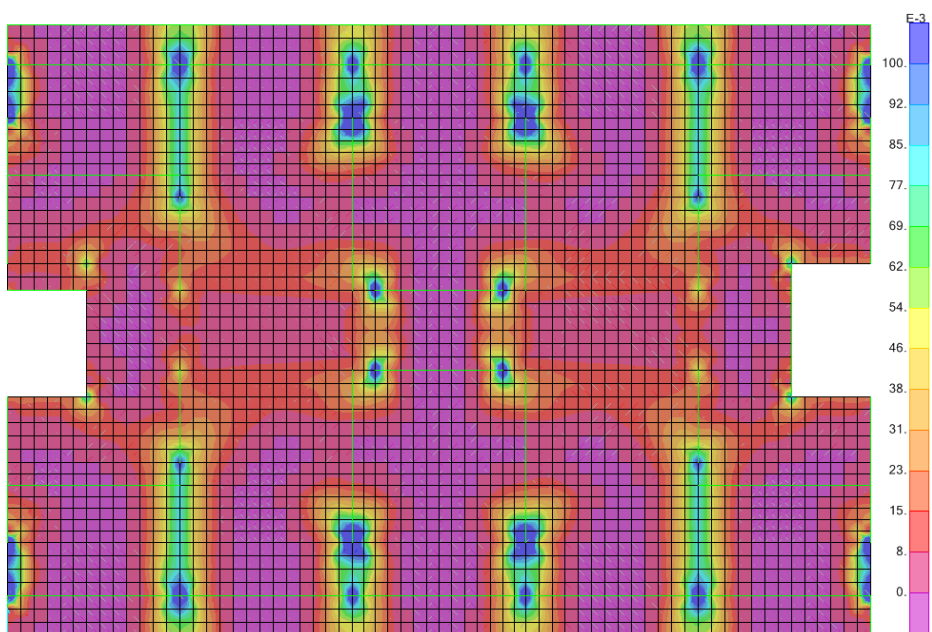
Pri tem projektno vrednost momenta M_{Ed} določimo po pravilu Wood-Armer, t.j. $M_{xx}^* = M_{xx} \pm M_{xy}$ oziroma $M_{yy}^* = M_{yy} \pm M_{xy}$.

Na slikah 32 in 33 prikažemo potrebno količino spodnje armature in sicer ločeno za vzdolžno (smer x) in prečno smer plošče (smer y), na slikah 34 in 35 pa potrebno količino zgornje armature, prav tako ločeno za smer x in y . Količine so podane v cm²/cm.

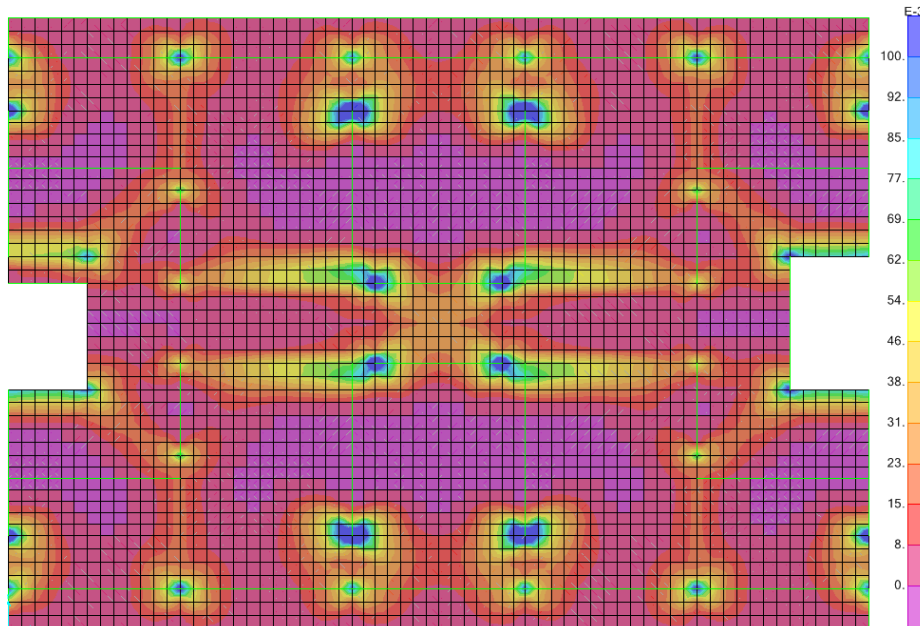
Slika 32: Potrebna količina spodnje armature v smeri osi x



Slika 33: Potrebna količina spodnje armature v smeri osi y

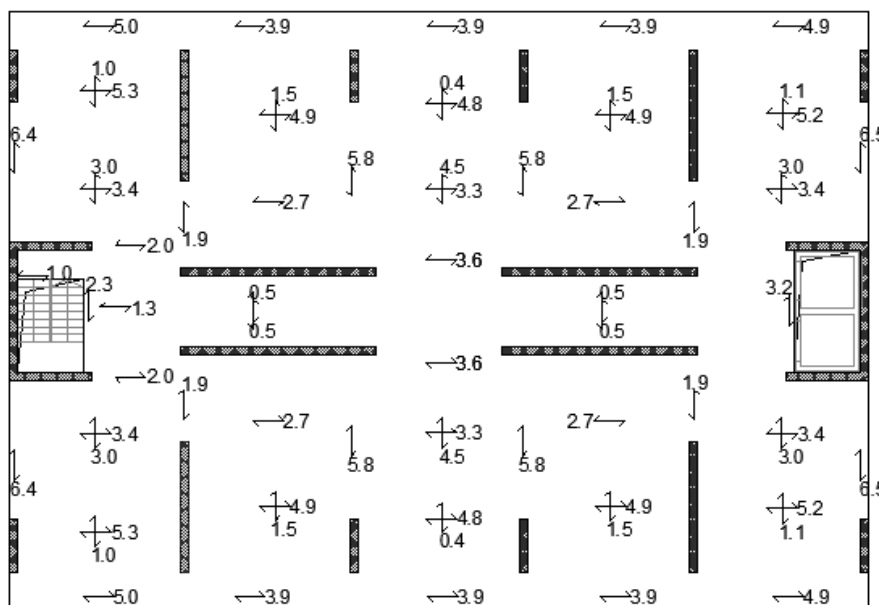


Slika 34: Potrebna količina zgornje armature v smeri osi x

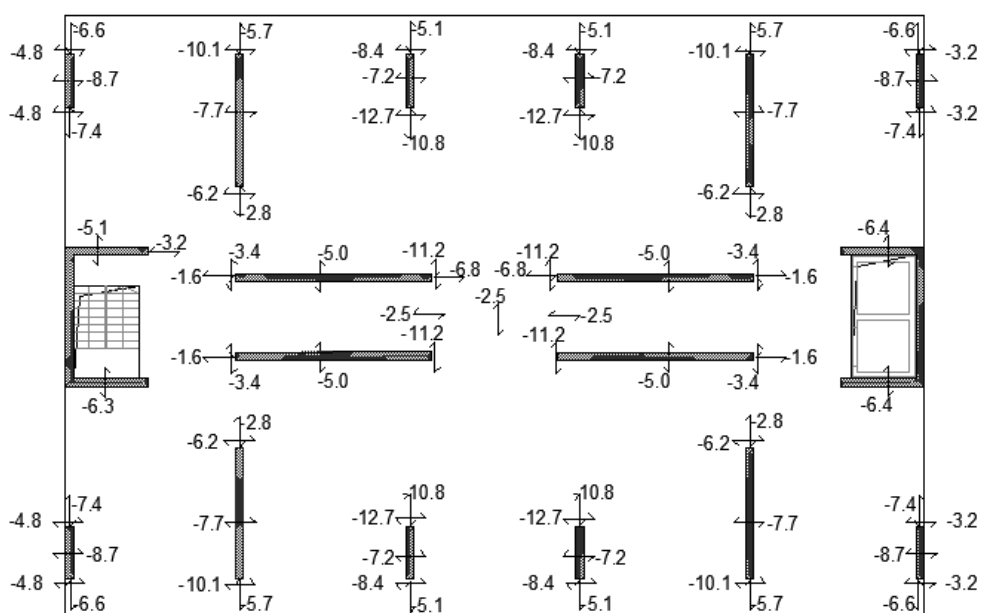


Slika 35: Potrebna količina zgornje armature v smeri osi y

Izveček potrebne količine spodnje oziroma zgornje vzdolžne armature na značilnih mestih v obravnavani medetažni plošči, pa prikažemo na sliki 35 (spodnja) oziroma na sliki 36 (zgornja armatura). Vrednosti so podane v cm^2/m . Sliki nam služita kot podloga pri izdelavi armaturnih načrtov plošče.



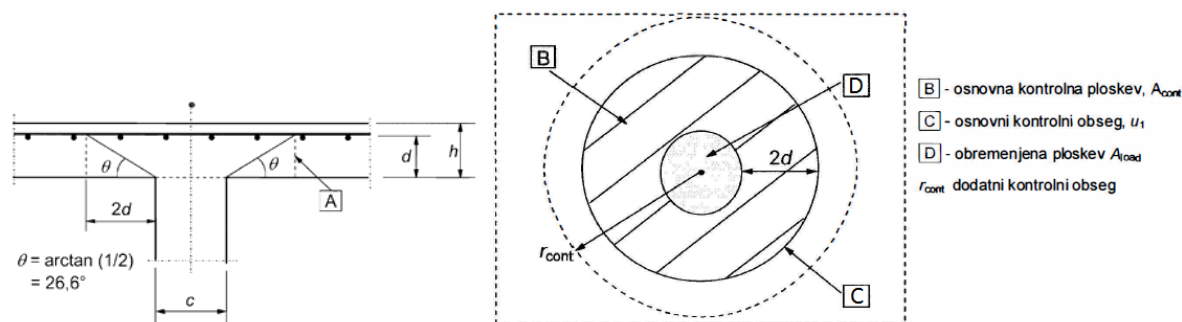
Slika 36: Izveček potrebne količine spodnje armature na značilnih mestih obravnavane plošče



Slika 37: Izvleček potrebne količine zgornje armature na značilnih mestih obravnavane plošče

4.6 Kontrola preboja plošče

Pri zagotavljanju varnosti proti preboju plošče moramo preprečiti, da bi zaradi prevelike strižne obremenitve prišlo do t.i. iztrganja plošče v obliki prisekanega stožca, ki bi se zgodila v primeru podpiranja plošče s stebrom kvadratnega prečnega prereza oziroma porušitve v obliki prisekane prizme, v primeru podpiranja plošče s steno. Strižne obremenitve, ki bi lahko povzročile preboj plošče, so lahko posledica koncentrirane obtežbe ali reakcije stebra (stene), ki učinkuje na razmeroma majhni površini plošče. Takšno ploskev imenujemo obremenjena ploskev A_{load} in je prikazana na sliki 38 kot območje D. V primeru obravnavane medetažne plošče moramo zagotoviti varnost proti preboju zaradi koncentracije obremenitev v območju podpiranja plošče s stenami.

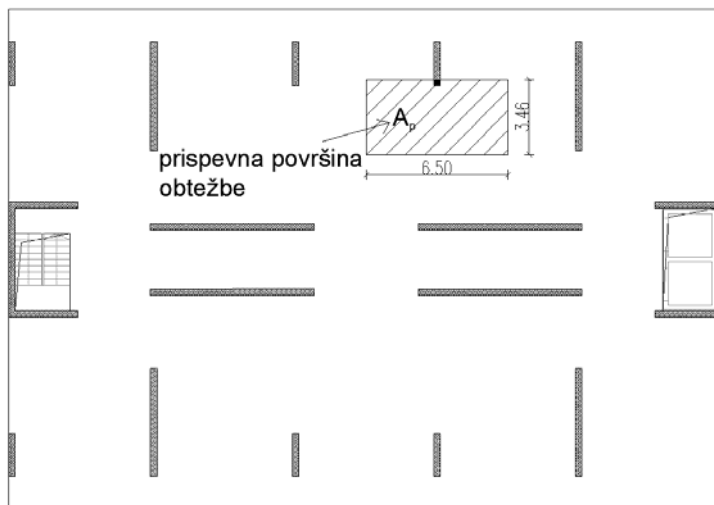


Slika 38: Računski model za kontrolo preboja plošče (SIST EN 1992-1-1: slika 6.12)

4.6.1 Določitev obtežbe in osnovnega kontrolnega obsega

Strižno odpornost plošče moramo preveriti ob robu stene in v t.i. osnovnem kontrolnem obsegu u_1 . Iz rezultatov analize plošče ugotovimo, da se največje koncentracije obremenitev pojavijo na vogalih

krajših sten, zato jih tudi izberemo za kontrolo preboja. Prispevno površino A_p za določitev obremenitve vogala stene ocenimo s pomočjo strešnega pravila in jo prikažemo na sliki 39.

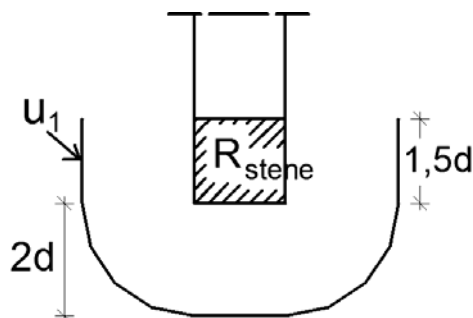


Slika 39: Prispevna površina pri kontroli preboja plošče ob vogalu stene

Prispevna površina znaša:

$$A_p = 6,5 \text{ m} \cdot 3,46 \text{ m} = 22,49 \text{ m}^2.$$

Skladno z določili iz standarda SIST EN 1992-1-1:2004 in priporočili iz literature (Hendy, Smith, 2007) določimo še obremenjeno ploskev A_{load} ter kontrolni obseg u_1 (glej *sliko 40*).



Slika 40: Obremenjena ploskev in osnovni kontrolni obseg u_1 ob vogalu stene

S pomočjo poznanih geometrijskih podatkov izračunamo osnovni kontrolni obseg u_1 ob vogalu stene, ki je:

$$u_1 = 2 \cdot 1,5d + b_{st} + \frac{2\pi \cdot 2d}{2} = 2 \cdot 1,5 \cdot 18,5 + 30 + \frac{2\pi \cdot 2 \cdot 18,5}{2} = 201,7 \text{ cm}.$$

Pri tem je b_{st} debelina stene, d pa je srednja statična višina plošče, ki jo določimo na sledeč način:

$$d = d_{\text{eff}} = \frac{d_y + d_z}{2} = \frac{19 + 18}{2} = 18,5 \text{ cm},$$

kjer sta d_y in d_z statični višini plošče v dveh med seboj pravokotnih smereh:

$$d_y = h - c_{\text{nom}} - \phi / 2 (\text{palice } \phi 10) = 22 - 2,5 - 1,0 / 2 = 19 \text{ cm},$$

$$d_z = d_y - \phi = 19 - 1,0 = 18 \text{ cm}.$$

Projektno vrednost prebojne strižne sile oziroma reakcije V_{Ed} ob vogalu obravnavane stene določimo kot produkt projektne obtežbe plošče q_{Ed} in prispevne površine A_p :

$$V_{\text{Ed}} = R_{\text{stene}} = q_{\text{Ed}} \cdot A_p = 16,11 \cdot 22,49 = 362,3 \text{ kN}.$$

Strižno odpornost plošče moramo preveriti ob vogalu stene in v t.i. osnovnem kontrolnem obsegu u_1 .

4.6.2 Strižna odpornost ob vogalu stene

Ob vogalu stene mora veljati:

$$v_{\text{Ed}} < v_{\text{Rd,max}}, \quad (4-3)$$

kjer je v_{Ed} največja strižna napetost vzdolž obravnavanega kontrolnega obsega, $v_{\text{Rd,max}}$ pa je projektna vrednost največje prebojne strižne odpornosti pri preboju.

Ob vogalu stene je dolžina kontrolnega obsega u_0 sledeča:

$$u_0 = 2 \cdot 1,5d + b_{\text{st}} = 2 \cdot 1,5 \cdot 18,5 + 30 = 85,5 \text{ cm}$$

Največjo strižno napetost vzdolž kontrolnega obsega u_0 izračunamo s pomočjo naslednjega izraza:

$$v_{\text{Ed}} = \beta \frac{V_{\text{Ed}}}{u_0 \cdot d} = 1,5 \cdot \frac{362,3}{85,5 \cdot 18,5} = 0,344 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

kjer je β koeficient, s katerim upoštevamo vpliv ekscentričnosti obtežbe in upogibnih momentov (vrednost $\beta = 1,5$ se običajno uporablja za vogalne stebre). Projektna vrednost največje prebojne strižne odpornosti $v_{\text{Rd,max}}$ pa je:

$$v_{\text{Rd,max}} = 0,5 \cdot v \cdot f_{\text{cd}} = 0,5 \cdot 0,54 \cdot 16,67 \text{ MPa} = 4,50 \text{ MPa} = 0,45 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{\text{ck}}}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{25}{250} \right] = 0,54$$

Ugotovimo, da je pogoj (4-3) izpolnjen, saj je:

$$v_{Ed} = 0,344 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < v_{Rd,max} = 0,45 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

4.6.3 Strižna odpornost v osnovnem kontrolnem obsegu

V osnovnem kontrolnem obsegu u_1 mora veljati:

$$V_{Ed} < V_{Rd,c} \quad (4-4)$$

Pri tem je v_{Ed} največja strižna napetost vzdolž kontrolnega obsega u_1 , $v_{Rd,c}$ pa je projektna vrednost prebojne strižne odpornosti plošče brez strižne armature za preboj.

Največja strižna napetost vzdolž kontrolnega obsega u_1 je:

$$v_{Ed} = 1,5 \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = 1,5 \cdot \frac{362,3}{201,7 \cdot 18,5} = 0,146 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Projektno vrednost prebojne strižne odpornosti brez strižne armature za preboj izračunamo s pomočjo izraza:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}),$$

kjer je:

$$f_{ck} [\text{v MPa}] = 25 \text{ MPa}$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0; \quad d \text{ v mm} \rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{185}} = 2,04 > 2,0$$

$$k = 2,0$$

$$\sqrt{\rho_y \cdot \rho_z} \leq 0,02$$

Pri tem sta ρ_y in ρ_z stopnji armiranja in se nanašata na z betonom sprijeto natezno armaturo v smeri osi y oziroma z . ρ_y in ρ_z izračunamo kot srednji vrednosti na širini plošče, ki jo določimo tako, da k širini stebra prištejemo $3d$ na vsaki strani. Torej:

$$\rho_y = \frac{A_{sl,y}}{b_w \cdot d_y} = \frac{12,7}{100 \cdot 19} = 0,0067$$

$$\rho_z = \frac{A_{sl,z}}{b_w \cdot d_z} = \frac{10,8}{100 \cdot 18} = 0,0060$$

$$\begin{aligned}\rho_l &= \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{ly}} = \sqrt{0,0067 \cdot 0,0060} = 0,0063 \\ k_1 &= 0,15 \\ \sigma_{cp} &= (\sigma_{cy} + \sigma_{cz}) / 2 = 0 \\ v_{\min} &= 0,035 \cdot k_1^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \\ v_{\min} + k_1 \sigma_{cp} &= 0,035 \cdot 1,5^{3/2} \cdot 25^{1/2} + 0 = 0,495 \text{ MPa} = 0,0495 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\ v_{Rd,c} &= 0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0063 \cdot 25)^{1/3} = 0,60 \text{ MPa} = 0,06 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.\end{aligned}$$

Ugotovimo, da pogoj (4-4) ni izpolnjen, saj je:

$$v_{Ed} = 0,146 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} > v_{Rd,c} = 0,060 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

V plošči moramo zagotoviti strižno armaturo za preboj.

4.6.4 Račun strižne armature za preboj

Skladno z SIST EN 1992-1-1:2005 moramo v ploščo namestiti strižno armaturo za preboj. Pri tem pa moramo zadostiti pogoju:

$$v_{Ed} < v_{Rd,cs}, \quad (4-5)$$

kjer je $v_{Rd,cs}$ projektna vrednost prebojne strižne odpornosti plošče s strižno armaturo za preboj, ki jo določimo s spodnjim izrazom:

$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + 1,5 \left(\frac{d}{s_r} \right) A_{sw} f_{ywd,ef} \frac{1}{u_1 d} \sin \alpha. \quad (4-6)$$

V izrazu (4-6) je A_{sw} ploščina prečnega prereza enega obsega strižne armature, s_r je radialna razdalja med obsegi strižne armature, $f_{ywd,ef}$ je učinkovita projektna trdnost strižne armature proti preboju ($f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d[\text{mm}] = 250 + 0,25 \cdot 185 = 296,3 \text{ MPa} < f_{ywd} = 434,8 \text{ MPa}$), α pa je kot med strižno armaturo proti preboju in ravnino plošče.

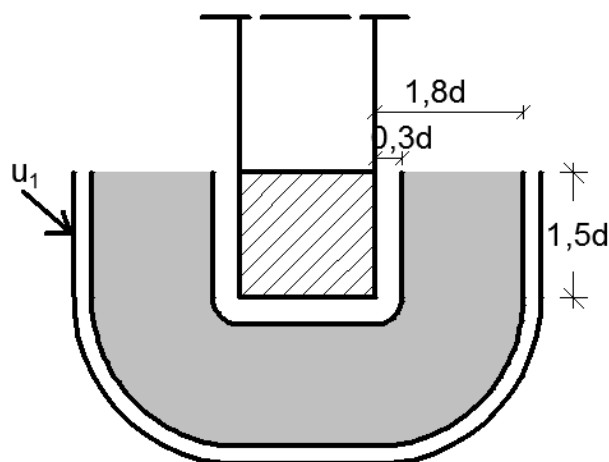
Iz izraza (4-6) izpostavimo A_{sw} ter pri tem upoštevamo, da je pogoj (4-5) izpolnjen, torej $v_{Rd,cs} = v_{Ed}$. Strižno armaturo postavimo pod kotom $\alpha = 90^\circ$, tako da je $\sin \alpha = 1$, in dobimo:

$$A_{sw} = \frac{(v_{Ed} - 0,75v_{Rd,c})s_r u_1}{1,5 f_{ywd,ef}}$$

Enačbo preuredimo, jo pomnožimo s statično višino d in dobimo:

$$\sum A_{sw} = \frac{A_{sw}}{s_r} \cdot 1,5d = \frac{v_{Ed} - 0,75v_{Rd,c}}{f_{ywd,ef} \sin \alpha} u_1 d .$$

Z $\sum A_{sw}$ označimo skupno količino strižne armature, s katero zagotovimo zadostno prebojno strižno odpornost plošče vzdolž kontrolnega obsega u_1 . Strižno armaturo namestimo v vsaj dveh obsegih na medsebojni razdalji s_r in sicer na oddaljenosti od $0,3d$ do $1,8d$ od vogala stene, t.j. znotraj kontrolnega obsega u_1 , ki je na oddaljenosti $2d$ od vogala stene (glej sliko 41). Pri tem največja razdalja med sosednjima palicama v radialni smeri ne sme preseči vrednosti $s_r \leq 0,75d = 0,75 \cdot 18,5 = 13,9$ cm.



Slika 41: Območje polaganja strižne armature $\sum A_{sw}$ pri zagotavljanju prebojne strižne odpornosti plošče vzdolž kontrolnega obsega u_1

Torej:

$$\sum A_{sw} = \frac{0,146 - 0,75 \cdot 0,060}{29,63 \cdot 1} \cdot 201,7 \cdot 18,5 = 12,72 \text{ cm}^2$$

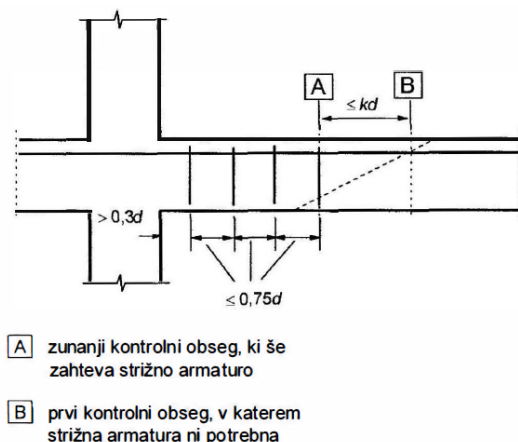
Znotraj osnovnega kontrolnega obsega u_1 namestimo 3 obsege po 10 palic s premerom $\phi 8$, tako da je skupna ploščina prečnega prereza strižne armature $A_{sw} = 15,1 \text{ cm}^2$. Izbrana razporeditev izpolnjuje tudi zahteve glede minimalnih razdalj med palicami v radialni in tangencialni smeri.

Sedaj izračunamo še kontrolni obseg u_{out} na katerem strižna armatura ni več potrebna:

$$u_{out} = \beta \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c} d} = 1,5 \cdot \frac{362,3}{0,06 \cdot 18,5} = 489,6 \text{ cm} .$$

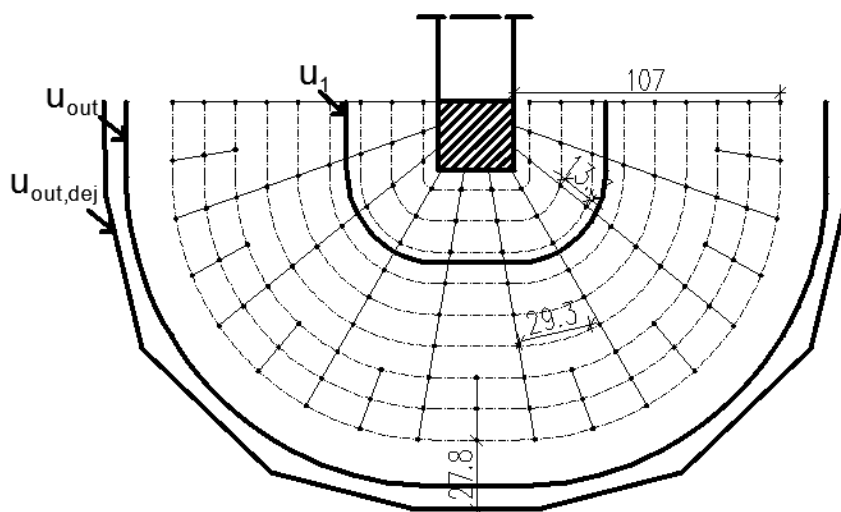
Najbolj zunanjo vrsto strižne armature namestimo znotraj obsega u_{out} in sicer tako, da njena oddaljenost od tega obsega ne presega vrednosti $k \cdot d = 1,5 \cdot 18,5 = 27,8$ cm. Pri tem pa razdalja med

sosednjima zunanjima stremenoma v tangencialni smeri lahko znaša največ $s_{t,max} \leq 2d = 2 \cdot 18,5 = 37 \text{ cm}$. Primer ustrezne razporeditve strižne armature prikazujemo na sliki 42.



Slika 42: Ustrezna razporeditev strižne armature za preboj (SIST EN 1992-1-1; slika 9.10)

Strižno armaturo namestimo v devetih obsegih. Pri tem znaša dejanski obseg zunanjega kontrolnega obsega $u_{out,dej} = 514 \text{ cm}$ in je večji od potrebnega obsega $u_{out} = 489,6 \text{ cm}$. V zunanje tri obsege smo dodali še dodatna stremena, zaradi prevelikih tangencialnih razdalj med stremeni. Razporeditev strižne armature za preboj okrog vogala stene prikazujemo na sliki 43.

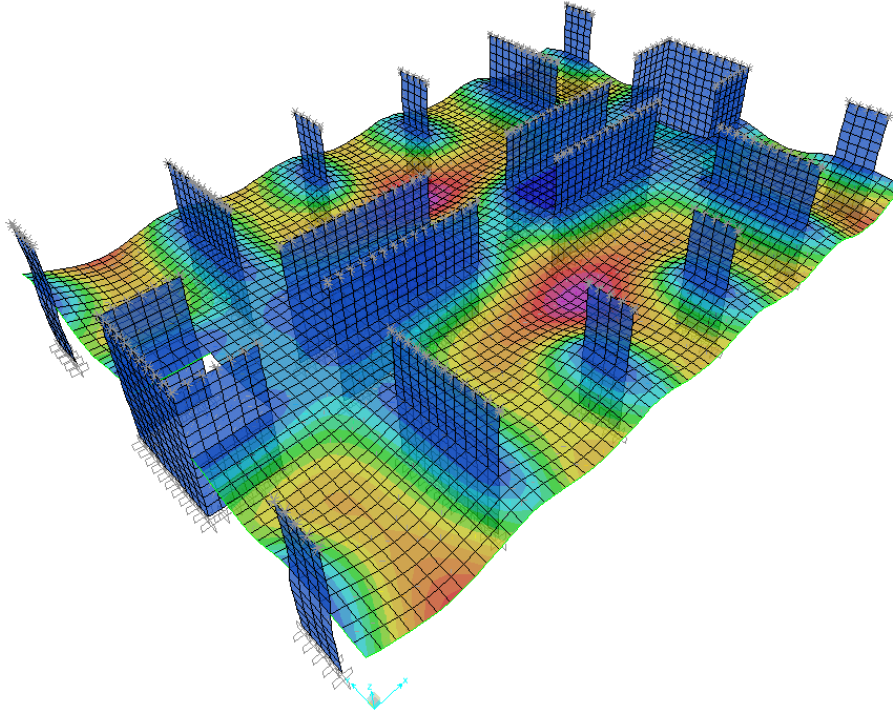


Slika 43: Razporeditev strižne armature za preboj okrog vogala obravnavane stene

4.7 Omejitev povesov plošče

Na koncu analize medetažne plošče preverimo še povesi plošče. Zagotoviti moramo, da povesi plošče nimajo neugodnega vpliva na nemoteno uporabo objekta. Določila iz standarda SIST EN 1992-1-1:2005 nam omogočajo, da lahko z izbiro ustreznega razmerja med razpetino in statično višino plošče predpostavimo, da povesi plošče ne bodo prekoračili dovoljenih vrednosti in nam jih zato ni potrebno

preverjati. Na sliki 44 prikazujemo deformiranje medetažne plošče, zaradi delovanja navpične obtežbe na površini plošče.



Slika 44: Deformiranje medetažne plošče

Kontrolo razmerja med razpetino in statično višino plošče, z namenom izognitve kontrole povosov, izvedemo v polju na mestu največjih upogibnih obremenitev. V preglednici 25 so zbrana mejna razmerja za različne statične sisteme in za različne nivoje obremenitev, ki še omogočajo izognitev kontrole povosov dela konstrukcije.

Preglednica 25: Mejna razmerja med razpetino in statično višino za izognitev kontrole povesov
(SIST EN 1992-1-1: pregl. 7.4N)

Statični sistem	K	Visoka napetost betona $\rho = 1,5 \%$	Nizka napetost betona $\rho = 0,5 \%$
Prostoležeč nosilec, vrtljivo podprte plošče, nosilne v eni ali dveh smereh	1,0	14	20
Končno polje neprekinjenih nosilcev in plošč, nosilnih v eni smeri, oziroma plošč, nosilnih v dveh smereh, ki so neprekinjene vzdolž ene stranice	1,3	18	26
Notranje polje nosilca oziroma v eni ali v dveh smereh nosilnih plošč	1,5	20	30
Plošča na stebrih brez nosilcev (gladka plošča na stebrih) (glede na večjo razpetino)	1,2	17	24
Konzole	0,4	6	8
<p>OPOMBA 1: Navedene vrednosti so na splošno na varni strani. Račun lahko pogosto pokaže, da so možni tudi tanjši elementi.</p> <p>OPOMBA 2: Pri ploščah, ki so nosilne v dveh smereh, je treba kontrolo izvesti na podlagi manjše razpetine. Pri gladkih ploščah na stebrih pa je treba upoštevati večjo razpetino.</p> <p>OPOMBA 3: Omejitve, navedene za gladke plošče na stebrih, so manj stroge, kot je omejitev povesa na $l/250$ v sredini razpetine. Izkušnje so pokazale, da je to zadovoljivo.</p>			

Sicer pa lahko mejno razmerje določimo tudi s pomočjo naslednjih dveh izrazov (SIST EN 1991-1-1;7.4.2(2)):

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

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

Pri tem je l večja razpetina v polju gladke plošče, ρ_0 je referenčno razmerje armiranja, ρ pa je zahtevana stopnja armiranja z natezno armaturo na sredini razpetine, ki je potrebna za prevzem upogibnih obremenitev zaradi projektnih obtežb. Torej:

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = \sqrt{25} \cdot 10^{-3} = 0,0050$$

$$\rho = \frac{A_{potr}}{b \cdot d} = \frac{5,65}{100 \cdot 18} = 0,0031$$

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{mej} = 1,2 \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{0,0031}{0,0050} + 3,2 \cdot \sqrt{25} \cdot \left(\frac{0,0050}{0,0031} - 1\right)^{3/2} \right] = 36,3$$

V zgornjem izrazu smo za faktor K upoštevali vrednost 1,2, ki velja za gladke plošče na stebrih brez nosilcev (glej preglednico 25).

Dejansko razmerje med največjo razpetino plošče l_{\max} in statično višino d je:

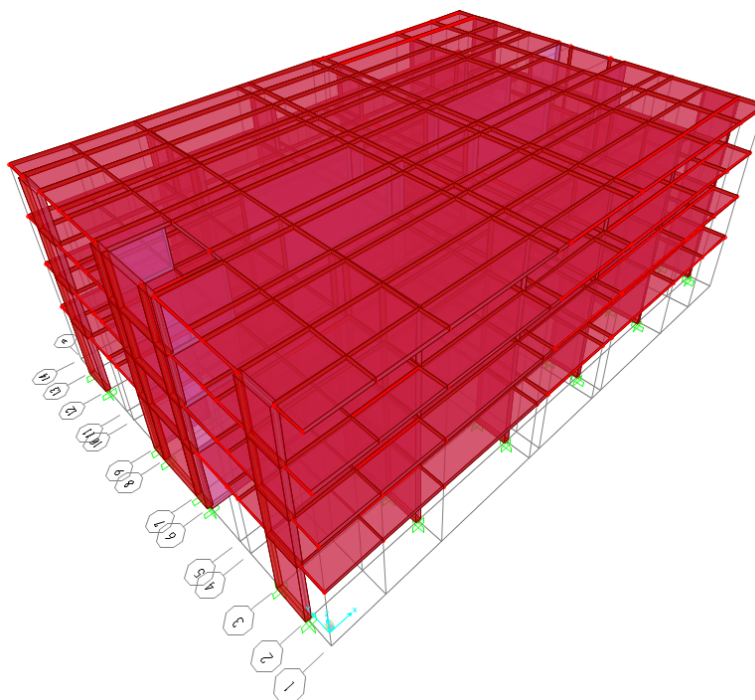
$$\left(\frac{l_{\max}}{d}\right) = \frac{6,5}{0,185} = 35,1 < 36,3$$

in je manjše od mejnega razmerja, zato kontrola povosov v polju plošče ni potrebna.

5 ANALIZA VERTIKALNIH NOSILNIH ELEMENTOV

5.1 Računski model za potresno analizo

Največjo horizontalno obremenitev na objektu predstavlja projektna potresna sila, ki jo prevzamejo vertikalni nosilni elementi (stene). Za potresno analizo smo izdelali nov model v programu SAP2000, saj smo v tem primeru, za razliko od modela za ploščo, zmodelirali celotno konstrukcijo stavbe (*Slika 45*). Stene smo podprli z nepomičnimi in vpetimi podporami. Na konstrukcijo smo dodali lastno težo vseh plošč in sten, koristno obtežbo v etažnih ploščah, ter dva nova obtežna primeri za potresne vplive, ki se izračunajo s pomočjo modalne analize s spektri odziva, za vsako horizontalno smer posebej. V vsaki etaži smo definirali novo diafragma, s katero smo zagotovili t.i. »togo šipo«. To omogoča, da imajo vse točke etaže modela za potresno analizo enake horizontalne pomike. V vseh etažah smo definirali masno točko, v katero smo postavili mase, ki smo jih izračunali v točki 3.5.3 in za tem izvedli analizo lastnega nihanja konstrukcije stavbe.



Slika 45: Računski model za potresno analizo v programu SAP2000

Ker je iz nadaljnje primerjave vrednosti projektnih potresnih sil in projektnih sil vetra na objekt slednja veliko manjša, smo elemente, ki prevzamejo horizontalne sile, analizirali samo na vpliv horizontalne potresne sile, obremenitev zaradi obtežbe vetra pa nismo računali.

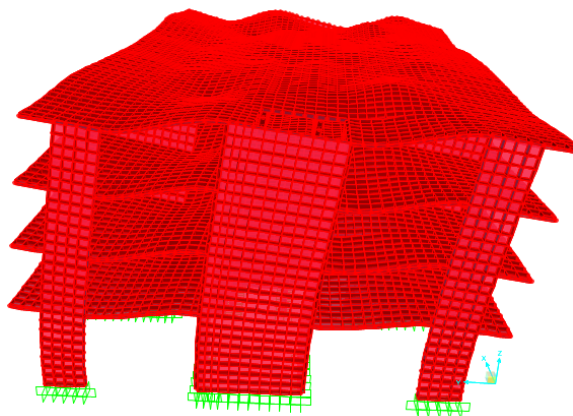
5.2 Nihajni časi in nihajne oblike

Pri modalni analizi s spektrom odziva moramo upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo k globalnemu odzivu. Temu zadostimo takrat, ko vsota upoštevanih efektivnih modalnih mas znaša vsaj 90% celotne mase konstrukcije. V našem primeru se je to zgodilo takrat, ko smo upoštevali prvih šest nihajnih oblik (*Preglednica 26*). Nihajne čase in nihajne oblike smo izračunali s pomočjo analize lastnega nihanja konstrukcije. Pri modelni analizi s spektri odziva smo upoštevali tudi vpliv slučajne ekscentričnosti mase.

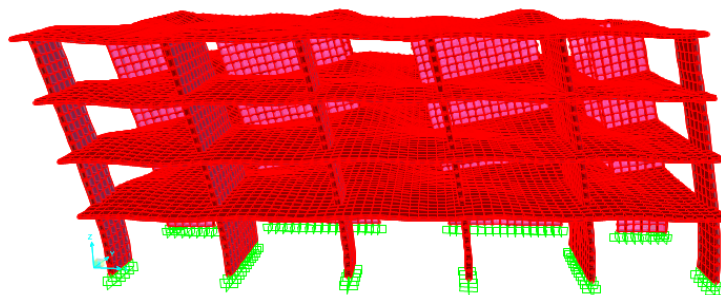
Preglednica 26: Pomembne nihajne oblike in nihajni časi

nihajna oblika	nihajni čas T [s]	$m_{\text{eff},X}$ [%]	$m_{\text{eff},Y}$ [%]	$m_{\text{eff},RZ}$ [%]
1	0,194	1,0	73,4	0
2	0,177	73,2	1,8	0
3	0,145	3,4	2,6	73,4
4	0,048	0,4	16,9	0
5	0,043	16,8	1,1	0
6	0,038	2,5	1,1	14,6
$\Sigma=$		97,4	97,0	97,4

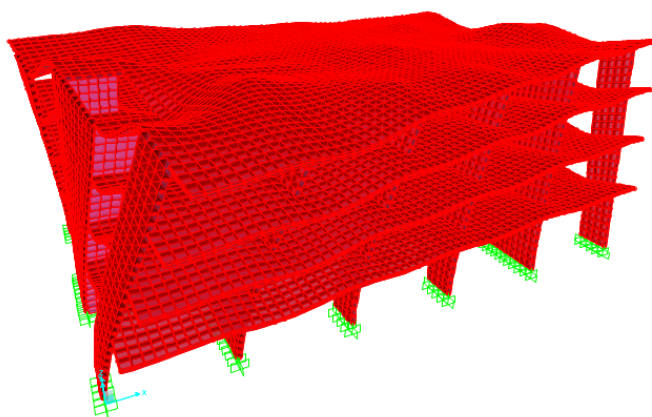
V preglednici 26 so podani $m_{\text{eff},X}$ in $m_{\text{eff},Y}$ odstotki efektivnih mas za translacijo v X in Y smeri ter $m_{\text{eff},RZ}$ odstotek efektivne mase za rotacijo okrog vertikalne Z osi. Iz preglednice 26 je razvidno, da sta prvi nihajni obliki translacijski, tretja pa je torzijska. Ker sta prvi dve lastni nihajni obliki translacijski, lahko konstrukcijo obravnavamo kot torzijsko nepodajen sistem. Na slikah 46, 47 in 48 so prikazane prve tri nihajne oblike konstrukcije.



Slika 46: 1. nihajna oblika



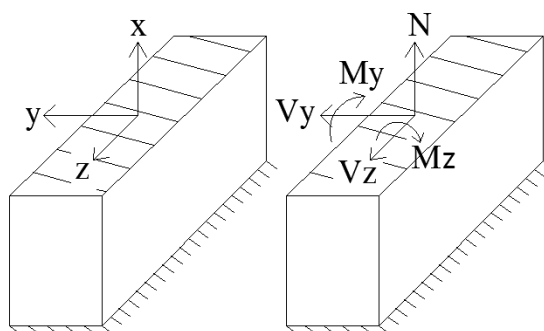
Slika 47: 2. nihajna oblika



Slika 48: 3. nihajna oblika

5.3 Notranje sile v stenah

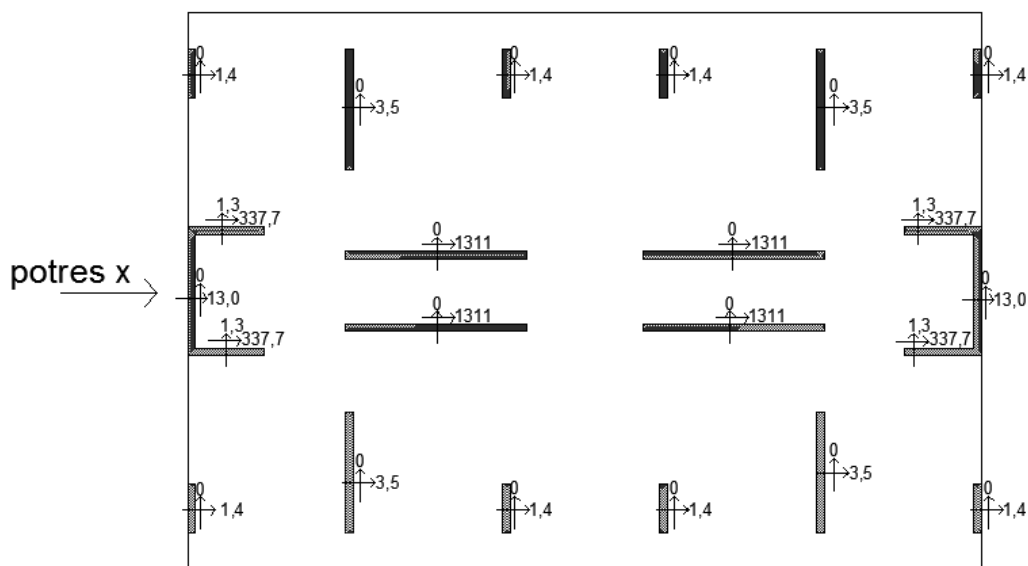
Rezultat potresne analize konstrukcije so bile notranje statične količine v vertikalnih elementih (stenah). Smeri notranjih sil (lokalni koordinatni sistem), ki jih izpiše program SAP2000, smo prikazali na prerezu stene (Slika 49). Za nas so pomembne predvsem osne sile N , prečne sile V_z in upogibni momenti M_y , saj pričakujemo, da so prečne sile V_y in M_z relativno majhne.



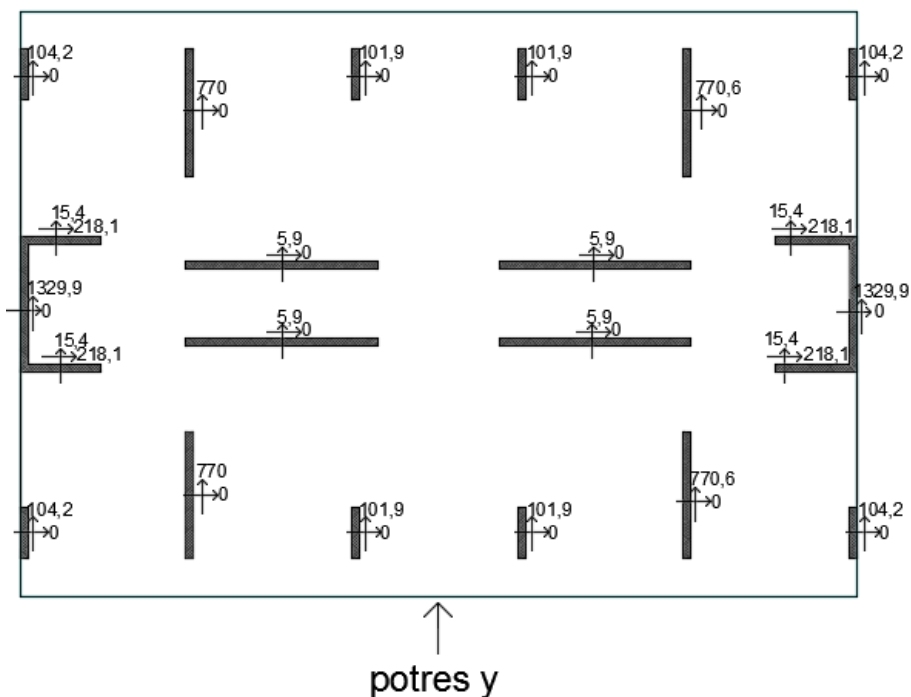
Slika 49: Smeri notranjih sil v steni

Na slikah 50 in 51 so prikazane karakteristične prečne sile v stenah ob vpetju, ki pripadajo obtežnemu primeru za potres v x in v y smeri. Te vrednosti, so rezultat modela v programu SAP2000, kjer

slučajna ekscentričnost še ni bila upoštevana. Slednjo upoštevamo šele po tem, ko ugotovimo katera stena je najbolj obremenjena. Slučajno ekscentričnost po standardu EC8 upoštevamo tako, da pomaknemo maso bližje obravnavani steni, s čimer dobimo večje vplive nanjo.



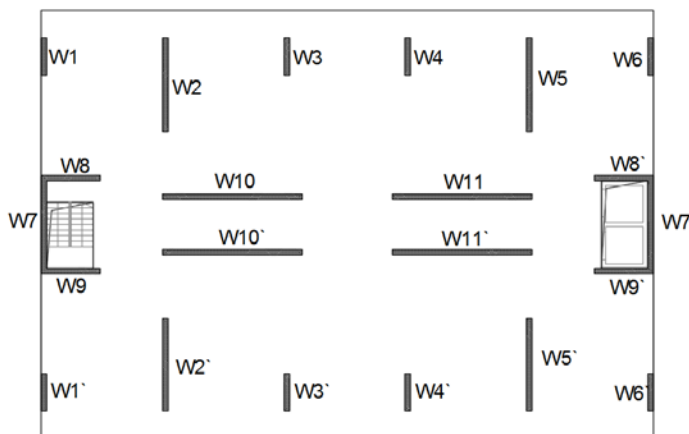
Slika 50: Prečne sile ob vpetju v kN pri potresu v x smeri



Slika 51: Prečne sile ob vpetju v kN pri potresu v y smeri

Na slikah 50 in 51 je razvidno, da so karakteristične prečne sile ob vpetju, pravokotno na stene glede na smer delovanja potresa, enake nič, razen v armanobetonskih jedrih (stene povezane v prerez v obliki črke »C«). Predvsem v primeru vpliva potresa v y smeri so te sile v AB jedrih večje od nič.

Zanimalo nas je, katera stena je bila najbolj obremenjena, zato smo izračunali oceno nivoja strižnih napetosti, ki pripadajo zgornjim strižnim silam po poenostavljeni enačbi: $\tau = \frac{V}{A_{c,stone}}$. Za strižno silo v steni, smo vzeli največjo pripadajočo silo V_y oz. V_z . Izkazalo se je, da je najbolj obremenjena stena z oznako W7 (glej sliko 52), ki je del AB jedra.



Slika 52: Oznake posameznih sten

V diplomski nalogi smo dimenzionirali samo eno steno pravokotne oblike. Kljub temu, da je strižno najbolj obremenjena stena z oznako W7, smo se odločili za dimenzioniranje stene z oznako W10, ki je druga najbolj obremenjena, z ocenjeno strižno napetostjo $\tau = 0,58$.

Karakteristične vrednosti notranjih sil ob vpetju v steni W10, so prikazane v preglednici 27 za posamezen zunanji vpliv.

Preglednica 27: Karakteristične vrednosti notranjih sil v steni z oznako W10

	stalna obtežba	koristna obtežba	potresna obt. A_x	potresna obt. A_y
osne sile N [kN]	2307	700	0	0
prečne sile V_z [kN]	40,7	16,3	1311	0
upog. momenti M_y [kNm]	26,4	79,4	13275	0
prečne sile V_y [kN]	161,7	12,3	0	5,8
upogibni momenti M_z [kNm]	35,5	16,5	0	27,9
torzijski moment M_x [kNm]	34,3	15,3	0	0

5.4 Kombinacija vplivov za potresna projektna stanja

Splošno obliko kombinacije učinkov vplivov zapišemo kot:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; A_{Ed}; \psi_{2,i} Q_{k,i}\}; j \geq 1, i \geq 1$$

V zgornjem izrazu lahko kombinacijo v zavitem oklepaju zapišemo kot:

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

Pri tem je A_{Ed} projektna vrednost vpliva potresa, $\psi_{2,i}$ pa faktor za navidezno stalno vrednost i-tega spremenljivega vpliva. Za koristno obtežbo kategorije B (pisarne) je faktor $\psi_{2,i} = 0,3$, za sneg in veter pa je vrednost $\psi_{2,i} = 0$ in se tako ne kombinirata s potresom.

Upoštevati moramo sočasno delovanje potresa v obeh vodoravnih glavnih smereh:

$$E_{Edx} + 0,3 \cdot E_{Edy}$$

$$E_{Edy} + 0,3 \cdot E_{Edx}$$

Izvedemo računsko analizo za obtežni primer potresa v x in v y smeri, ob prisotni ekscentričnosti mase in brez nje. Primerjava karakterističnih obremenitev za posamezen potresni primer in kombinacijo teh so prikazane v preglednicah 28, 29 in 30.

Preglednica 28: Učinek potresne sile v X smeri z/brez ekscentričnosti za steno z oznako $W10$

potres X	brez ekscentričnosti mase	ekscentričnost mase
osna sila N [kN]	0	0
prečna sila V_z [kN]	1311	1290
moment M_y [kNm]	13275	13038
prečna sila V_y [kN]	0	0,7
moment M_z [kNm]	0	3,1

Preglednica 29: Učinek potresne sile v Y smeri z/brez ekscentričnosti za steno z oznako $W10$

potres Y	brez ekscentričnosti mase	ekscentričnost mase
osna sila N [kN]	0	0
prečna sila V_z [kN]	0	196
moment M_y [kNm]	0	1910
prečna sila V_y [kN]	5,8	6,3
moment M_z [kNm]	27,4	29,4

Preglednica 30: Učinek kombinacije potresne sile v X in Y smeri za steno z oznako W10

	brez ekscentričnosti mase		ekscentričnost mase	
	$X + 0,3Y$	$0,3X + Y$	$X + 0,3Y$	$0,3X + Y$
osna sila N [kN]	0	0	0	0
prečna sila V_z [kN]	1311	393,3	1349	583
moment M_y [kNm]	13275	3983	13611	5821
prečna sila V_y [kN]	1,7	5,8	2,6	6,5
moment M_z [kNm]	8,2	27,4	11,9	30,3

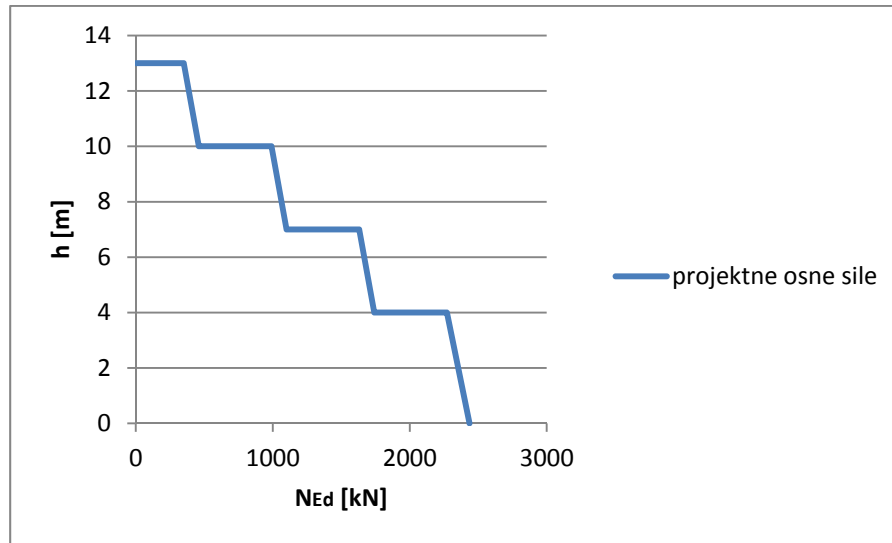
Vrednosti v preglednicah nam pokažejo, da se glavna prečna sila V_z in upogibni moment M_y pri upoštevanju slučajni ekscentričnosti za primer potresne sile v X smeri zmanjšata, medtem ko se pri potresni sili v Y smeri, te obremenitve povečajo. Pri kombinaciji potresnih sil, pa so vse obremenitve v steni z oznako W10 večje v primeru upoštevanja slučajne ekscentričnosti mase.

Izračunali smo dva primera kombinacij za potresno projektno stanje (*Preglednica 31*).

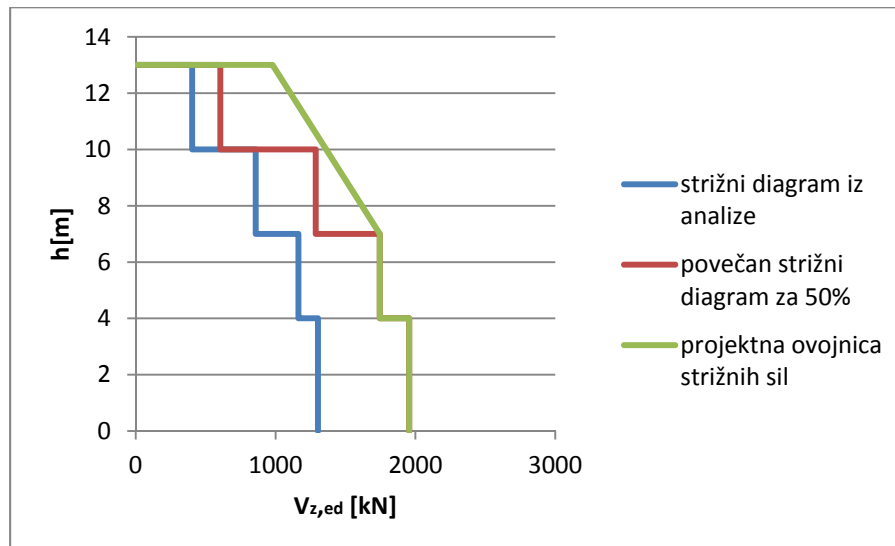
Preglednica 31: Kombinaciji potresnega projektne stanja

KOMBINACIJA	Kombinaciji potresnega projektne stanja	
	K1	K2
stalna+lastna teža	1,0g	1,0g
koristna obtežba	0,3q ₁	0,3q ₁
potres x	1,0A _{Ex}	0,3A _{Ey}
potres y	0,3A _{Ex}	1,0A _{Ey}

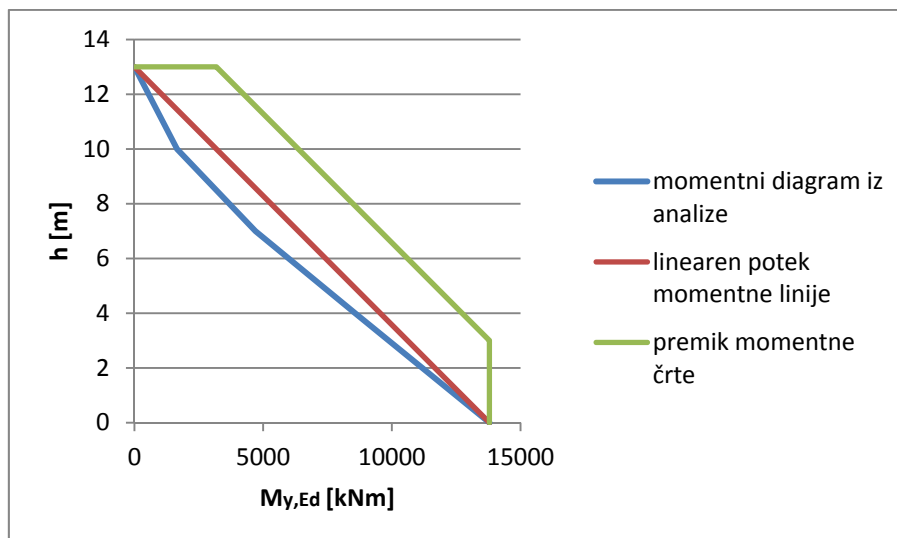
Izračunali smo projektne notranje sile za steno z oznako W10, pri kombinaciji vplivov za potresno projektno stanje. Merodajna je bila kombinacija K1, ki upošteva polno vrednost potresne sile v glavni smeri stene (smer X). Na slikah 53, 54 in 55 so prikazani diagrami projektnih osnih sil N_{Ed} , glavnih prečnih sil $V_{z,Ed}$ in glavnih upogibnih momentov $M_{y,Ed}$, po višini stene od 0 - 13 m.



Slika 53: Projektne vrednosti osnih sil N_{Ed} [kN] v steni z oznako W10



Slika 54: Projektne vrednosti prečnih sil $V_{z,ed}$ [kN] v steni z oznako W10



Slika 55: Projektne vrednosti upogibnih momentov $M_{y,Ed}$ [kNm] v steni z oznako W10

Iz zgornjih diagramov smo izpisali vrednosti notranjih statičnih količin ob vpetju, ter na kotah etažnih in strešne plošče. Vrednosti so izpisane v preglednici 32.

Preglednica 32: Projektne vrednosti notranjih sil po višini v steni z oznako W10

h [m]	N_{ed} [kN]	$V_{z,ed}$ [kN]	$M_{y,ed}$ [kN]
0	2437	1956	13792
4	1741	1745	12731
7	1100	1745	9548
10	460	1362	6365
13	350	978	3182

Postopek določitve projektne ovojnice strižnih sil za obravnavano steno skladno s standardom EC8 je bila sledeča: računске strižne sile smo najprej pomnožili s faktorjem 1,5 po celotni višini stene (rdeča krivulja na sliki 54), nato pa še upoštevali, da je na vrhu stene strižna sila enaka polovici strižne sile ob vpetju (zelena krivulja na sliki 54). Projektno ovojnico upogibnih momentov pa smo določili tako, da smo linealizirali računске upogibne momente po višini (obrtnjen trikotnik) in nato linijo upogibnih momentov še premaknili za $a_1 = 0,5z = 0,4l_w = 0,4 \cdot 750 = 300$ cm (zelena krivulja na sliki 55)

5.5 Dimenzioniranje stene z oznako W10

Odločili smo se, da vertikalni nosilni element (steno) projektiramo na srednjo stopnjo duktilnosti (DCM). Upoštevali smo morali konstrukcijske zahteve standarda SIST EN 1992-1 in SIST EN 1998-1.

5.5.1.1 Materialne in geometrijske karakteristike

Preveriti moramo kakovost uporabljenih konstrukcijskih materialov. Razred tlačne trdnosti betona C25/30 je višji od minimalnega zahtevanega C16/20 (SIST EN 1998-1), rebrasta armatura B500 razreda B ustreza zahtevi v SIST EN 1992-1: Dodatek C. Uporabljeni razreda betona in jekla sta ustrezna predpisom.

Predpisana je minimalna debelina stojine stene b_{wo} :

$$b_{wo} = 30 \text{ cm} \geq \max \begin{cases} 15 \text{ cm} \\ h_s / 20 = 400 / 20 = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Pri tem je h_s etažna višina objekta.

Minimalna debelina robnega elementa b_w :

$$b_w = \max \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \frac{h_s}{15} = \frac{400}{15} = 26,7 \text{ cm} \end{cases} = 26,7 \text{ cm},$$

ob pogoju, da dolžina robnega elementa l_c ni večja od:

$$l_c \leq \max \begin{cases} 0,2l_w = 0,2 \cdot 750 = 150 \\ 2b_w = 2 \cdot 30 = 60 \end{cases} = 150 \text{ cm},$$

kjer je l_w dolžina stene, b_w pa širina stene.

Ker dolžine robnega elementa l_c ne poznamo, jo določimo kot minimalno zahtevano dolžino l_c :

$$l_c = \max \begin{cases} 0,15l_w = 0,15 \cdot 750 = 113 \\ 1,5b_w = 1,5 \cdot 30 = 45 \end{cases} = 113 \text{ cm}.$$

Normirana osna sila v_{Ed} mora biti manjša od 0,4. Izračunamo jo ob vpetju stene, kjer je njena vrednost največja:

$$v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b_w \cdot l_w \cdot f_{cd}} = \frac{2436,5}{30 \cdot 750 \cdot 1,67} = 0,06 < 0,4$$

Ker je izračunana normirana osna sila $v_{Ed} < 0,15$ je v SIST EN 1998-1:2005- točka 5.4.3.4 (12) določeno, da lahko v tem primeru prečno armaturo robnega elementa določimo po SIST EN 1992-1-1.

5.5.1.2 Višina kritičnega območja h_{cr}

Kritično območje stene je območje, kjer je predvideno sipanje energije pri potresu, zato za ta del stene veljajo posebne zahteve, ki dajo steni primerno duktilnost, glede na definiran faktor obnašanja q .

$$h_{cr} = \max \begin{cases} l_w = 750 \text{ cm} \\ \frac{h_w}{6} = \frac{1300}{6} = 217 \text{ cm} \end{cases} = 750 \text{ cm}$$

Maksimalna kritična višina je omejena z:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w = 2 \cdot 750 = 1500 \\ h_s = 400 \end{cases} = 400 \text{ cm}$$

Izračunana kritična višina h_{cr} presega maksimalno vrednost, zato je $h_{cr} = 400$ cm, kar je enako višini prve etaže.

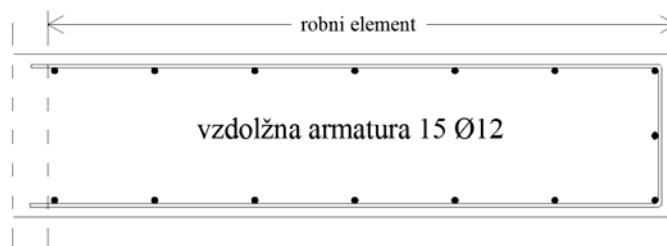
5.5.1.3 Minimalna armatura v kritičnem področju

Prerez stene v kritičnem območju razdelimo na robna elementa in stojino. Ustrezno dimenzioniran robni element prevzame maksimalne upogibne momente v steni, hkrati z neugodno delujočo osno silo v tem delu.

Navpična armatura robnega elementa mora biti vsaj 0,5% ploščine robnega elementa (EC8 5.4.3.4.2(8)):

$$0,005 \cdot l_c \cdot b_w = 0,005 \cdot 113 \cdot 30 = 16,95 \text{ cm}^2.$$

Maksimalna razdalja med sosednjima navpičnima palicama robnega elementa, ki sta podprti s stremeni, je 20 cm (EC8 5.4.3.2.2(11)b), minimalni premer navpične palice pa 12 mm (EC2 9.5.2(1)). Na dolžini robnega elementa $l_c = 113$ cm damo minimalno 15 palic $\phi 12$, kar je enako $16,96 \text{ cm}^2$. Delež vzdolžne armature je $\mu = 16,96 / (30 \cdot 113) = 0,0050$ in ustreza minimalnemu zahtevanemu deležu 0,005. Na sliki 56 je prikazan razpored navpičnih palic v robnem elementu.



Slika 56: Skica vzdolžne armature robnega elementa

Ker je normirana osna sila manjša od 0,15, prečno armaturo v robnem elementu določimo po EC2-9.5.3:

$$\phi_{str} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ mm} \\ \frac{1}{4} \phi_{vzd} = \frac{1}{4} \cdot 12 = 3 \text{ mm} \end{array} \right. = 6 \text{ mm}$$

Razdalja med palicami prečne armatura ne sme prekoračiti:

$$s_{dmax} = \min (20f_{vzd}; b_w; 400 \text{ mm}) = \min (20 \cdot 12 \text{ mm}; 300 \text{ mm}; 400 \text{ mm}) = 240 \text{ mm}$$

Minimalna horizontalna armatura v steni (EC2 9.6.3(2)) je $A_{s,hmin} = 0,002A_c$, kar je v našem primeru:

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

Minimalna navpična armatura v steni mora biti vsaj 0,3% ploščine stene. Damo dve mreži Q385 skupne površine 7,7 cm²/m. Celotna navpična armatura v steni je $A_{s,v} = 2 \cdot 16,96 + (7,5 - 2 \cdot 1,13) \cdot 7,7 = 74,3 \text{ cm}^2$, kar znaša 0,33% ploščine stene.

5.5.1.4 Kontrola striga

Projektna vrednost strižne odpornosti je enaka (EC2 6.2.2 (1)):

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

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,16^{2/3} \cdot 25^{1/2} = 0,22$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0; \quad d \text{ v mm} \rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{6938}} = 1,17$$

kjer je statična višina $d = l_w - l_c/2 = 750 - 113/2 = 6938 \text{ mm}$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{b_w \cdot l_w} = \frac{2436,5}{30 \cdot 750} = 0,108 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 1,08 \text{ MPa}$$

σ_{cp} je omejen na:

$$\sigma_{cp} < 0,2 f_{cd} = 0,2 \cdot 1,67 = 0,333 \text{ kN/cm}^2 = 3,33 \text{ MPa}$$

$$(v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = (0,22 + 0,15 \cdot 1,08) \cdot 300 \cdot 6938 = 798877 \text{ N} = 798,9 \text{ kN}$$

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

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{16,96}{30 \cdot 693,8} = 0,00082$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,17 \cdot (100 \cdot 0,00082 \cdot 25)^{1/3} + 0,15 \cdot 1,08 \right] \cdot 300 \cdot 6938 = 708460 \text{ N} = 708,5 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \max (708,5; 798,9) = 798,9 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1955,9 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 798,9 \text{ kN}$$

Ker je nosilnost betonskega prereza brez strižne armature manjša od projektne strižne sile v steni, je potrebno vso prečno silo v kritičnem območju prevzeti s horizontalno armaturo.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = \frac{1955,9}{0,9 \cdot 693,8 \cdot 43,5} = 0,0721 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Obstoječa minimalna mreža 2xQ385 v stojini s površino 0,077 cm²/cm je ustrezna, zato povečanje armature ni potrebno.

Največja dovoljena prečna sila $V_{Rd,max}$, ki je določena z izkoriščenostjo tlačnih razpor je:

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

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 30 \cdot 0,9 \cdot 693,8 \cdot 0,54 \cdot 1,67 / (\cot 45^\circ + \tan 45^\circ)$$

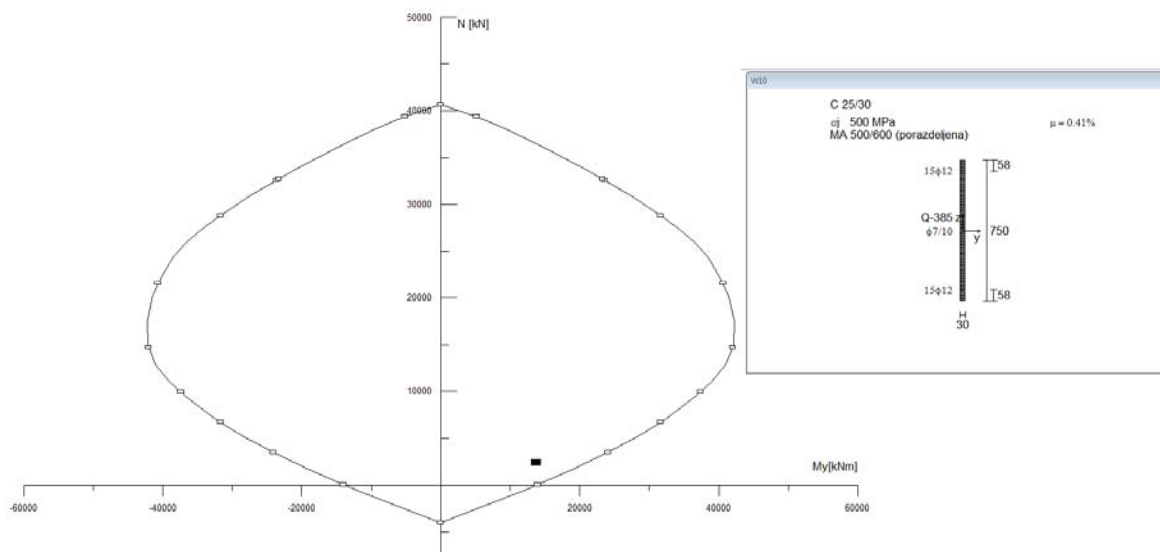
$$V_{Rd,max} = 6592 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 798,9 \text{ kN}$$

kjer je α_{cw} koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu (za elemente, ki niso prednapeti je $\alpha_{cw} = 1$).

$$v_1 = v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{25}{250} \right] = 0,54$$

5.5.1.5 Upogibna nosilnost v kritičnem območju

Upogibno nosilnost stene preverimo v prerezu kritičnega območja z maksimalnim upogibnim momentom, ki je ob vpetju stene in znaša $M_{Ed} = 13792 \text{ kNm}$, pripadajoča osna sila pa $N_{Ed} = 2437 \text{ kN}$. Izračun izvedemo s pomočjo programa DIAS, ki nam z interakcijskim diagramom prikaže, ali je nosilnost prereza ustrezna (Slika 57). Izkaže se, da minimalna zahtevana mreža 2xQ385 v stojini in palice 15φ12 v robnih elementih ustrezajo.



Slika 57: Interakcijski diagram stene z oznako W10 v DIAS-u

5.5.1.6 Armatura nad kritičnim območjem

Ker se vrednosti notranjih sil po višini stene zmanjšuje, smo poskusili smiselno zmanjšati tudi armaturo po višini. Armaturo izven kritičnega območja projektiramo po standardu SIST EN 1992-1-1:2004.

Minimalni delež navpične armature mora biti vsaj 0,3%. Izbrana mreža 2xQ385 v kritičnem območju skupaj s palicami 15φ12mm ima majhen delež (0,33%). To armaturo zato postavimo do vrha stene. Stremena v robnem elementu postavimo na enakih razdaljah kot so pri mreži Q385, tj. na 10 cm razmaka. Da zadostimo zahtevi po minimalni horizontalni armaturi $A_{s,h} = 0,02A_c = 6 \text{ cm}^2/\text{m}$, damo v robnem elementu nad kritičnim območjem stremena φ8/10cm ($A_{s,h} = 10,5 \text{ cm}^2/\text{m}$).

V vsaki etaži izračunamo upogibno nosilnost s programom DIAS in poskusimo ustrezno zmanjšati vzdolžno armaturo v robnih elementih. Na delih prereza, kjer je tlačna deformacija večja od 0,002, mora biti delež armature vsaj 0,005 (SIST EN 1998-1-1:2004: točka 5.4.3.4.2(11)), zato predvidimo, da ves robni element spada v to območje in moramo po vsej višini robnega elementa postaviti vsaj 0,5% vzdolžne armature. Ta zahteva je enaka kot v kritičnem območju, kjer smo dali v robnem elementu vzdolžne palice 15φ12 ($A_s = 0,005A_{c,rob}$). Vzdolžna armatura 15φ12 v robnem elementu se torej ne spremeni in jo postavimo do vrha stene.

Preglednica 33: Računsko potrebna in dejanska armatura v steni po celi višini

etaža	vzdolžna armatura (stojina in robni element)		stremena (robni element)	
	$A_{sl,potr.}$	$A_{sl,dej}$	$A_{sw,potr.}$ [cm ² /cm]	$A_{sw,dej}$ [cm ² /cm]
1	$0,003A_c$	2Q385 in 15 ϕ 12 (= $0,0033A_c$)	0,072	ϕ 8/10cm [10,1 cm ² /m]
2	$0,003A_c$	2Q385 in 15 ϕ 12 (= $0,0033A_c$)	0,072	ϕ 8/10cm [10,1 cm ² /m]
3	$0,003A_c$	2Q385 in 15 ϕ 12 (= $0,0033A_c$)	0,072	ϕ 8/10cm [10,1 cm ² /m]
4	$0,003A_c$	2Q385 in 15 ϕ 12 (= $0,0033A_c$)	0,072	ϕ 8/10cm [10,1 cm ² /m]

6 ZAKLJUČEK

Namen diplomske naloge je bil, da pridobljeno znanje tekom študija o projektiranju armiranobetonskih konstrukcij po Evrokod standardih, apliciram na konkretno projektiranje večetažne armiranobetonske poslovne stavbe, ki so pogosto grajene v našem okolju. Tekom izdelave naloge sem se naučil dodatne uporabe računalniškega programa SAP2000, s katerim lahko hitro zmodeliramo in izračunamo obremenitve ter potrebno računsko armaturo v vseh elementih in poljubnih točkah teh elementov, s pomočjo MKE. Pozorni pa moramo biti tudi na nekatere pomanjkljivosti, ki jih ima program pri prikazu rezultatov analize oz. moramo rezultate, ne glede na zahtevnost metode računa, znati inženirsko interpretirati, saj bi lahko v našem primeru ploščo na nekaterih mestih dokaj predimenzionirali. Račun preboja plošče je pokazal večjo zahtevo po strižni armaturi proti preboju, čemur bi se lahko izognili tako, da bi povečali debelino plošče ali pa na mestih nevarnosti preboja načrtovali vute.

Pri dimenzioniranju sten smo sprojektirali samo eno tipično AB steno stavbe, saj bi račun ostalih izvedli po enakem postopku. Je pa prerez obravnavane stene W10, v primerjavi z ostalimi stenami, dokaj večjih dimenzij, kar se je pri računu izkazalo, da so bile zahteve po minimalnem prerezu armature zato večje. Predvsem delež najmanjše zahtevane navpične armature v robnem elementu in stojini je takšen, da je ta sposobna prenesti tudi obremenitve v projektne potresne stanju. Zahtevan minimalni delež armature je bil tudi razlog, da nismo mogli zmanjšati prereza armature v zgornjih etažah nad kritičnim območjem.

VIRI

Uporabljeni viri:

Computers and Structures, Inc. 2015. SAP2000 v18.1.1.: računalniški program za analizo in dimenzioniranje armiranobetonskih sistemov po metodi končnih elementov. Berkley, CSI.

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

Nemetschek Allplan systems, GmbH. Allplan 2014-1-6: programski paket za 3D računalniško podprto konstruiranje. Nemčija.

Fischinger, M., Isaković, T., Marolt, V., Sočan, S. 1990. DIAS: računalniški program za dimenzioniranje in analizo armiranobetonskih elementov. Ljubljana. UL FGG.

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 - Prostorninske teže, lastna teža, koristne 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. 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. 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. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

Beg, D., Pogačnik, D. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

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

Hendy, C. R., Smith, D. A. 2007. Designers guide to EN 1992-2. Eurocode 2. Design of concrete structures: Part 2: Concrete bridges. London, Thomas Telford Publishing: 378 str.

Bratina, S. 2015. Večetažna poslovna stavba, študijsko gradivo pri predmetu masivni objekti. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 64 str.

Ostali 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 20.2.2016)

Possnig, L. 2012. Projektiranje nosilne konstrukcije poslovnega objekta v Kranju. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba L. Possnig): 95 str.

Belina, T. 2008. Potresna analiza pet in deset etažne stenaste konstrukcije. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba T. Belina): 98 str.

PRILOGE

PRILOGA A: Armaturni načrt medetažne plošče – spodnja armatura

PRILOGA B: Armaturni načrt medetažne plošče- izvleček spodnje armature

PRILOGA C: Armaturni načrt medetažne plošče- zgornja armatura

PRILOGA D: Armaturni načrt medetažne plošče- izvleček zgornje armature

PRILOGA E: Armaturni načrt AB stene 1/2

PRILOGA F: Armaturni načrt AB stene 2/2