

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Matej Zupančič

**Projektiranje osem-etažnega
armiranobetonskega okvira za srednjo stopnjo
duktilnosti**

Diplomska naloga št.: 3178

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Ljubljana, 4. 7. 2011

POPRAVKI

Stran z napako	Vrstica z napako	Namesto	Naj bo
-----------------------	-------------------------	----------------	---------------

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani Matej Zupančič izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom
»Projektiranje osem-etažnega armiranobetonskega okvira za srednjo stopnjo duktilnosti«.

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

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

Ljubljana, 15. 6. 2011

Matej Zupančič

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.012.4(043.2)
Avtor: Matej Zupančič
Mentor: izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
Naslov: Projektiranje osem-etažnega armiranobetonskega okvira za srednjo stopnjo duktilnosti
Obseg in oprema: 102 str., 39 pregl., 45 sl., 53 en.
Ključne besede: armiranobetonski okvir, modalna analiza, metoda načrtovanja nosilnosti, srednja stopnja duktilnosti, dimenzioniranje, ETABS

Izvleček

V diplomski nalogi je obravnavana osem etažna armiranobetonska okvirna konstrukcija. Obremenitev elementov konstrukcije zaradi potresne obtežbe je določena v skladu s standardom SIST EN 1998-1. Količina armature je najprej določena v skladu SIST EN 1992-1-1, nato pa so upoštevana tudi določila standarda SIST EN 1998-1, saj je cilj diplomske naloge ovrednotiti, za koliko se poveča količina armature zaradi konstrukcijskih zahtev ter določil za dimenzioniranje po metodi načrtovanja nosilnosti, ki jih predpisuje standard SIST EN 1998-1. Pri projektiranju je za okvir izbrana srednja stopnja duktilnosti.

V prvem delu naloge so predstavljene teoretične osnove za določevanje potresne obtežbe, metode analize ter principi dimenzioniranja konstrukcij po določilih EN 1998-1. Nadalje je prikazan postopek določitve potresne obtežbe, računska analiza konstrukcije, ki je bila opravljena s programom ETABS 9.0 in dimenzioniranje elementov po metodi načrtovanja nosilnosti. Na koncu sta prikazani dve primerjavi, in sicer primerjava med armaturo izračunano s programom in dejansko količino izbrane armature po zahtevah standarda SIST EN 1992-1-1 ter primerjava med količino armature določene na podlagi zahtev SIST EN 1992-1-1 in SIST EN 1998-1. Rezultati kažejo, da se ob upoštevanju protipotresnega projektiranja, armatura v primerjavi z izbrano količino armature dimenzionirane po zahtevah SIST EN 1992-1-1 poveča za 17,3 %.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.012.4(043.2)
Author: Matej Zupančič
Supervisor: Assoc. Prof. Ph. D. Matjaž Dolšek
Title: Design of an eight-storey reinforced concrete frame for ductility class medium
Notes: 102 p., 39 tab., 45 fig., 53 eq.
Key words: reinforced concrete frame, modal analysis, capacity design, ductility class medium, design, ETABS

Abstract

An eight storey reinforced concrete frame is designed. Seismic action is defined according to standard SIST EN 1998-1 utilizing ductility class medium. The reinforcement is first designed according to requirements of standard SIST EN 1992-1-1 and then with consideration of additional demands of standard SIST EN 1998-1, since the objective of this research is to evaluate to which extent the amount of reinforcement increases due to design requirements and capacity design rules prescribed in standard SIST EN 1998-1.

The first part of the thesis represents the theoretical basis for the determination of seismic action, analysis methods and design principles under the restrictions of SIST EN 1998-1. Furthermore, the process of determining seismic action, seismic analysis of structure, which was performed by using the program ETABS 9.0, and design of reinforcement according to capacity design method is presented. Finally, the amount of reinforcement, determined according to SIST EN 1992-1-1 and SIST EN 1998-1 is compared. Results indicated that the amount of reinforcement designed according to SIST EN 1998-1 was increased for 17,3 % if compared to the amount of reinforcement which was determined according to SIST EN 1992-1-1.

ZAHVALA

Iskreno se zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku za pomoč pri nastajanju diplomske naloge.

Zahvaljujem se svoji mami za izkazano podporo in zaupanje v času šolanja. Posebna zahvala gre moji puncu Juditi, ki mi je vedno stala ob strani. Hvala tudi vsem, ki so mi kakorkoli pomagali tekom študija ali pri izdelavi diplomske naloge.

KAZALO VSEBINE

1 UVOD	1
2 EVROKOD 8	3
2.1 Značilnost tal in potresni vpliv	3
2.1.1 Tip tal.....	3
2.1.2 Potresni vpliv	3
2.1.3 Osnovni prikaz potresnega vpliva	4
2.1.3.1 Vodoravni elastični spekter odziva.....	5
2.1.3.2 Projektni spekter za elastično analizo.....	6
2.2 Projektiranje stavb	8
2.2.1 Značilnosti potresnoodpornih stavb.....	8
2.2.1.1 Merila za pravilnost konstrukcije	9
2.2.1.1.1 Splošno	9
2.2.1.1.2 Merila za tlorisno pravilnost.....	9
2.2.1.1.3 Merila za pravilnost po višini	11
2.2.1.1.4 Kategorije pomembnosti in faktorji pomembnosti.....	12
2.2.2 Analiza.....	13
2.2.2.1 Modeliranje.....	13
2.2.2.2 Vplivi naključne torzije	14
2.2.2.3 Metode analize.....	14
2.2.2.3.1 Metoda z vodoravnimi silami	15
2.2.2.3.2 Modalna analiza s spektri odziva.....	16
2.2.2.3.3 Kombinacija učinkov vodoravne komponente potresnega vpliva.....	18
2.2.2.4 Račun pomikov	19
2.2.3 Preverjane varnosti	20
2.2.3.1 Mejno stanje nosilnosti	20
2.2.3.1.1 Pogoj nosilnosti	20
2.2.3.1.2 Pogoj globalne in lokalne duktilnosti	21
2.2.3.1.3 Pogoj ravnotežja	22
2.2.3.2 Omejitev poškodb.....	23

2.3 Posebna pravila za betonske stavbe	24
2.3.1 Načini projektiranja.....	24
2.3.1.1 Vrste konstrukcij in faktorji obnašanja	25
2.3.1.1.1 Vrste konstrukcij	25
2.3.1.1.2 Faktorji obnašanja za vodoravne potresne vplive	25
2.3.1.2 Merila za projektiranje	27
2.3.1.2.1 Merilo lokalne nosilnosti	27
2.3.1.2.2 Pravilo načrtovanja nosilnosti	27
2.3.1.2.3 Merilo lokalne duktilnosti	28
2.3.1.2.4 Sposobnost prerazporeditve obremenitev v konstrukciji	29
2.3.1.2.5 Dodatni ukrepi.....	29
2.3.1.3 Preverjanje varnosti.....	29
2.3.2 Projektiranje za stopnjo duktilnosti DCM	29
2.3.2.1 Geometrijske omejitve in materiali	29
2.3.2.1.1 Geometrijske omejitve grede	29
2.3.2.1.2 Geometrijske omejitve stebra.....	30
2.3.2.2 Projektni učinki vplivov (projektne notranje sile)	30
2.3.2.2.1 Grede	30
2.3.2.2.2 Stebri	32
2.3.2.3 Preverjanja mejnih stanj in konstruiranje.....	33
2.3.2.3.1 Grede	33
2.3.2.3.2 Stebri	34
3 OPIS KONSTRUKCIJE IN DOLOČITEV OBTEŽBE	36
3.1 Osnovni podatki	36
3.2 Material	37
3.2.1 Beton	37
3.2.2 Jeklo	38
3.3 Obtežni primeri	38
3.3.1 Lastna teža + stalna obtežba.....	38
3.3.2 Koristna obtežba	39
3.3.3 Potresni vplivi	39

3.3.3.1 Račun mas	39
3.3.3.2 Faktor obnašanja q	41
3.4 Vpliv slučajne ekscentričnosti	42
3.4.1 Metoda vodoravnih sil	42
3.5 Obtežne kombinacije	45
3.5.1 Stalna + spremenljiva obtežba.....	45
3.5.2 Potresni vpliv z vplivom slučajne ekscentričnosti.....	45
4 RAČUNSKA ANALIZA	46
4.1 Računski model konstrukcije.....	46
4.1.1 Opis modela.....	46
4.1.2 Nihajne oblike konstrukcije.....	47
4.1.3 Kontrola celotne prečne sile	49
4.1.4 Vpliv teorije drugega reda	51
4.1.5 Mejno stanje uporabnosti	51
5 DOKUMENTIRANJE REZULTATOV DIMENZIONIRANJA S PROGRAMOM ETABS PO EN 1992	55
5.1 Dimenzioniranje gred	55
5.1.1 Vzdolžna armatura.....	55
5.1.2 Strižna armatura.....	56
5.1.3 Dimenzioniranje grede B10 v drugi etaži.....	57
5.1.4 Količina armature v gredah	59
5.2 Dimenzioniranje stebrov.....	67
5.2.1 Vzdolžna armatura.....	67
5.2.2 Strižna armatura.....	68
5.2.3 Dimenzioniranje stebra C1 v prvi etaži	68
5.2.4 Količina armature v stebrih	71
6 DIMENZIONIRANJE KONSTRUKCIJE PO EN 1998	76
6.1 Dimenzioniranje grede B10 v drugi etaži.....	76
6.1.1 Upogibna armatura	76
6.1.2 Strižna armatura.....	77
6.1.3 Armatura v ostalih gredah	80

6.2 Dimenzioniranje stebra C2 v drugi etaži.....	86
6.2.1 Smer Y	86
6.2.2 Smer X	90
6.2.3 Armatura v ostalih stebrih.....	93
7 ZAKLJUČKI.....	98
VIRI.....	101

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Vrednosti parametrov, ki opisujejo priporočen elastični spekter odziva tipa 1 (EN 1998: 2005/A101, stran 4):	6
Preglednica 2: Kategorija pomembnosti za stavbe (Fajfar, 2007).....	13
Preglednica 3: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja (q_0) - sistemi pravilni po višini.....	26
Preglednica 4: Karakteristike betona.....	38
Preglednica 5: Karakteristike jekla.....	38
Preglednica 6: Kota in masa etaže.....	43
Preglednica 7: Razporeditev vodoravnih sil po etažah.....	44
Preglednica 8: Torizjski momenti po etažah	44
Preglednica 9: Nihajni časi in delež participacije mase v posamezni obliki.....	48
Preglednica 10: Koeficient občutljivosti za etažne pomike.....	51
Preglednica 11: Pomiki za kombinacijo $1,0E_{x,D} + 0,3E_{y,D} \pm M_{ai}$	52
Preglednica 12: Pomiki za kombinacijo $0,3E_{x,D} + 1,0E_{y,D} \pm M_{ai}$	52
Preglednica 13: Pomiki za kombinacijo $1,0E_{x,E} + 0,3E_{y,E} \pm M_{ai}$	53
Preglednica 14: Pomiki za kombinacijo $0,3E_{x,E} + 1,0E_{y,E} \pm M_{ai}$	53
Preglednica 15: Količina armature določena s programom ETABS [cm ²].....	60
Preglednica 16: Izbran premer in število palic	60
Preglednica 17: Dejanska količina armature [cm ²]	61
Preglednica 18: Količina armature določena s programom ETABS [cm ²].....	62
Preglednica 19: Izbran premer in število palic	62
Preglednica 20: Dejanska količina armature [cm ²]	63
Preglednica 21: Količina armature določena s programom ETABS [cm ² /m].....	65
Preglednica 22: Izbran premer in razmak stremen	65
Preglednica 23: Dejanska količina armature [cm ² /m].....	65
Preglednica 24: Količina armature določena s programom ETABS [cm ²].....	72
Preglednica 25: Izbran premer in število palic	72
Preglednica 26: Dejanska količina armature [cm ²]	73
Preglednica 27: Izbran premer in razmak stremen	73
Preglednica 28: Izbran premer in razmak stremen v območju vozlišč in vpetja stebrov	73

Preglednica 29: Premer in število palic zgornje vzdolžne armature	81
Preglednica 30: Dejanska količina zgornje vzdolžne armature [cm^2]	81
Preglednica 31: Premer in število palic spodnje vzdolžne armature	82
Preglednica 32: Dejanska količina spodnje vzdolžne armature [cm^2]	82
Preglednica 33: Izbrana premer in razmak stremen v kritičnem območju	82
Preglednica 34: Izbrana premer in razmak stremen izven kritičnega območja	83
Preglednica 35: Dejanska količina armature z upoštevanjem kritičnih območij [cm^2]	83
Preglednica 36: Izbran premer in število palic za vzdolžno armaturo	94
Preglednica 37: Dejanska količina vzdolžne armature [cm^2]	94
Preglednica 38: Premer in razmak stremen v kritičnem območju (2 + 2-strižno streme)	95
Preglednica 39: Premer in razmak stremen izven kritičnega območja (2-strižno streme).....	95

KAZALO SLIK

Slika 1: Karta potresne nevarnosti za območje Republike Slovenije (ARSO, 2011b)	4
Slika 2: Prikaz elastičnega in projektne spektra pospeškov za tip tal C	8
Slika 3: Merila za pravilnost po višini za stavbe, ki imajo dele z različnimi višinami (EN 1998: 2005, stran 44)	12
Slika 4: Ekscentričnost mase (PRIMER B: Vidrih, Fischinger; maj 2008)	14
Slika 5: Velikost prečnih sil v gredah, določena s postopkom načrtovanja nosilnosti (EN 1998: 2005, slika 5.1, stran 74)	31
Slika 6: Prečna sila v stebru, določena s postopkom načrtovanja nosilnosti.....	33
Slika 7: Tloris etaže (Vidrih in Fischinger, 2008)	36
Slika 8: Vzdolžni prerez (Vidrih in Fischinger, 2008)	37
Slika 9: Elastični in projektni spekter odziva tipa 1 za tla tipa C	42
Slika 10: Prikaz označevanja gred in stebrov	46
Slika 11: Skupine stebrov in gred v vzdolžnem prerezu konstrukcije	47
Slika 12: 1. nihajna oblika	47
Slika 13: 2. nihajna oblika	48
Slika 14: Primer rezultatov pomikov projektne spektra pomikov – vogalna točka (D3) v 8. etaži.....	54
Slika 16: Potrebna vzdolžna armatura v gredi B10 [cm ²]	57
Slika 17: Prečne sile v gredi B10 [kN]	57
Slika 15: Ovojnica upogibnih momentov v gredi B10 [kN/m]	57
Slika 18: Potrebna strižna armatura v gredi B10 [cm ² /cm]	58
Slika 19: Prikaz izbrane armature v gredi B10 v drugi etaži.....	60
Slika 20: Spodnja vzdolžna armatura določena s programom ETABS.....	61
Slika 21: Izbrana spodnja vzdolžna armatura.....	62
Slika 22: Zgornja vzdolžna armatura določena s programom ETABS	63
Slika 23: Izbrana zgornja vzdolžna armatura	64
Slika 24: Primerjava vzdolžne armature po posameznih skupinah gred med izračunano in izbrano armaturo.....	64
Slika 25: Strižna armatura določena s programom ETABS	66

Slika 26: Izbrana strižna armatura	66
Slika 27: Primerjava strižne armature po posameznih skupinah gred med izračunano in izbrano armaturo	67
Slika 28: Ovojnica osnih sil v stebri C1 [kN]	68
Slika 30: Potrebna vzdolžna armatura v stebri C1 [cm ²]	69
Slika 29: Ovojnica upogibnih momentov v stebri C1 [kN/m]	69
Slika 31: Prečne sile v stebri C1 [kN]	70
Slika 32: Prikaz izbrane armature v stebri C1 v prvi etaži	72
Slika 33: Vzdolžna armatura določena s programom ETABS	74
Slika 34: Izbrana vzdolžna armatura	74
Slika 35: Primerjava vzdolžne armature po posameznih skupinah stebrov med izračunano in izbrano armaturo	75
Slika 36: Oznaka grede B10 v drugi etaži	76
Slika 37: Prikaz izbrane armature v gredi B10 v drugi etaži	81
Slika 38: Strižna armatura določena s programom ETABS	84
Slika 39: Primerjava količine vzdolžne armature glede na EN 1992 in EN 1998	84
Slika 40: Primerjava količine armature v posamezni skupini gred glede na EN 1992 in EN 1998	85
Slika 41: Oznaka stebra C2 v drugi etaži za dimenzioniranje v smeri Y	86
Slika 42: Oznaka stebra C2 v drugi etaži za dimenzioniranje v smeri X	90
Slika 43: Prikaz izbrane armature v stebri C1 v prvi	94
Slika 44: Primerjava količine vzdolžne armature v posamezni skupini stebrov glede na EN 1992 in EN 1998	96
Slika 45: Primerjava količine strižne armature v posamezni skupini stebrov glede na EN 1992 in EN 1998	97

1 UVOD

Potres je gibanje tal, ki nastane zaradi nenadnega sproščanja energije v zemeljski skorji. Čeprav je vzrokov za potrese več, se potresi pojavijo predvsem zaradi nenadnih lomov v zemeljski skorji (premikanje tektonskih plošč). Takšnih potresov je približno 90 %.

Slovenija spada glede na število in jakost potresov med srednje aktivna potresna območja. Leži na potresno zelo dejavnem južnem robu Evrazijske geotektonske plošče in na severozahodnem robu sredozemsko – himalajskega seizmičnega pasu. V preteklosti je bilo na naših tleh že več kot 60 rušilnih potresov, ki so poleg gmotne škode zahtevali tudi človeška življenja. Potresno najnevarnejša področja v Sloveniji so: ljubljansko, idrijsko, tolminsko in krško – brežiško. Največja intenziteta je bila VII. stopnje po EMS lestvici (ARSO, 2011a).

Ker je Slovenija na potresno nevarnem območju, je potrebno posebno pozornost posvetiti potresnoodpornemu projektiranju objektov. Namen potresnoodpornega projektiranja je v prvi vrsti zagotoviti varnost človeških življenj, poleg tega pa je na nek način potrebno omejiti tudi škodo, ki se ob potresu pojavi na objektih. Smernice za protipotresno projektiranje so podane v standardu SIST EN 1998-1 (v nadaljevanju EN 1998) in so predstavljene v drugem poglavju. Opisani so postopki za določevanje potresne obtežbe na konstrukcijo, postopek potresne analize in metoda načrtovanja nosilnosti. Standard EN 1998 namreč predpisuje dimenzioniranje armiranobetonskih stavb po načelih metode načrtovanja nosilnosti, poleg tega pa v primerjavi s standardom SIST EN 1992-1-1 (v nadaljevanju EN 1992) uvaja še strožja načela za zagotovitev lokalne duktilnosti prerezov in kriterije za minimalno armiranje konstrukcijskih elementov. Glavni namen naloge je zato ugotoviti, za koliko se poveča količina armature za izbran primer stavbe glede na dodatne kriterije, ki jih uvaja EN 1998, vendar pri pogoju, da v obeh primerih dimenzioniranja upoštevamo enak projektni potres.

V diplomski nalogi je obravnavan primer osem-etažne, armirano-betonske okvirne konstrukcije (Vidrih in Fischinger, 2008). V tretjem poglavju je opisana obravnavana konstrukcija, podane so karakteristike uporabljenih materialov, izračunana obtežba in določene

obtežne kombinacije. Vsi ti podatki so vhodni podatki za računsko analizo, ki je bila opravljena s programom ETABS 9.0 in je predstavljena v četrtem poglavju. Tu je opisano modeliranje konstrukcije, prikazane so nihajne oblike in nihajni časi, izvedena je kontrola prečnih sil in mejnega stanja uporabnosti.

Temu sledi peto poglavje, v katerem je predstavljeno dimenzioniranje s pomočjo programa ETABS. S programom smo dimenzionirali po določilih standarda EN 1992, poleg tega ima program vgrajeno tudi možnost izbire slovenskega nacionalnega dodatka. Ker je konstrukcija dvojno simetrična, so rezultati dimenzioniranja gred in stebrov prikazani le za četrtno konstrukcije.

V šestem poglavju je konstrukcija dimenzionirana po določilih standarda EN 1998. Zaradi pomankljivosti dimenzioniranja s programom ETABS, je slednje izvedeno s "peš" računom. Primerjava rezultatov dimenzioniranja med obema standardoma je podana v zadnjem poglavju.

2 EVROKOD 8

V diplomski nalogi smo se osredotočili na prvi del tega standarda, kateri obravnava projektiranje stavb in inženirskih objektov na potresnem območju. Poleg EN 1998 pa je potrebno upoštevati tudi nacionalni dodatek k temu standardu.

2.1 Značilnost tal in potresni vpliv

2.1.1 Tip tal

Tlem na območju, kjer je predvidena gradnja objekta, je potrebno določiti kateremu tipu tal pripadajo. Standard tla razvršča v razrede *A*, *B*, *C*, *D* in *E*. Na kateremkoli tipu tal je potrebno zagotoviti, da ne pride do porušitve objekta ali še huje, do smrtnih žrtev.

Opis posameznega tipa tal (EN 1998: 2005, preglednica 3.1, stran 30):

A: skala ali skali podobna struktura,

B: zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina debeline nekaj deset metrov,

C: globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, prod ali toge gline globine nekaj deset do več sto metrov,

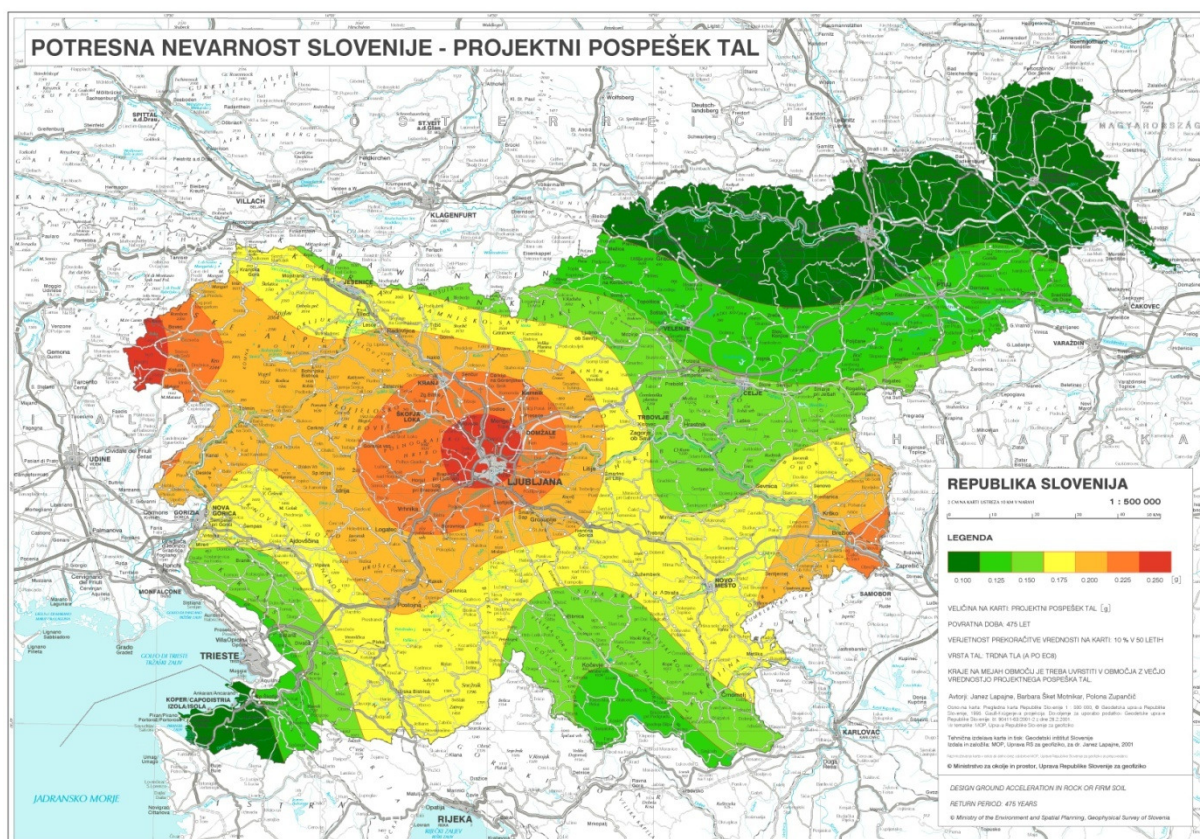
D: sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin,

E: profil tal, kjer je površinska aluvialna plast z debelino med okrog 5 do 20 metri in vrednostmi v_s , ki ustrezajo tipoma C ali D.

2.1.2 Potresni vpliv

Vsaka država je glede na potresno nevarnost razdeljena na potresna območja. Potresno nevarnost predstavlja referenčna vrednost največjega pospeška na tleh tipa *A*, a_{gR} . Karta projektnih pospeškov za Slovenijo je prikazana na sliki 1.

Največji referenčni pospešek, predpisan za posamezno potresno območje, je določen za referenčno povratno dobo T_{NCR} potresnega vpliva, ki je predpisana v standardu in je povezana z zahtevo po neporušitvi objekta. Za to referenčno povratno dobo je faktor pomembnosti γ_I enak 1,0. Za tiste povratne dobe, ki se razlikujejo od referenčne, pa je projektni pospešek a_g na tleh tipa A definiran kot produkt $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$.



Slika 1: Karta potresne nevarnosti za območje Republike Slovenije (ARSO, 2011b)

2.1.3 Osnovni prikaz potresnega vpliva

Potresno gibanje na določenem mestu na površini je v EN 1998 predstavljeno v obliki elastičnega spektra pospeškov, oz. elastičnega spektra odziva. Vodoraven potresni vpliv opisujeta dve pravokotni komponenti, za kateri je predpostavljeno, da sta neodvisni in predstavljeni z istim spektrom.

2.1.3.1 Vodoravni elastični spekter odziva

Za vodoravno komponento potresnega vpliva je elastični spekter odziva $S_e(T)$ določen z enačbami (EN 1998: 2005 točka 3.2.2.2, stran 32):

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right], \quad (1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5, \quad (2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \quad (3)$$

$$T_D \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right], \quad (4)$$

kjer so:

$S_e(T)$ elastični spekter odziva,

T nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo,

a_g projektni pospešek za tla tipa A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$),

T_B spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,

T_C zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,

T_D vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika,

S faktor tal,

η faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo $\eta=1$ pri 5% viskoznega dušenja.

Obliko elastičnega spektra odziva opisujejo vrednosti nihajnih časov T_B , T_C , in T_D ter faktorja tal S . Vrednosti so prikazane v preglednici 1.

Preglednica 1: Vrednosti parametrov, ki opisujejo priporočen elastični spekter odziva tipa 1 (EN 1998: 2005/A101, stran 4):

Tip tal	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1,0	0,10	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,7	0,10	0,4	2,0

2.1.3.2 Projektni spekter za elastično analizo

Sposobnost konstrukcijskega sistema, da prenaša potresne vplive v nelinearnem območju, na splošno dovoljuje, da se pri projektiranju uporabljajo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo linearno-elastičnemu odzivu.

V izogib nelinearni elastični analizi, EN 1998 dovoljuje, da se sposobnost sipanja energije konstrukcije upošteva tako, da se opravi elastična analiza, pri kateri pa upoštevamo projektni spekter odziva. Projektni spekter je zmanjšan elastični spekter odziva in sicer za vrednost faktorja q (Slika 2), ki ponazarja razmerje med potresnimi silami, ki bi delovale na konstrukcijo s 5% viskoznega dušenja, če bi se konstrukcija obnašala povsem elastično in najmanjšimi potresnimi silami, ki se lahko uporabijo pri projektiranju (EN 1998: 2005 točka 3.2.2.5, stran 36).

Projektni spekter $S_d(T)$ za vodoravni komponenti potresnega vpliva je določen z enačbami (EN 1998: 2005 točka 3.2.2.5, stran 36):

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

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (7)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (8)$$

kjer so:

$S_e(T)$ projektni spekter,

T nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo

a_g projektni pospešek za tla tipa A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$),

T_B spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,

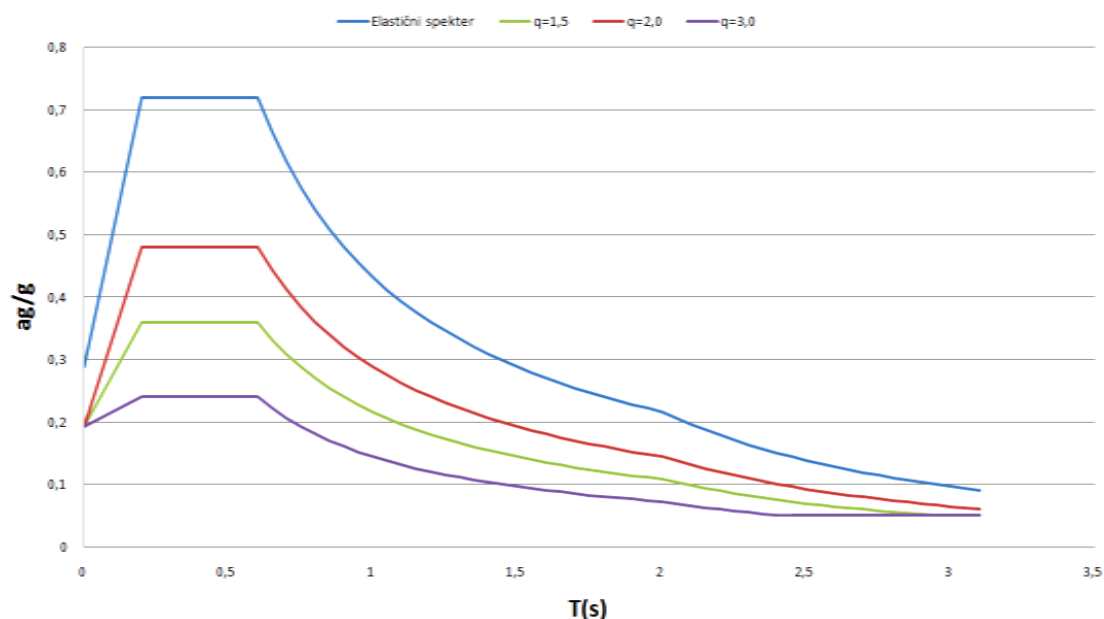
T_C zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,

T_D vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika,

S faktor tal,

q faktor obnašanja,

β faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru (priporočena vrednost $\beta = 0,2$).



Slika 2: Prikaz elastičnega in projektnega spektra pospeškov za tip tal C

2.2 Projektiranje stavb

EN 1998 v poglavju 4 določa splošna pravila za potresnoodporno projektiranje stavb. Vsa pravila navedena v tem poglavju, je potrebno uporabljati v povezavi s predhodnimi poglavji, ki obravnavajo zahtevan odziv in merila za izpolnitev zahtev ter značilnost tal in potresni vpliv. Poleg tega pa je seveda potrebno upoštevati tudi posebna pravila, ki se navezujejo na različne materiale in elemente stavb.

V diplomski nalogi smo se osredotočili na posebna pravila za betonske stavbe.

2.2.1 Značilnosti potresnoodpornih stavb

Da bi dosegli konstrukcijski sistem, ki pri srejemljivi ceni zadosti osnovnim zahtevam, ki so v EN 1998 navedene v poglavju 2.1, je potrebno v zgodnji fazi snovanja stavbe upoštevati vidik potresne nevarnosti. Na zasnovo vplivajo različni faktorji, kot je pravilnost konstrukcije, simetrija in statična nedoločnost, nosilnost in togost v dveh smereh, torzijska nosilnost in togost, učinek diafragm na nivojih etaž in ustrezno temeljenje.

2.2.1.1 Merila za pravilnost konstrukcije

2.2.1.1.1 Splošno

Konstrukcije stavb se glede na projektiranje na potresnih območjih razvrščajo na pravilne in nepravilne. Pravilnost ali nepravilnost konstrukcije vpliva na model konstrukcije (poenostavljen ravninski ali prostorski model), metodo analize (poenostavljena analiza z metodo vodoranih sil ali modalna analiza) in na vrednost faktorja obnašanja q , ki je pri nepravilnih stavbah manjši za 20 % v primerjavi z referenčno vrednostjo. Posebej se pri analizi in projektiranju upoštevajo nepravilnosti po tlorisu in višini.

2.2.1.1.2 Merila za tlorisno pravilnost

Da lahko konstrukcijo opredelimo kot pravilno po tlorisu, mora konstrukcija izpolniti pogoje (EN 1998: 2005 točka 4.2.3.2, stran 42, 43):

- Konstrukcija stavbe mora imeti v tlorisu glede na dve pravokotni smeri približno simetrično razporeditev togosti in mase glede na dve pravokotni osi.
- Tlorisna razporeditev mora biti zgoščena, to pomeni, da obod vsake etaže predstavlja poligonalno konveksno linijo. Če v tlorisu obstajajo vdolbine, je še vedno mogoče izpolniti pogoje za pravilnost, če te vdolbine ne vplivajo na togost stropov v vodoravni ravnini in če za nobeno vdolbino površina med obodom etaže in konveksno poligonalno linijo, ki ovija etažo, ni večja od 5 % etažne površine.
- Togost stropov v vodoravni ravnini mora biti dovolj velika v primerjavi z vodoravno togostjo navpičnih elementov konstrukcije tako, da imajo deformacije stropov majhen vpliv na razporeditev sil med navpične elemente. V tem pogledu je treba nazorno preučiti tlorisne oblike L, C, H, I in X, predvsem togost stranskih delov, ki mora biti primerljiva s togostjo centralnega dela, da se zagotovi pogoj toge diafragme. Ta odstavek se upošteva pri globalnem obnašanju konstrukcije.
- Vitkost, $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$, tlorisa stavbe ne sme biti večja od 4, kjer sta L_{\max} in L_{\min} večja in manjša tlorisna dimenzija, merjeni v pravokotni smeri.

- V vsaki etaži in v vsaki smeri analize x in y morata ekscentričnost konstrukcije e_o in torzijski polmer r ustrezati spodnjema pogojema, ki sta izražena za smer y analize:

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (9)$$

$$r_x \geq l_s, \quad (10)$$

kjer so:

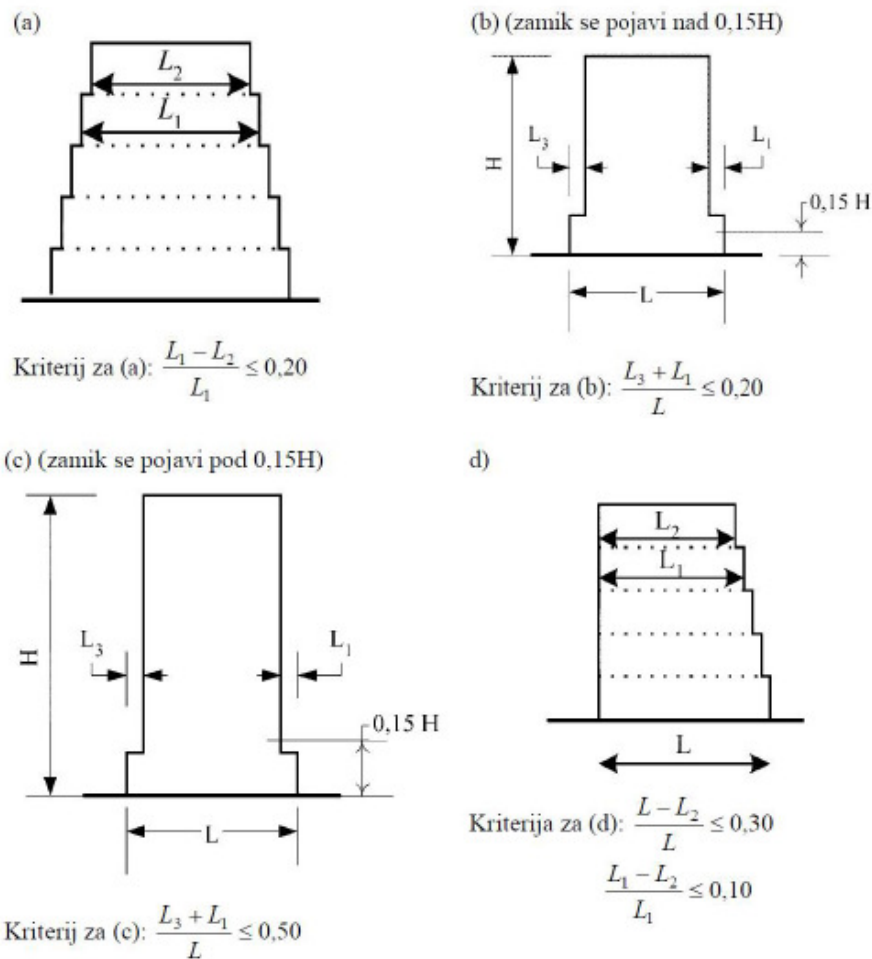
- e_{ox} razdalja med središčem togosti in masnim središčem, merjena v smeri x , ki je pravokotna na smer analize,
- r_x kvadratni koren razmerja med torzijsko in translacijsko togostjo v smeri y ,
- l_s vztrajnostni polmer mase etaže (koncentrirane v višini stropa) v vodoravni ravnini.

- Pri večetažnih stavbah sta možni le približni definiciji središča togosti in torzijskega polmera. Poenostavljena definicija, ki se uporablja za opredelitev tlorisne pravilnosti konstrukcije in za približno analizo torzijskih učinkov, je mogoča, če sta izpolnjena naslednja pogoja:
 - Vsi elementi, ki prenašajo vodoravno obtežbo, kot so jedra, stene ali okviri, potekajo neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe.
 - Deformacijske oblike posameznih elementov pri vodoravni obtežbi niso zelo različne. Ta pogoj je izpolnjen pri okvirnih in stenastih konstrukcijah, medtem ko na splošno ni izpolnjen pri mešanih (okviri in stene) konstrukcijah.
- V okvirnih konstrukcijah in konstrukcijah, ki jih sestavljajo vitke stene s pretežno upogibnimi deformacijami, je mogoče središče togosti in torzijski polmer v vseh etažah izračunati iz vztrajnostnih momentov prerezov navpičnih elementov. Če so poleg upogibnih deformacij pomembne tudi strižne deformacije, jih je mogoče upoštevati z uporabo ekvivalentnih vztrajnostnih momentov prerezov.

2.2.1.1.3 Merila za pravilnost po višini

Da lahko konstrukcijo opredelimo kot pravilno po višini, mora konstrukcija izpolniti pogoje: (EN 1998: 2005 točka 4.2.3.3, stran 43, 44)

- Če imajo posamezni deli različne višine, morajo vsi sistemi za prenos obtežbe v vodoravni smeri, kot so jedra, stene ali okviri, potekati neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe ali do vrha posameznega dela stavbe.
- Togost v vodoravni smeri in masa morata biti konstantni v vseh etažah ali pa se brez nenadne spremembe postopoma zmanjševati od temeljev proti vrhu.
- Pri okvirnih stavbah se razmerje dejanske nosilnosti etaže proti računski nosilnosti ne spreminja v različnem razmerju po posameznih etažah.
- Če imajo posamezni deli stavbe različne višine, veljajo naslednji dodatni pogoji (Slika 3):
 - Če se oblika spreminja po višini postopoma in ohranja simetrijo glede na navpično os, zmanjšanje tlorisne dimenzije v nobeni etaži ne sme biti večje od 20 % glede na prejšnjo etažo v smeri spremembe dimenzije.
 - Kadar obstaja eno samo zmanjšanje tlorisne dimenzije v spodnjih 15 % celotne višine glavnega konstrukcijskega sistema, zmanjšanje tlorisne dimenzije ne sme biti večje od 50 % dimenzije v spodnji etaži. V tem primeru mora biti spodnji del ožjega dela konstrukcije projektiran tako, da prenese vsaj 75 % vodoravnih prečnih sil, ki bi se pojavile v tem delu v podobni stavbi brez razširitve spodnjega dela.
 - Kadar osna simetrija ni ohranjena, vsota zamikov vseh etaž ne sme presegati 30 % tlorisne dimenzije v etaži nad temelji ali nad togo kletjo, medtem ko posamezni zamiki ne smejo biti večji od 10 % tlorisne dimenzije v predhodni etaži.



Slika 3: Merila za pravilnost po višini za stavbe, ki imajo dele z različnimi višinami (EN 1998: 2005, stran 44)

2.2.1.1.4 Kategorije pomembnosti in faktorji pomembnosti

Glede na posledice, ki jih ima porušitev stavb za življenje ljudi in na civilno zaščito v obdobju neposredno po potresu ter glede na socialne in ekonomske posledice, so stavbe razdeljene v štiri kategorije pomembnosti (Preglednica 2). Tem kategorijam ustrezajo faktorji pomembnosti γ_I .

Preglednica 2: Kategorija pomembnosti za stavbe (Fajfar, 2007)

Kategorija pomembnosti	Stavbe
I	Stavbe manjše pomembnosti za varnost ljudi, npr. kmetijski objekti in podobno
II	Običajne stavbe, ki ne sodijo v druge kategorije
III	Stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve, npr. šole, dvorane za srečanja, kulturne ustanove in podobno
IV	Stavbe, katerih integriteta med potresi je življenjskega pomena za civilno zaščito, npr. bolnišnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno

Za kategorijo II mora biti po definiciji $\gamma_I = 1,0$.

2.2.2 Analiza

2.2.2.1 Modeliranje

Da se pri upoštevanem potresnem vplivu primerno zajamejo vse pomembne deformacijske oblike in vztrajnostne sile, morata biti v modelu stavbe ustrezno predstavljena razporeda togosti in mase. V modelu mora biti upoštevan tudi prispevek vozliščnih območij k podajnosti stavbe in nekonstrukcijski elementi, ki lahko vplivajo na odziv primarnega potresnega sistema konstrukcije.

V splošnem lahko upoštevamo, da konstrukcijo sestavljajo navpčni sistemi, katere povezuje diafragma. Če so diafragme v svoji ravnini dovolj toge, lahko mase in masne momente skoncentriramo v težišču. V primeru, da je konstrukcija tlorisno pravilna, lahko za analizo uporabimo dva ravninska modela, po enega za obe glavni smeri. Pri določevanju togosti nosilnih elementov betonskih, sovprežnih in zidanih stavb je potrebno upoštevati vpliv razpokanosti prereza. Običajno to storimo z zmanjšanjem vztrajnostnih momentov in strižnih prerezov za 50 %.

2.2.2.2 Vplivi naključne torzije

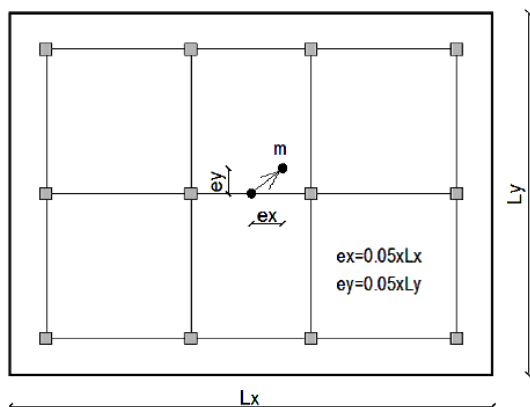
Vpliv slučajne ekscentričnosti oziroma naključne torzije je v EN 1998 obravnavan v točki 4.3.2. Poleg dejanske ekscentričnosti je potrebno upoštevati tudi ekscentričnost zaradi negotovosti, povezanih s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja. To upoštevamo tako, da v vsaki etaži masno središče premaknemo v X in Y smeri za (Slika 4):

$$e_{ai} = \pm 0,05 L_i, \quad (11)$$

kjer sta:

e_{ai} naključna ekscentričnost mase v etaži i glede na nazivni položaj. Upošteva se v isti smeri v vseh etažah,

L_i tlorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva.



Slika 4: Ekscentričnost mase (PRIMER B: Vidrih, Fischinger; maj 2008)

V praksi se povečanje vpliva zaradi slučajne ekscentričnosti mase upošteva z uporabo torzijskega momenta, ki vrta okoli vertikalne osi stavbe.

2.2.2.3 Metode analize

Standard 1998-1 predpisuje dve vrsti linearno-elastične analize, in sicer "metoda z vodoravnimi silami" in "modalna analiza s spektrom odziva". Izbira vrste analize je odvisna od značilnosti konstrukcije stavbe. Alternativa linearno-elastični analizi je nelinearna statična

analiza in nelinearna analiza časovnega odziva. Nelinearnim metodam v diplomski nalogi zaradi neuporabe le teh ne bomo posvečali pozornosti.

2.2.2.3.1 Metoda z vodoravnimi silami

Ta vrsta analize se lahko uporablja za stavbe, pri katerih višje nihajne oblike v nobeni glavni smeri bistveno ne vplivajo na odziv. Ta pogoj je izpolnjen, v primerih, ko :

- je nihajni čas stavbe T_1 v obeh glavnih smereh manjši od :

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}, \quad (12)$$

kjer je T_C definiran v točki 2.1.3.1,

- ustrezajo merilom za pravilnost po višini, ki so navedena v točki 2.2.2.3.

Celotna prečna sila

Celotno prečno silo ob vpetju konstrukcije se določi za vsako glavno smer posebej po enačbi (EN 1998: 2005 točka 4.3.3.2.2 (1), stran 48):

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda, \quad (13)$$

kjer so:

$S_d(T_1)$ ordinata v projektnem spektru pri nihajnem času T_1 ,

T_1 osnovni nihajni čas konstrukcije za translacijsko gibanje v obravnavani smeri,

m celotna masa stavbe nad temelji ali nad togo kletjo,

λ korekcijski faktor ($\lambda = 0,85$, če velja $T_1 < 2 T_C$ in ima stavba več kot dve etaži;
 $\lambda = 1,0$ v drugih primerih).

Razporeditev vodoravnih potresnih sil

Razporeditev vodoravnih sil F_i po etažah (EN 1998: 2005 točka 4.3.3.2.3, stran 49):

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}, \quad (14)$$

kjer so:

- F_i vodoravna sila, ki deluje v etaži i ,
 F_b celotna potresna sila po enačbi (13),
 s_i, s_j pomika mase m_i in m_j v osnovni nihajni obliki,
 m_i, m_j masi etaž.

V primeru, ko se za osnovno nihajno obliko kot približek izberejo vodoravni pomiki, ki linearno naraščajo z višino, se vodoravne sile F_i določijo z enačbo:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j}, \quad (15)$$

kjer so:

- F_i vodoravna sila, ki deluje v etaži i ,
 F_b celotna potresna sila po enačbi (13),
 z_i, z_j kota mas m_i in m_j nad nivojem delovanja potresnega vpliva,
 m_i, m_j masi etaž.

Pri razporeditvi vodoravnih sil F_i na sistem za prenašanje vodoravne obtežbe je potrebna predpostavka o togih stropih.

2.2.2.3.2 Modalna analiza s spektri odziva

Modalno analizo s spektri odziva se uporablja za stavbe, ki ne izpolnjujejo pogojev za uporabo metode z vodoravnimi silami. Upoštevati je potrebno nihajne oblike, ki imajo bistven vpliv na globalni odziv konstrukcije. To so nihajne oblike, katerih vsota efektivnih modalnih mas znaša vsaj 90 % celotne mase konstrukcije, oziroma tiste nihajne oblike z efektivnimi masami večjimi od 5 % celotne mase.

V primeru, da se uporablja prostorski model, je potrebno pogoja, katere nihajne oblike je potrebno upoštevati, preveriti za vse ustrezne smeri.

Pri stavbah, kjer imajo torzijske nihajne oblike prevladujoč vpliv in pogojev o odstotku participacije mase ni mogoče izpolniti, je treba upoštevati najmanj toliko nihajnih oblik, da sta izpolnjena pogoja (EN 1998: 2005 točka 4.3.3.3.1, stran 50):

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (16)$$

in

$$T_k \leq 0,20 s, \quad (17)$$

kjer so:

k število upoštevanih nihajnih oblik,

n število etaž nad temelji ali nad togo kletjo,

T_k nihajni čas za k -to nihajno obliko.

Kombinacija odziva v posameznih nihajnih oblikah

Da sta odziva v dveh nihajnih oblikah i in j neodvisna, mora biti izpolnjen pogoj (EN 1998: 2005 točka 4.3.3.3.2, stran 51):

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i, \quad (18)$$

kjer sta:

T_i nihajni čas nihajne oblike i ,

T_j nihajni čas nihajne oblike j .

Kadar velja medsebojna neodvisnost odzivov ustreznih nihajnih oblik, se lahko največja vrednost učinka potresnega vpliva E_E izračuna z enačbo (EN 1998: 2005 točka 4.3.3.3.2, stran 51):

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}, \quad (19)$$

kjer sta:

E_E obravnavan učinek potresnega vpliva (sila, pomik, itd.),

E_{Ei} vrednost tega učinka potresnega vpliva zaradi nihajne oblike i .

V primeru, da pogoj o medsebojni odvisnosti T_i in T_j iz prvega odstavka ni izpolnjen, je treba za račun največjih vrednosti posameznih nihajnih oblik konstrukcije uporabiti natančnejše postopke, kot npr. metodo *CQC*, to je kompletna kvadratna kombinacija.

Vpliv torzije

Ob uporabi prostorskega modela, lahko vpliv naključne torzije upoštevamo kot ovojnico rezultatov, dobljenih s statično analizo. Obtežbo predstavljajo torzijski momenti M_{ai} okrog navpične osi v vsaki etaži i (EN 1998: 2005 točka 4.3.3.3, stran 51):

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i, \quad (20)$$

kjer so:

M_{ai} torzijski moment okrog navpične osi v etaži i ,

e_{ai} slučajna ekscentričnost mase v etaži i po enačbi (11),

F_i vodoravna sila v etaži i .

2.2.2.3.3 Kombinacija učinkov vodoravne komponente potresnega vpliva

Vodoravni komponenti potresnega vpliva v splošnem delujeta sočasno in se lahko kombinirata:

- z neodvisnim izračunom odziva za vsako vodoravno komponento,
- z oceno največje vrednosti za vsak učinek potresnega vpliva na konstrukcijo po pravilu *SRSS* (izračuna se kvadratni koren vsote kvadratov odziva za obe vrednosti komponente).

Učinek potresnega vpliva se lahko zaradi kombinacije vodoravnih komponent potresnega vpliva določi tudi z naslednjima kombinacijama (EN 1998: 2005 točka 4.3.3.5.1, stran 54):

$$E_{Edx} \text{ "+" } 0,30 E_{Edy}, \quad (21)$$

$$0,30 E_{Edx} \text{ "+" } E_{Edy}, \quad (22)$$

kjer so:

"+" "kombinirano z",

E_{Edx} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva vzdolž izbrane vodoravne smeri x konstrukcije,

E_{Edy} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja istega potresnega vpliva vzdolž izbrane vodoravne smeri y konstrukcije.

Faktor obnašanja q je lahko v eni vodoravni smeri drugačen kot v drugi, če sta konstrukcijski sistem in opredelitev pravilnosti različna v dveh smereh. Pri kombinacijah potresnih vplivov je potrebno za vsako komponento izbrati tisti predznak, ki ima neugodnejši vpliv na obravnavan učinek.

2.2.2.4 Račun pomikov

Pomiki, ki jih povzroča projektni potresni vpliv, se v primeru, da je bila izvedena linearna analiza, izračunajo s pomočjo elastične deformacije konstrukcijskega sistema, ob uporabi naslednjega poenostavljenega izraza (EN 1998: 2005 točka 4.3.5 (1)P, stran 55):

$$d_s = q_d d_e, \quad (23)$$

kjer so:

d_s pomik točke konstrukcijskega sistema zaradi projektnega potresnega vpliva,

q_d faktor obnašanja za pomike. Predpostavljeno je, da je enak q , če ni drugače določeno,

d_e pomik iste točke konstrukcijskega sistema, določen z linearno elastično analizo z uporabo projektnega spektra.

Pri določevanju pomikov d_e je potrebno upoštevati torzijske učinke zaradi potresnega vpliva.

2.2.3 Preverjane varnosti

Pri preverjanju varnosti je potrebno upoštevati ustrezni mejni stanji in sicer mejno stanje nosilnosti in zahtevo po omejitvi poškodb ter posebne zahteve, ki so v EN 1998 navedene v točki 2.2.4. Za vse stavbe, z izjemo tistih, ki so v IV. kategoriji pomembnosti, se lahko upošteva, da zadoščajo pogojem mejnih stanj, če sta izpolnjena oba naslednja pogoja (EN 1998: 2005 točka 4.4.1, stran 59):

- Celotna prečna sila, ki ustreza potresni projektni kombinaciji, izračunana s faktorjem obnašanja, ki ustreza konstrukcijam, ki niso sposobne sipati energije, je manjša od tiste, ki ustreza drugi ustrezni projektni kombinaciji, za katero je bila stavba projektirana ob upoštevanju linearno-elastične analize. Ta zahteva se nanaša na prečno silo za celotno konstrukcijo na mestu vpetja.
- Upoštevajo se posebni ukrepi, opisani v EN 1998 v točki 2.2.4, z izjemo določil v 2.2.4.1(2)-(3).

2.2.3.1 Mejno stanje nosilnosti

Varnost proti porušitvi pri potresni projektni kombinaciji je zagotovljena, če so izpolnjeni pogoji glede nosilnosti, duktilnosti, ravnotežja, stabilnosti temeljev in dilatacij.

2.2.3.1.1 Pogoj nosilnosti

Za izpolnitev pogoja nosilnosti, mora biti za vse konstrukcijske in nekonstrukcijske elemente vključno s spoji izpolnjen naslednji pogoj (EN 1998: 2005 točka 4.4.2.2, stran 59):

$$E_d \leq R_d, \quad (24)$$

kjer sta:

E_d projektna vrednost učinka vpliva pri potresni projektni kombinaciji,

R_d odgovarjajoča projektna nosilnost elementa.

Vpliva teorije drugega reda (P - Δ efekt) ni potrebno upoštevati v primerih, kadar je v vseh etažah izpolnjen pogoj (EN 1998: 2005 točka 4.4.2.2, stran 60):

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10, \quad (25)$$

kjer so:

- θ koeficient občutljivosti za etažne pomike,
- P_{tot} celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo, ki je upoštevana pri potresnem projektnem stanju,
- d_r projektni etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma d_s na vrhu in na dnu obravnavane etaže,
- V_{tot} celotna prečna sila v etaži zaradi potresa,
- h višina etaže.

V primeru, da je $0,1 < \theta \leq 0,2$, se lahko vpliv teorije drugega reda s približno metodo upošteva tako, da se ustrezni učinki potresnega vpliva povečajo s faktorjem $1/(1 - \theta)$. Vrednost koeficienta θ pa ne sme biti večja od 0,3.

2.2.3.1.2 Pogoj globalne in lokalne duktilnosti

Zagotavljanje zadostne duktilnosti je potrebno tako na nivoju konstrukcije kot celote, kot tudi na nivoju konstrukcijskih elementov. Stopnja duktilnosti pa je odvisna od izbranega sistema in faktorja obnašanja. Izpolnjene morajo biti tudi zahteve, ki jih EN 1998 določa v poglavjih od 5 do 9. Le te so vezane na različne tipe materiala. Če je zahtevano, mora biti izpolnjena tudi zahteva glede načrtovanja nosilnosti, s katero zagotovimo predvideno razporeditev plastičnih členkov.

Posebno pozornost pa je pri večetažnih konstrukcijah potrebno posvetiti možnosti formiranja plastičnega mehanizma v mehki etaži, saj lahko takšen mehanizem poveča zahteve po lokalni duktilnosti v mehki etaži. Pri dvo ali večetažnih okvirnih konstrukcijah do plastičnega mehanizma v mehki etaži ne pride, če je v vseh vozliščih primarnih ali sekundarnih nosilcev s stebri, ki tvorijo primarni potresni sistem, izpolnjen pogoj (EN 1998: 2005 točka 4.4.2.3, stran 60):

$$\sum M_{RC} \geq 1,3 \sum M_{RB}, \quad (26)$$

kjer sta:

$\sum M_{RC}$ vsota projektnih upogibnih nosilnosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču. Pri določanju upogibnih nosilnosti je treba upoštevati celotno območje osnih sil, ki se pojavijo pri potresnem projektnem stanju, in v pogoj (26) uporabiti najmanjšo vrednost nosilnosti,

$\sum M_{RB}$ vsota projektnih upogibnih nosilnosti nosilcev, ki se stikajo v vozlišču. Ko se uporabljajo stiki z delno nosilnostjo, se pri določanju $\sum M_{RB}$ uporabi nosilnost teh stikov.

Izraz (26) mora biti izpolnjen v obeh smereh pravokotnih ravnin okvira, prav tako pa moramo kontrolirati tudi za obe smeri potresa (pozitivni in negativni vpliv momenta okoli vozlišča v nosilcih).

2.2.3.1.3 Pogoj ravnotežja

Pri potresnem projektnem stanju mora biti stavba stabilna (tudi glede prevrnitve in zdrsa). Splošna oblika kombinacije učinkov vplivov je (SIST EN 1990: 2004 točka 6.4.3.4, stran 35):

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; A_{Ed}; \Psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad j, i \geq 1 \quad (27)$$

Kombinacija vplivov v oklepaju {} se lahko izrazi kot:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}, \quad (28)$$

kjer je:

E_d	projektna vrednost učinka vpliva,
E	učinek vpliva,
$G_{k,j}$	karakteristična vrednost stalnega vpliva,
P	odločilna reprezentativna vrednost vpliva prednapetja,
A_{Ed}	projektna vrednost vpliva potresa,
$\Psi_{2,i}$	faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva,
$Q_{k,i}$	karakteristična vrednost spremljajočega vpliva.

2.2.3.2 Omejitev poškodb

Omejitev etažnih pomikov (EN 1998: 2005 točka 4.4.3.2, stran 63)

- Za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov:

$$d_r v \leq 0,005 h \quad (29)$$

- Za stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi

$$d_r v \leq 0,0075 h \quad (30)$$

- Za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo:

$$d_r v \leq 0,010 h, \quad (31)$$

kjer so:

- d_r projektni etažni pomik,
- h etažna višina,
- ν redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb (vrednost je lahko odvisna tudi od faktorja pomembnosti stavbe).

2.3 Posebna pravila za betonske stavbe

V EN 1998 je poglavje 5 namenjeno betonskim stavbam. Obravnavano je projektiranje stavb na potresnem območju. Definirani so tudi osnovni elementi pri betonskih stavbah. Opisali bomo tiste, ki so pomembni za naš primer:

- **Okvirni sistem:** navpično in vodoravno obtežbo prenaša predvsem s prostorskimi okvirji. Ob vpetju mora biti strižna nosilnost okvirov večja od 65 % celotne strižne nosilnosti konstrukcijskega sistema.
- **Greda:** konstrukcijski element, ki je v glavnem obremenjen s prečno obtežbo in normirano projektno osno silo $\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$, ki ni večja od 0,1 (vrednosti za tlak so pozitivne).
- **Steber:** konstrukcijski element, ki prevzema gravitacijsko obtežbo z normalnimi napetostmi, ali je obremenjen z normirano projektno osno silo $\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$, ki je večja od 0,1.
- **Kritično območje:** območje v primarnem potresnem elementu, kjer nastopa najneugodnejša kombinacija notranjih sil (M, N, V, T) in kjer lahko pride do formiranja plastičnega členka.

2.3.1 Načini projektiranja

Betonske stavbe, ki so projektirane na potresne vplive, morajo zagotoviti ustrezno sposobnost sipanja energije brez znatnega zmanjšanja nosilnosti, tako v vodoravni kot navpični smeri. EN 1998 betonske stavbe glede na sposobnost sipanja histerezne energije razvrščajo v tri razrede:

- **DCL:** v ta razred spadajo stavbe, ki imajo majhno sposobnost sipanja energije in nizko stopnjo duktilnosti (L). Projektiranje takšnih stavb se priporoča le na področjih s šibkimi potresi.
- **DCM in DCH:** srednja (M) in visoka (H) stopnja duktilnosti. V ta dva razreda spadajo stavbe, ki so projektirane, dimenzionirane in konstruirane po posebnih določilih za potresnoodporno projektiranje, ki konstrukciji omogočajo razvoj stabilnega mehanizma, povezanega z velikim sipanjem energije pri potresni obtežbi, brez krhke porušitve.

2.3.1.1 Vrste konstrukcij in faktorji obnašanja

2.3.1.1.1 Vrste konstrukcij

Glede na obnašanje pri potresni obtežbi, so stavbe v EN 1998 razvrščene v naslednje konstrukcijske sisteme:

- okvirni sistem,
- mešani sistem,
- duktilni stenasti sistem,
- sistem velikih, šibko armiranih sten,
- sistem obrnjenega nihala,
- torzijsko podajen sistem.

2.3.1.1.2 Faktorji obnašanja za vodoravne potresne vplive

Zgornja vrednost faktorja obnašanja q je za vsako smer definira kot (EN 1998: 2005 točka 5.2.2.2, stran 67):

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5, \quad (32)$$

kjer sta:

q_0 osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od vrste konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini,

k_w faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami.

Preglednica 3 prikazuje osnovne vrednosti q_o za različne vrste konstrukcij stavb pravilnih po višini:

Preglednica 3: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja (q_o) - sistemi pravilni po višini

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

Za stavbe, ki po višini niso pravilne, se vrednost q_o zmanjša za 20 %.

Koeficienta α_1 in α_u sta definirana kot (EN 1998 točka 5.2.2.2 (4), stran 67):

- α_1 je faktor, s katerim se pomnoži vodoravni potresni projektni vpliv (medtem ko se vsi ostali projektni vplivi zadržijo konstantni) tako, da se v prvem elementu konstrukcije doseže upogibna odpornost (upogibni plastični členek),
- α_u je faktor, s katerim se pomnoži vodoravni potresni projektni vpliv (medtem ko se vsi ostali projektni vplivi zadržijo konstantni) tako, da nastanejo plastični členki v zadostnem številu prerezov za nastop globalne nestabilnosti konstrukcije (plastičnega mehanizma). Faktor α_u se lahko določi z nelinearno-statično globalno analizo.

Za stavbe, ki so pravilne po višini, se lahko za faktor α_u / α_1 vzame približno vrednost (EN 1998: 2005 točka 5.2.2.2 (5), stran 67):

- okvirni ali mešani sistemi, ekvivalentni okvirnemu:
 - enoetažne stavbe: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
 - večetažne okviri z enim poljem: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$

- večetažni okviri z več polji ali večetažni mešani sistemi, ekvivalentni okvirnemu $\alpha_u / \alpha_l = 1,3$

- stenasti sistemi in mešani sistemi, ekvivalentni stenastemu:
 - stenasti sistemi s samo dvema nepovezanima stenama v vsaki vodoravni smeri: $\alpha_u / \alpha_l = 1,0$
 - drugi sistemi z nepovezanimi stenami: $\alpha_u / \alpha_l = 1,1$
 - mešani sistemi, ekvivalenten stenastemu ali sistemu povezanih sten (sten z odprtinami): $\alpha_u / \alpha_l = 1,2$.

Največja vrednost faktorja α_u / α_l , ki se lahko uporabi v projektiranju je 1,5.

Faktor k_w , ki upošteva pravladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami, je za okvirne in okvirom enakovredne mešane sisteme enak 1,0.

2.3.1.2 Merila za projektiranje

2.3.1.2.1 Merilo lokalne nosilnosti

V kritičnih območjih morajo biti izpolnjene zahteve iz točke 2.2.3.1.1.

2.3.1.2.2 Pravilo načrtovanja nosilnosti

Preprečiti je potrebno vse krhke ali katerekoli druge porušne mehanizme na način, da se projektna obremenitev na izbranih mestih izpelje iz ravnotežnih pogojev za stanje, ko v sosednjih območjih nastanejo plastični členki in so v njih izkoriščene morebitne rezerve nosilnosti.

2.3.1.2.3 Merilo lokalne duktilnosti

Globalna duktilnost stavbe je odvisna od sposobnosti plastične rotacije tistih mest, kjer se lahko razvijejo plastični členki. Zahtevana globalna duktilnost je dosežena, če je rotacijska sposobnost dovolj velika. To velja v primeru, da so izpolnjeni naslednji pogoji (EN 1998: 2005, točka 5.2.3.4, stran 69, 70):

- **zadostna duktilnost za ukrivljenost:** zagotovljena v vseh kritičnih območjih primarnih potresnih elementov vključno s krajišči stebrov,
- **preprečen lokalni uklon tlačene armature:** na vseh morebitnih mestih plastičnih členkov v primarnih potresnih elementih,
- **zagotovitev lokalne duktilnosti:** ustrezna izbira betona in jekla,
- v primeru, ko ni natančnejših podatkov, je zadostna duktilnost za ukrivljenost zagotovljena, če je faktor duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ enak vrednostim v spodnjih izrazih:

$$\mu_\phi = 2q_o - 1, \quad \text{če } T_1 \geq T_C, \quad (33)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_o - 1)T_C/T_1, \quad \text{če } T_1 < T_C, \quad (34)$$

kjer so:

q_o ustrezna osnovna vrednost faktorja obnašanja iz preglednice 3,

T_1 osnovni nihajni čas stavbe,

T_C zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost.

Faktor μ_ϕ je opredeljen z razmerjem med ukrivljenostjo pri 85 % upogibne nosilnosti v postkritičnem območju in ukrivljenostjo na meji plastičnosti, ob pogoju, da mejni deformaciji betona ε_{cu} in armature $\varepsilon_{su,k}$ nista preseženi.

2.3.1.2.4 Sposobnost prerazporeditve obremenitev v konstrukciji

S pravili za zagotovitev lokalne duktilnosti se doseže potrebna sposobnost prerazporeditve obremenitev v konstrukciji. Konstrukcije, ki imajo nižjo stopnjo statične nedoločenosti, imajo manjšo sposobnost prerazporeditve obremenitev in posledično manjši faktor obnašanja.

2.3.1.2.5 Dodatni ukrepi

Ker je potresni vpliv zelo nepredvidljiv, lahko pride v kombinaciji z napakami v načrtovanju konstrukcije in napakami med samo analizo do večjih tveganj varnosti konstrukcije tekom življenjske dobe le te. Da se temu čim bolj izognemo, je potrebno upoštevati smernice oziroma pravila, ki so v EN 1998 opisane v točki 5.2.3.7.

2.3.1.3 Preverjanje varnosti

Zaradi cikličnih deformacij lahko pride do zmanjšanja nosilnosti materialov. V tem primeru se pri kontroli mejnega stanja nosilnosti zmanjšata delna faktorja varnosti γ_c za beton in γ_s za jeklo.

2.3.2 Projektiranje za stopnjo duktilnosti DCM

2.3.2.1 Geometrijske omejitve in materiali

V primarnih potresnih elementih tlačna trdnost betona ne sme biti manjša od C 16/20, armaturno jeklo mora biti razreda B ali C po določilih EN 1992:2004, preglednica C.1. V kritičnih območjih primarnih potresnih elementov pa mora biti z izjemo zaprtih stremen in prečnih armaturnih vezi, uporabljena le rebrasta armatura.

2.3.2.1.1 Geometrijske omejitve grede

Omejitev ekscentričnosti osi grede glede na os stebra, v katerega se greda vpenja, omogoča učinkovit prenos cikličnih momentov iz primarne potresne grede v steber.

Da je lahko izpolnjena zahteva iz prvega odstavka, mora biti razdalja med težiščnima osema obeh elementov manjša od (EN 1998: 2005, točka 5.4.1.2.1, stran 72):

$$b_c/4, \tag{35}$$

kjer je:

b_c največja dimenzija prečnega prereza stebra, normalna na vzdolžno os grede.

Da je vpliv tlačne sile v stebri na prijemnost vodoravnih armaturnih palic, ki so položene skozi vozlišče ugoden, mora širina primarne potresne grede b_w izpolnjevati pogoj:

$$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2b_c\}, \tag{36}$$

kjer je:

h_w višina grede.

2.3.2.1.2 Geometrijske omejitve stebra

Dimenzije prečnega prereza primarnih potresnih elementov ne smejo biti manjše od ene desetine večje razdalje med prevojno točko in krajiščema stebrov. Ta pogoj ni potreben le v primerih, ko je $\theta \leq 0,1$ (točka 2.2.3.1.1 enačba (25)).

2.3.2.2 Projektni učinki vplivov (projektne notranje sile)

2.3.2.2.1 Grede

Prečne sile v primarnih potresnih gredah je potrebno določiti v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti (Slika 5). Ravnotežje grede se upošteva pri:

- **prečni obtežbi**, ki deluje na gredo v potresnem projektne stanju:

v krajišču grede i se izračunata dve vrednosti prečne sile, to je $V_{Ed,max,i}$ in najmanjša $V_{Ed,min,i}$, ki ustrežata največjim pozitivnim in največjim negativnim momentom $M_{i,d}$, ki se lahko pojavijo v krajiščih gred 1 in 2

- **momentih v krajiščih grede $M_{i,d}$** (kjer $i=1, 2$ označuje krajna prereza grede), ki ustrezajo stanju, ko se formirajo plastični členki za pozitivno in negativno delovanje potresne obtežbe:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rb,i} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right), \quad (37)$$

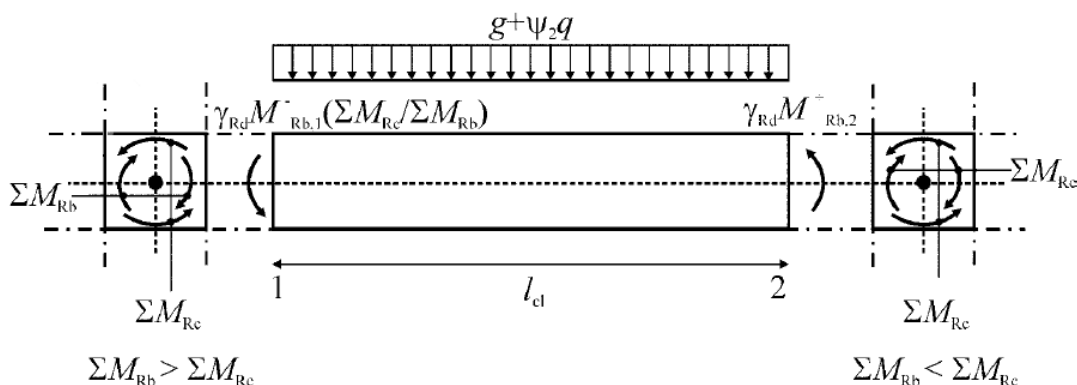
kjer so:

γ_{Rd} faktor, ki upošteva morebitno večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla. V primeru DCM gred se lahko zanj privzame vrednost 1,0,

$M_{Rb,i}$ je projektna vrednost upogibne nosilnosti grede v krajišču i v smeri upogibnega momenta zaradi potresa pri upoštevanju smeri potresnega vpliva,

$\sum M_{Rc}$ in $\sum M_{Rb}$ sta po vrsti vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti stebrov in vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti gred, ki se stikajo v vozlišču.

- če je krajišče grede podprto posredno z drugo gredo, se za moment $M_{i,d}$ v tem krajišču grede lahko vzame moment, ki se določi pri potresnem projektnejem stanju.



Slika 5: Velikost prečnih sil v gredah, določena s postopkom načrtovanja nosilnosti (EN 1998: 2005, slika 5.1, stran 74)

2.3.2.2.2 Stebri

Prečne sile v primarnih potresnih stebrih je potrebno določiti v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti (Slika 6). Ravnotežje stebra se upošteva pri delovanju momentov v krajiščih grede $M_{i,d}$ (kjer $i = 1, 2$ označuje krajna prereza stebra), ki ustrezajo stanju, ko se formirajo plastični členki za pozitivno in negativno delovanje potresne obtežbe. Momenti $M_{i,d}$ se lahko določijo z izrazom :

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right), \quad (38)$$

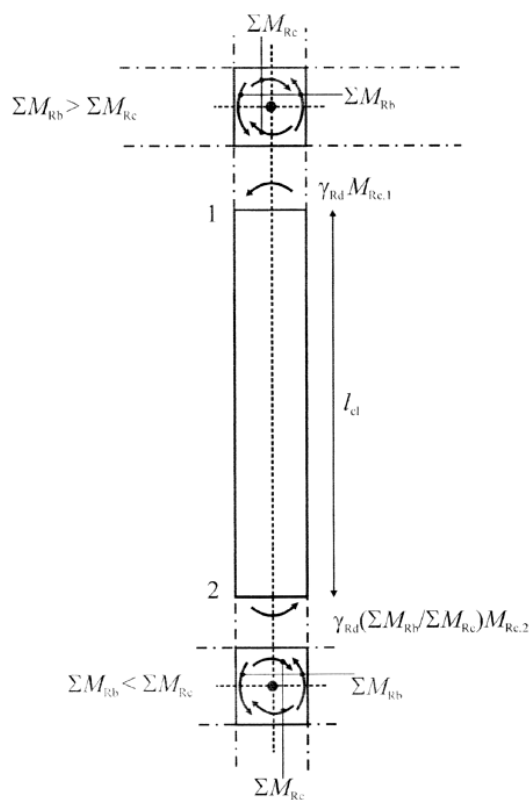
kjer so:

γ_{Rd} faktor, ki upošteva morebitno večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla in objetja betona v tlačni coni prereza in se privzame vrednost 1,1,

$M_{Rc,i}$ je projektna vrednost upogibne nosilnosti stebra v krajišču i . Izpeljana je v smeri upogibnega momenta zaradi potresnega vpliva in v njegovi smeri,

$\sum M_{Rc}, \sum M_{Rb}$ sta po vrsti vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti stebrov in vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti gred, ki se stikajo v vozlišču.

Vrednosti $M_{Rc,i}$ in $\sum M_{Rc}$ ustrezata osni sili (silam) v stebri v potresnem projektne stanju za upoštevano smer potresnega vpliva.



Slika 6: Prečna sila v stebri, določena s postopkom načrtovanja nosilnosti

(EN 1998: 2005, slika 5.2, stran 75)

2.3.2.3 Preverjanja mejnih stanj in konstruiranje

2.3.2.3.1 Grede

- **Upogibna in strižna nosilnost:** upogibna in strižna nosilnost grede sta obravnavani in se določita na podlagi EN 1992-1-1:2004.
- **Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti** (EN 1998: 2005, točka 5.4.3.1.2, stran 78, 79): kritična območja primarnih potresnih gred so območja na razdalji do $l_{cr} = h_w$ (h_w višina grede), od krajnih prerezov ob vozlišču gred s stebri in na obeh straneh tistih prerezov, kjer lahko pride do plastifikacije pri projektne potresnem stanju. V primeru, ko grede podpirajo nezvezne navpične elemente, se kritično območje gred pod temi navpičnimi elementi na vsaki strani poveča poveča iz h_w na $2 h_w$.

Da so pogoji za lokalno duktilnost kritičnih območij primarnih potresnih gred izpolnjeni, mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ vsaj enaka vrednosti iz 2.3.1.2.3.

Delež armature v natezni coni ρ vzdolž cele dolžine primarne potresne grede ne sme biti manjši od vrednosti, ki jo dobimo z izrazom:

$$\rho_{min} = 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right). \quad (39)$$

Predpisana stremena v kritičnih območjih so zaprta stremena. Njihov premer d_{bw} ne sme biti manjši od 6mm, razmik s (v milimetrih) pa ne sme biti večji od:

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL} \right\}, \quad (40)$$

kjer sta:

d_{bL} premer najtanjše vzdolžne palice (v milimetrih),

h_w višina grede v milimetrih.

Prvo streme na krajišču grede ne sme biti oddaljeno več kot 50 mm od stebra.

2.3.2.3.2 Stebri

- **Nosilnost:** upogibna in strižna nosilnost stebra je obravnavana in se določi na podlagi EN 1992:2004, pri čemer se vrednost osne sile upošteva iz analize za potresno projektno stanje. Vrednost normirane osne sile ν_d v primarnih potresnih stebrih ne sme preseči 0,65.

V primeru dvoosnega upogiba lahko uporabimo poenostavitev, da preverjamo vsako smer posebej (ločeno), vendar pri tem upoštevamo zmanjšano enoosno upogibno nosilnost za 30 %.

- **Konstruiranje primarnih potresnih stebrov za zagotovitev lokalne duktilnosti** (EN 1998: 2005, točka 5.4.3.2.2, stran 80 - 82): delež celotne vzdolžne armature mora biti $0,01 < \rho_1 < 0,04$. Pri prerezih, ki so simetrični, je zgornja armatura simetrična spodnji: $\rho = \rho'$. Vzdolž vsake stranice stebra je potrebno med vogalne armaturne palice postaviti še vsaj eno vmesno palico.

Kritična območja primarnih stebrov so obravnavana območja na razdalji l_{cr} (v metrih) od obeh krajišč stebra:

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0,45 \right\}, \quad (41)$$

kjer sta:

h_c večja dimenzija prečnega prereza stebra (v metrih),

l_{cl} svetla višina stebra.

V primeru, ko pa je $l_c / h_c < 3$, je potrebno primarni potresni steber po celi višini upoštevati kot kritično območje.

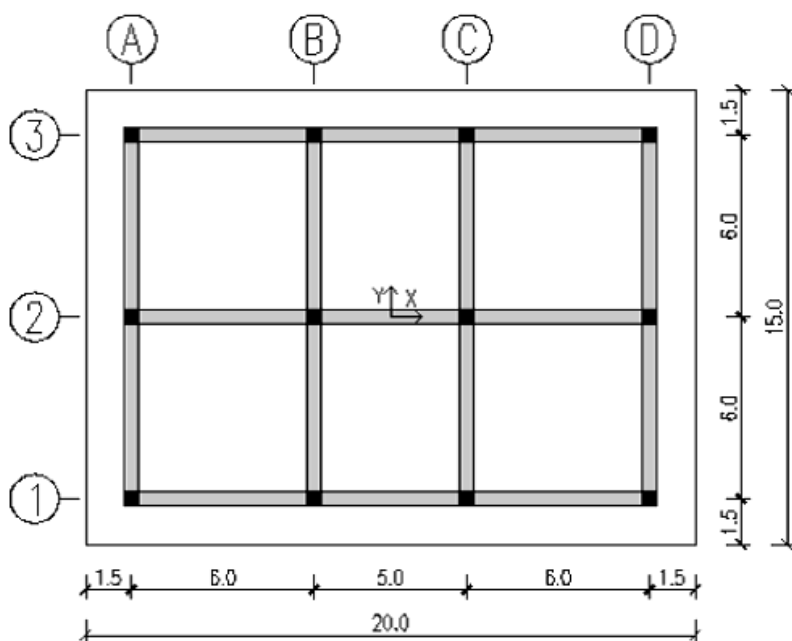
Za steber velja, da mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ v kritičnem območju ob vpetju vsaj enaka vrednosti iz 2.3.1.2.3. Da je zagotovljena najmanjša duktilnosti in je preprečen lokalni uklon vzdolžnih armaturnih palic, morajo biti stemena na ustrezni medsebojni razdalji in premera vsaj 6 mm.

3 OPIS KONSTRUKCIJE IN DOLOČITEV OBTEŽBE

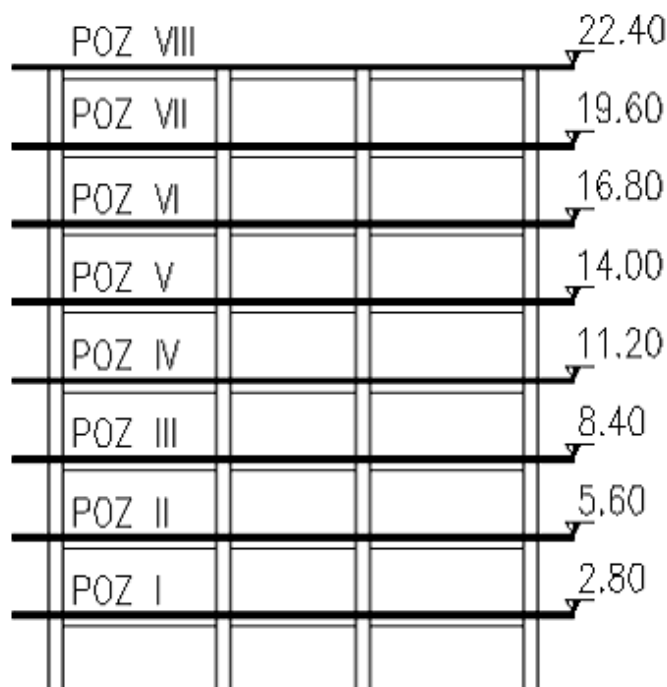
3.1 Osnovni podatki

V diplomski nalogi smo obravnavali primer osem-etažne (Slika 8), armiranobetonske konstrukcije. Konstrukcija je sestavljena iz prečnih in vzdolžnih okvirov (Slika 7), ki so vpeti v togo klet. Za medetažno konstrukcijo je predvidena plošča debeline 20 cm. Za potresno analizo so pomembni tudi podatki o lokaciji objekta, le ta pa se locira v območju Ljubljane na tleh tipa C. Predvidena dejavnost, ki se bo v stavbi odvijala, je poslovna dejavnost.

- št. etaž: 8
- višina etaže: 2,8 m
- $L_x = 20$ m
- $L_y = 15$ m
- elementi:
 - stebri 50/50 cm
 - grede 50/50 cm
 - plošča 20 cm



Slika 7: Tloris etaže (Vidrih in Fischinger, 2008)



Slika 8: Vzdolžni prerez (Vidrih in Fischinger, 2008)

3.2 Material

Če želimo zagotoviti ustrezno lokalno duktilnost, moramo biti pozorni pri izbiri kakovosti betona in jekla. Smernice za pravilno izbiro so podane v EN 1998 v točki 5.2.3.4. Posebne zahteve so podane tudi za različne duktilnostne razrede. Ker smo obravnavali srednjo stopnjo duktilnosti (DCM), smo upoštevali tudi zahteve točke 5.4.1.1. Delna materialna faktorja za jeklo in beton smo upoštevali v skladu z nacionalnim dodatkom in sicer:

- beton : $\gamma_c = 1,5$
- jeklo: $\gamma_s = 1,15$

3.2.1 Beton

Uporabljen beton, tako za okvire, kot tudi za ploščo, je C30/37. Karakteristike betona so prikazane v preglednici 4:

Preglednica 4: Karakteristike betona

trdnostni razred	C 30/37
f_{ck}	3,0 kN/cm ²
f_{ctm}	0,29 kN/cm ²
E_{cm}	3300 kN/cm ²
ν	0
specifična teža	25 kN/m ³
γ_c	1,5

3.2.2 Jeklo

V preglednici 5 so prikazane karakteristike izbranega jekla razreda C.

Preglednica 5: Karakteristike jekla

kvaliteta	S500
f_{yk}	50 kN/cm ²
E	21000 kN/cm ²
γ_s	1,15

3.3 Obtežni primeri

3.3.1 Lastna teža + stalna obtežba

Za določitev lastne teže smo upoštevali specifično težo betona $\gamma = 25\text{kN/m}^3$. Poleg lastne teže pa je konstrukcija obtežena tudi s stalno obtežbo, katera zajema tudi težo predelnih sten. Lastna in stalna obtežba sta enakomerno zvezno porazdeljeni z vrednostjo (Vidrih in Fischinger, 2008):

$$g = 9,0 \text{ kN/m}^2$$

3.3.2 Koristna obtežba

Koristno obtežbo določim iz preglednice 6.2 v SIST EN 1991-1:2004 in je odvisna od kategorije uporabe stavbe. Ker je v stavbi predvidena poslovna dejavnost, stavba spada v kategorijo uporabe B in je zato:

$$q = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

3.3.3 Potresni vplivi

- lokacija: Ljubljana, tip tal C
- projektni pospešek tal: $a_g = 0,25g$
- stavbo uvrstimo v II. kategorijo stavb (glej preglednico 2)

3.3.3.1 Račun mas

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} Q_k, \quad (42)$$

$$m_{E,i} = m_g + \Psi_{E,i} m_{Q,i}, \quad (43)$$

$$\Psi_{E,i} = \Psi_{2,i} \varphi, \quad (44)$$

pri čemer je:

$\varphi = 0,5$ vmesne etaže (neodvisno zasedene),

$\varphi = 1,0$ zgornja etaža,

$\psi_{2,i} = 0,3$ stanovanja – koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv i (SIST EN 1990: 2004, Dodatek A1, Preglednica A.1.1.).

Ker so si nadstropja po geometriji in po razporeditvi mase enaka, so si mase posameznih etaž enake za vsako izmed nadstropij. Izjema je le zgornja etaža, pri kateri namesto upoštevane 15% deleža spremenljive obtežbe q upoštevamo 30% spremenljive obtežbe q .

Tlorisna površina vsake etaže meri:

$$A_x = 20 \text{ m} \cdot 15 \text{ m} = 300 \text{ m}^2$$

Maso etaž 1-7 smo izračunali na naslednji način:

$$m_{1-7} = m_{1-7,x} = m_{1-7,y}$$

$$m_{1-7} = m_{1,G} + \Psi_{E,i} \cdot m_{1,Q} = m_{1,G} + \Psi_{2,i} \cdot \varphi \cdot m_{1,Q}$$

$$m_{1-7} = \left(9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,5 \cdot 0,3 \cdot 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 300 \text{ m}^2 / 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$m_{1-7} = 289 \text{ t}$$

Masa 8. etaže (streha):

$$m_8 = m_{8,x} = m_{8,y}$$

$$m_8 = m_{8,G} + \Psi_{E,i} \cdot m_{8,Q} = m_{8,G} + \Psi_{2,i} \cdot \varphi \cdot m_{8,Q}$$

$$m_8 = \left(9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1 \cdot 0,3 \cdot 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 300 \text{ m}^2 \div 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$m_8 = 303 \text{ t}$$

Pri računu masnega momenta smo najprej izračunali kvadrat vztrajnostnega polmera za vsako etažo posebej. Izkaže se, da so si te količine za vse etaže enake, saj ima vsaka etaža enako geometrijo.

$$r^2 = \frac{(I_x + I_y)}{A_x} = \frac{(5625 \text{ m}^4 + 10000 \text{ m}^4)}{(300 \text{ m}^2)} = 52,08 \text{ m}^2$$

$$I_x = \frac{[l_y^3 \cdot l_x]}{12} = \frac{[(15 \text{ m})^3 \cdot 20 \text{ m}]}{12} = 5625 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{[l_x^3 \cdot l_y]}{12} = \frac{[(20 \text{ m})^3 \cdot 15 \text{ m}]}{12} = 10000 \text{ m}^4$$

Masni moment za vsako etažo posebej določimo na naslednji način:

$$M_{1-7,\varphi 1} = m_{1-7} \cdot r^2 = 289 \text{ t} \cdot 52,08 \text{ m}^2 = 15051 \text{ tm}^2$$

$$M_{8,\varphi 2} = m_8 \cdot r^2 = 303 \text{ t} \cdot 52,08 \text{ m}^2 = 15780 \text{ tm}^2$$

3.3.3.2 Faktor obnašanja q

Sposobnost sipanja potresne energije je za stabilnost in varnost konstrukcije pri potresu izredno pomembna. V EN 1998, v točki 5.2.1 je določeno, da moramo konstrukcijam z manjšo duktilnostjo zagotoviti večjo nosilnost, kot v primeru, ko je konstrukcija sposobna sipati energijo na račun duktilnosti.

Faktor obnašanja smo določili na podlagi enačbe 32:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5,$$

$$q_0 = 3,0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \quad \text{iz preglednice 3,}$$

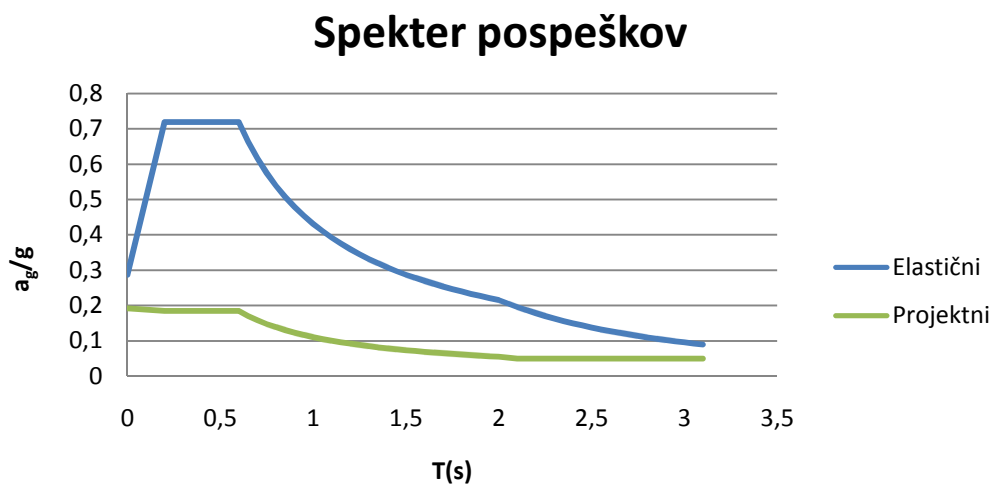
$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,3 \quad \text{za večetažni okvir z več polji (točka 2.3.1.1.2),}$$

$$k_w = 1,0 \quad \text{za okvire in okvirom enakovredne mešane sisteme (točka 2.3.1.1.2).}$$

$$q = q_0 \cdot 1,0 = 3,0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \cdot 1,0 = 3,0 \cdot 1,3 \cdot 1,0$$

$$\mathbf{q = 3,9}$$

V EN 1998 so v preglednici 3.2 navedene vrednosti parametrov, ki opisujejo priporočen elastičen spekter odziva tipa 1 (Slika 9).



Slika 9: Elastični in projektni spekter odziva tipa 1 za tla tipa C

3.4 Vpliv slučajne ekscentričnosti

V programu smo slučajno ekscentričnost upoštevali tako, da smo v center mas podali dodatne torzijske momente. Momente smo izračunali kot produkt potresnih sil po etažah v eni smeri in ročico slučajne ekscentričnosti v drugi smeri (Enačbi 11 in 20). Potresne sile smo določili s pomočjo metode vodoravnih sil.

Vplive momentov smo upoštevali s pozitivnim in negativnim predznakom. Tako smo dobili štiri obtežne primere (za obe smeri obtežbe pozitiven in negativen predznak). Iz teh obtežnih primerov smo naredili ovojnico momentov, ki smo jo kasneje kombinirali z ostalimi obtežnimi primeri.

3.4.1 Metoda vodoravnih sil

Metoda vodoravnih sil je v EN 1998 obravnavana v točki 4.3.3.2.3. Vodoravne sile po etažah smo določili po enačbi 14:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

Celotno prečno silo smo določili za obe glavni smeri z enačbo 13:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda,$$

V preglednici 6 so podane mase po posameznih etažah in skupna masa konstrukcije.

Preglednica 6: Kota in masa etaže.

Etaža	Kota [m]	Masa [kg]
1	2,8	289
2	5,6	289
3	8,4	289
4	11,2	289
5	14	289
6	16,8	289
7	19,6	289
8	22,4	303

$$\sum m = 2326t$$

Ekscentričnost:

$$x \text{ smer: } e_x = 0,05 \cdot L_x = 0,05 \cdot 20m = 1,0m$$

$$y \text{ smer: } e_y = 0,05 \cdot L_y = 0,05 \cdot 15m = 0,75m$$

Račun F_{bx} in F_{by} po enačbi (13):

$$F_{bx} = S_d(T_x) \cdot m \cdot \lambda = 0,0761 \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} \cdot 2326t \cdot 1 = 1736 \text{ kN}$$

$$F_{by} = S_d(T_y) \cdot m \cdot \lambda = 0,0717 \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} \cdot 2326t \cdot 1 = 1636 \text{ kN}$$

$$\lambda = 1, \text{ ker } T_1 = 1,54s > 2 T_C = 1,2s$$

$$T_2 = 1,45s > 2 T_C = 1,2s$$

Rezultati vodoravnih sil po etažah so prikazani v preglednici 7.

Preglednica 7: Razporeditev vodoravnih sil po etažah

F_y	[kN]	F_x	[kN]
F_{1y}	45	F_{1x}	48
F_{2y}	90	F_{2x}	95
F_{3y}	135	F_{3x}	143
F_{4y}	180	F_{4x}	191
F_{5y}	225	F_{5x}	239
F_{6y}	270	F_{6x}	286
F_{7y}	315	F_{7x}	334
F_{8y}	377	F_{8x}	400

V preglednici 8 so prikazani torzijski momenti v posamezni etaži, ki smo jih izračunali po enačbi 16.

Preglednica 8: Torzijski momenti po etažah

M_y	[kNm]	M_x	[kNm]
M_{1y}	45	M_{1x}	36
M_{2y}	90	M_{2x}	72
M_{3y}	135	M_{3x}	107
M_{4y}	180	M_{4x}	143
M_{5y}	225	M_{5x}	179
M_{6y}	270	M_{6x}	215
M_{7y}	315	M_{7x}	251
M_{8y}	377	M_{8x}	300

3.5 Obtežne kombinacije

3.5.1 Stalna + spremenljiva obtežba

Osnovno obtežno kombinacijo (kombinacija 1) smo določili v skladu z SIST EN 1990: 2004 točka 6.4.3.2.

KOMBINACIJA 1: $1,35 G + 1,5 Q$

Pri metodi načrtovanja nosilnosti je potrebno prečnim silam, ki jih določimo iz krajiščnih momentov (Enačba 37), prišteti še prečne sile iz modela prostoležečega nosilca obremenjenega s prečno obtežbo, ki jo kombiniramo, kot je prikazano v kombinaciji 2:

KOMBINACIJA 2: $1,0 G + 0,3 Q$

3.5.2 Potresni vpliv z vplivom slučajne ekscentričnosti

Pri potresni obtežni kombinaciji moramo poleg vertikalne obtežbe, ki jo predstavljajo lastna, stalna in koristna obtežba, upoštevati tudi kombiniran vpliv potresa iz obeh smeri. Kombiniran vpliv vodoravnih komponent potresa smo opisali v poglavju 2.2.2.3.3. Vpliv slučajne ekscentričnosti je zajet v torzijskem momentu $\pm M_{ai}$ v pozitivni in negativni smeri. Na ta način smo določili dve obtežni kombinaciji, ki se razlikujeta le po kombinaciji učinkov komponentnega potresnega vpliva in pripadajočem torzijskem momentu:

KOMBINACIJA 3: $1,0 G + 0,3 Q + 1,0E_x + 0,3E_y \pm M_{ai}$

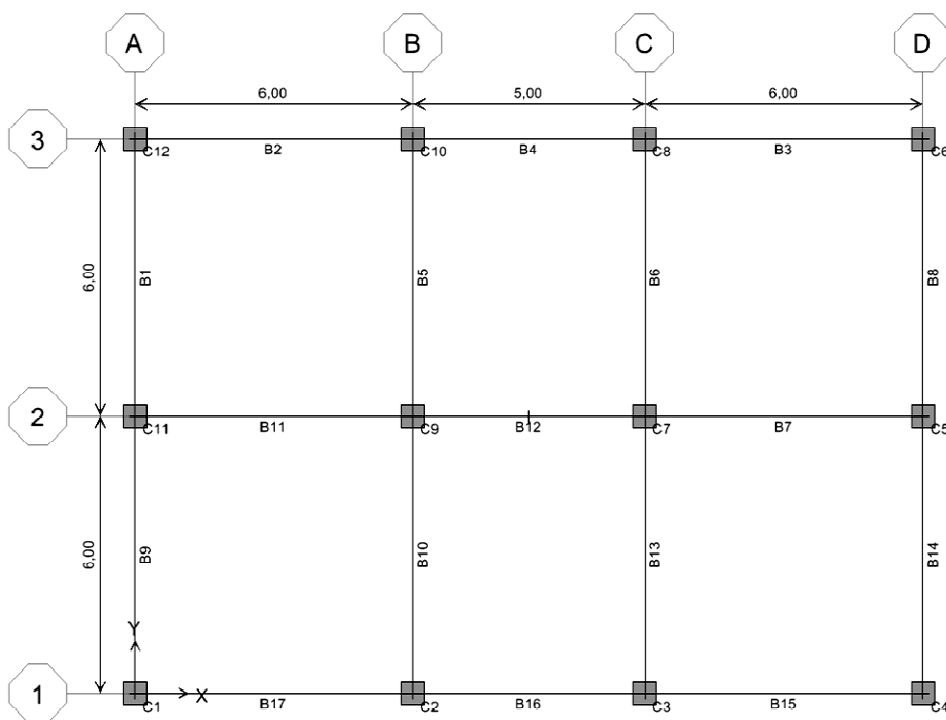
KOMBINACIJA 4: $1,0 G + 0,3 Q + 0,3E_x + 1,0E_y \pm M_{ai}$

4 RAČUNSKA ANALIZA

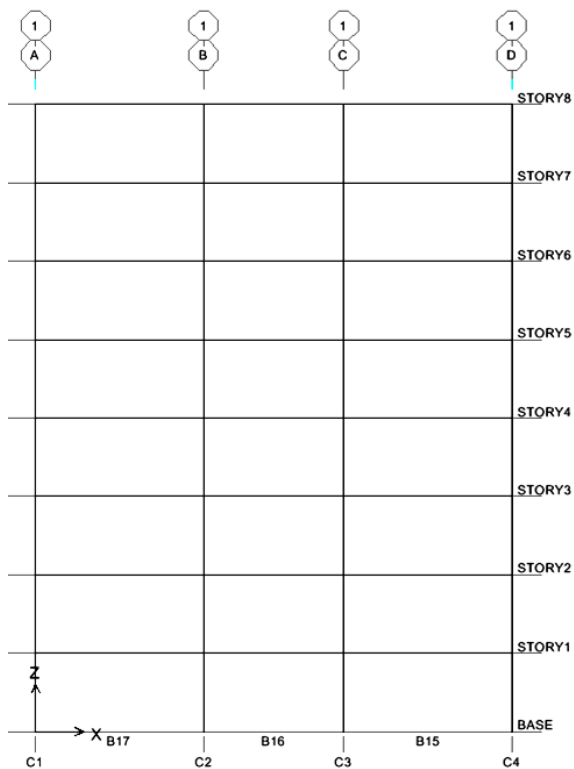
4.1 Računski model konstrukcije

4.1.1 Opis modela

Računski model je sestavljen iz štirih armiranobetonskih okvirov v X in treh v Y smeri. V EN 1998 so v točki 4.3.1 podane smernice za modeliranje konstrukcij. Tako smo za modeliranje stebrov in gred, ki smo jih modelirali kot linijski končni element (Slika 10, 11), upoštevali razpokanost prerezov s faktorjem 0,5 za upogib in strig. Ploščo smo modelirali kot diafragma. Na podlagi tega smo maso in masne momente posamezne etaže skoncentrirali v težišče.



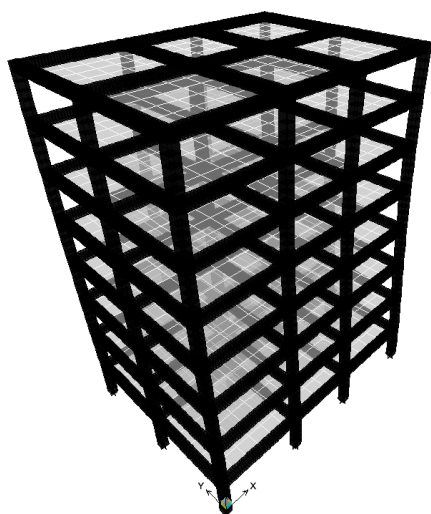
Slika 10: Prikaz označevanja gred in stebrov



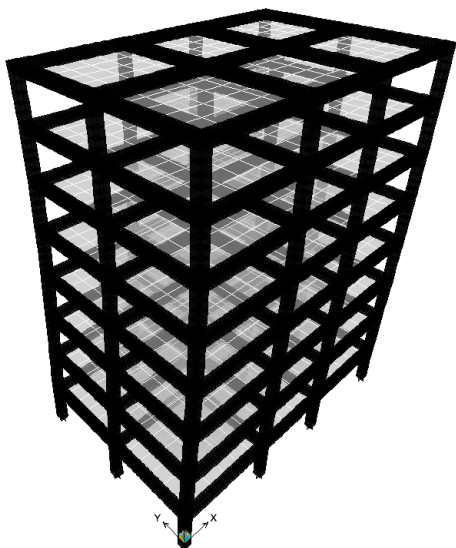
Slika 11: Skupine stebrov in gred v vzdolžnem prerezu konstrukcije

4.1.2 Nihajne oblike konstrukcije

1. NIHAJNA OBLIKA – translatorna v Y smeri, $T_1 = 1,54$ s



Slika 12: 1. nihajna oblika

2. NIHAJNA OBLIKA– translatorna v X smeri, $T_2 = 1,45$ s

Slika 13: 2. nihajna oblika

V preglednici 9 je prikazanih 12 nihajnih oblik z nihajnimi časi in participacijami mas v posamezni nihajni obliki.

Preglednica 9: Nihajni časi in delež participacije mase v posamezni obliki

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	UX	UY	RZ	$SumUX$	$SumUY$	$SumRZ$
1	1,54	0	81	0	0	81	0
2	1,45	82	0	0	82	81	0
3	1,27	0	0	82	82	81	82
4	0,50	0	10	0	82	91	82
5	0,47	10	0	0	91	91	82
6	0,41	0	0	10	91	91	92
7	0,28	0	4	0	91	95	92
8	0,27	4	0	0	95	95	92
9	0,24	0	0	4	95	95	95
10	0,19	0	2	0	95	97	95
11	0,18	2	0	0	97	97	95
12	0,16	0	0	2	97	97	97

4.1.3 Kontrola celotne prečne sile

a. SMER Y:

Program Etabs : $F_{by} = 1411 \text{ kN}$ (obtežna kombinacija 4)

Ker lahko v analizi pride do napak, je za ustreznost le te potrebno kontrolirati celotno potresno silo. Spodnja mejna vrednost je ocenjena z upoštevanjem prve nihajne oblike, ki v našem primeru deluje v Y smeri. Upoštevamo, da efektivna masa pri oceni spodnje vrednosti potresne sile, znaša 81,2 % celotne mase konstrukcije.

$$T_1 = 1,54 \text{ s}$$

$$S_d(T_1) = 0,0717 \text{ g}$$

$$m_{eff,1} = 0,812 \cdot 2326 \text{ t} = 1888,7 \text{ t}$$

$$F_{by,min} = m_{eff,1} \cdot S_d(T_1) = 1888,7 \text{ t} \cdot 0,0717 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 1329 \text{ kN}$$

Zgornjo mejo za celotno prečno silo določimo tako, da upoštevamo participacijo celotne mase konstrukcije pri prvi nihajni obliki.

$$m_{eff} = \sum m = 2326 \text{ t}$$

$$T_1 = 1,54 \text{ s}$$

$$S_d(T_1) = 0,0717 \text{ g}$$

$$F_{by,max} = m_{eff} \cdot S_d(T_1) = 2326 \text{ t} \cdot 0,0717 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 1636 \text{ kN}$$

$$F_{by,min} < F_{by} < F_{by,max} : 1329 \text{ kN} < 1411 \text{ kN} < 1636 \text{ kN}$$

b. SMER X:

Program Etabs : $F_{bx} = 1493 \text{ kN}$ (obtežna kombinacija 3)

Spodnja mejna vrednost je ocenjena z upoštevanjem druge nihajne oblike, ki v našem primeru deluje v X smeri. Upoštevamo, da efektivna masa pri oceni spodnje vrednosti potresne sile, znaša 81,6 % celotne mase konstrukcije.

$$T_2 = 1,45 \text{ s}$$

$$S_d(T_2) = 0,0761 \text{ g}$$

$$m_{\text{eff},2} = 0,816 \cdot 2326 \text{ t} = 1898 \text{ t}$$

$$F_{bx,\text{min}} = m_{\text{eff},2} \cdot S_d(T_1) = 1898 \text{ t} \cdot 0,0761 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 1417 \text{ kN}$$

Zgornjo mejo za celotno prečno silo določimo tako, da upoštevamo participacijo celotne mase konstrukcije pri drugi nihajni obliki.

$$m_{\text{eff}} = \sum m = 2326 \text{ t}$$

$$T_1 = 1,45 \text{ s}$$

$$S_d(T_1) = 0,0761 \text{ g}$$

$$F_{bx,\text{max}} = m_{\text{eff}} \cdot S_d(T_2) = 2326 \text{ t} \cdot 0,0761 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 1737 \text{ kN}$$

$$F_{b,\text{min}} < F_{by} < F_{b,\text{max}} : 1417 \text{ kN} < 1493 \text{ kN} < 1737 \text{ kN}$$

Ker je tako v X kot v Y smeri celotna prečna sila, ki smo jo izračunali z modalno analizo, znotraj območja, ki ga določata zgornja in spodnja meja, lahko rečemo, da je naš račun pravilen.

4.1.4 Vpliv teorije drugega reda

Koeficient občutljivosti za pomike se izračuna na podlagi enačbe (25). V primeru, da je koeficient $\theta \leq 0,1$, vpliv teorije drugega reda ni potrebno upoštevati. V preglednici 10 so prikazani koeficienti občutljivosti za pomike za vsako etažo in smer posebej.

Preglednica 10: Koeficient občutljivosti za etažne pomike

Etaža	P_{tot} (kN)	$V_{tot,x}$ (kN)	$V_{tot,y}$ (kN)	$d_{r,x}$ (cm)	$d_{r,y}$ (cm)	h (cm)	θ_x	θ_y
8	2972	399	390	0,86	0,78	280	0,02	0,02
7	5808	677	653	1,56	1,95	280	0,05	0,05
6	8643	885	844	2,34	2,34	280	0,08	0,09
5	11478	1049	992	2,73	2,73	280	0,11	0,11
4	14313	1191	1121	3,12	3,51	280	0,13	0,14
3	17148	1321	1243	3,51	3,51	280	0,16	0,17
2	19983	1431	1350	3,51	3,90	280	0,18	0,19
1	22818	1439	1411	2,34	2,34	280	0,13	0,14

Ker je v nekaterih etažah $\theta > 0,1$, smo določili horizontalne sile v vsaki etaži (za vsako smer posebej), da smo preverili, kolikšen vpliv bi imelo upoštevanje teorije drugega reda. Ugotovili smo, da se obremenitve v najbolj obremenjenih elementih povečajo za približno 10 %. Ker je dejanska izbrana vzdolžna armatura od izračunane (ETABS) v gredah večja za cca. 12 % in v stebrih za cca. 18 %, smo vpliv teorije drugega reda v analizi zanemarili.

Horizontalne sile za kontrolo vpliva teorije drugega reda smo določili iz ravnotežja momentov v posamezni etaži in sicer zaradi momenta, ki je posledica osne sile v stebrih in projektnega etažnega pomika ter momenta zaradi horizontalne sile, ki jo iščemo. Horizontalne sile v etažah smo nato kot točkovno obtežbo vnesli v program ETABS in preverili vpliv, ki ga ta obtežba povzroča.

4.1.5 Mejno stanje uporabnosti

V preglednicah 10 in 11 so prikazani pomiki za potresno kombinacijo $1,0E_x + 0,3E_y \pm M_{ai}$ in

$0,3E_x + 1,0E_y \pm M_{ai}$. Poleg pomikov so v preglednicah izračunani tudi mejni pomiki za omejitev poškodb,

kjer so:

$d_{s,x}$, $d_{s,y}$ pomik točke zaradi projektnega potresnega vpliva,

$d_{r,x}$, $d_{r,y}$ projektni etažni pomik v x in y smeri,

$\nu d_{r,x}$, $\nu d_{r,y}$ reducirani projektni etažni pomiki v x in y smeri,

$0,0075h$ omejitev poškodb za stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi.

V preglednicah 11 in 12 so prikazani pomiki dobljeni s projektnim spektrom pospeškov.

Preglednica 11: Pomiki za kombinacijo $1,0E_{x,D} + 0,3E_{y,D} \pm M_{ai}$

Etaža	Točka	$d_{s,x}$ (cm)	$d_{s,y}$ (cm)	$d_{r,x}$ (cm)	$d_{r,y}$ (cm)	$\nu d_{r,x}$ (cm)	$\nu d_{r,y}$ (cm)	$0,01h$ (cm)
8	D3	21,9	9,2	1,0	0,4	0,5	0,2	2,8
7	D3	20,9	8,7	1,7	0,7	0,9	0,4	2,8
6	D3	19,1	8,0	2,4	1,0	1,2	0,5	2,8
5	D3	16,7	7,0	3,0	1,3	1,5	0,6	2,8
4	D3	13,8	5,7	3,5	1,5	1,7	0,7	2,8
3	D3	10,3	4,3	3,9	1,6	1,9	0,8	2,8
2	D3	6,5	2,7	3,9	1,6	2,0	0,8	2,8
1	D3	2,5	1,0	2,5	1,0	1,3	0,5	2,8

Preglednica 12: Pomiki za kombinacijo $0,3E_{x,D} + 1,0E_{y,D} \pm M_{ai}$

Etaža	Točka	$d_{s,x}$ (cm)	$d_{s,y}$ (cm)	$d_{r,x}$ (cm)	$d_{r,y}$ (cm)	$\nu d_{r,x}$ (cm)	$\nu d_{r,y}$ (cm)	$0,01h$ (cm)
8	D3	8,0	24,0	0,4	1,2	0,2	0,6	2,8
7	D3	7,6	22,8	0,6	1,9	0,3	1,0	2,8
6	D3	7,0	20,9	0,9	2,6	0,4	1,3	2,8
5	D3	6,1	18,2	1,1	3,3	0,5	1,6	2,8
4	D3	5,0	15,0	1,3	3,8	0,6	1,9	2,8
3	D3	3,7	11,2	1,4	4,2	0,7	2,1	2,8
2	D3	2,3	6,9	1,4	4,3	0,7	2,1	2,8
1	D3	0,9	2,7	0,9	2,7	0,5	1,3	2,8

Projektni pomik d_s je izračunan po enačbi (23).

Izračun etažnega pomika:

$$d_{r,i} = d_{s,i+1} - d_{s,i} \quad i \dots \text{ etaža}$$

Reduciran etažni pomik:

νd_r pomik zmanjšan za vrednost faktorja ν , ki je odvisen od faktorja pomembnosti stavbe in faktorja obnašanja, $\nu = 0,5$.

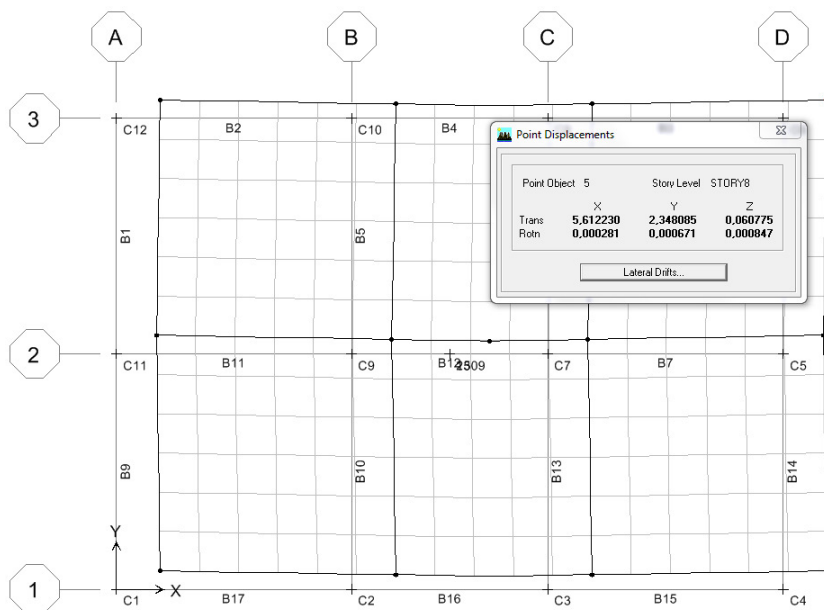
V preglednicah 13 in 14 so prikazani pomiki dobljeni z elastičnim spektrom pospeškov.

Preglednica 13: Pomiki za kombinacijo $1,0E_{x,E} + 0,3E_{y,E} \pm M_{ai}$

Etaža	Točka	$d_{el,x}$ (cm)	$d_{el,y}$ (cm)	$d_{r,x}$ (cm)	$d_{r,y}$ (cm)	$\nu d_{r,x}$ (cm)	$\nu d_{r,y}$ (cm)	0,01h (cm)
8	D3	20,4	7,1	1,0	0,4	0,5	0,2	2,8
7	D3	19,4	6,7	1,6	0,5	0,8	0,3	2,8
6	D3	17,8	6,2	2,2	0,8	1,1	0,4	2,8
5	D3	15,6	5,4	2,7	1,0	1,4	0,5	2,8
4	D3	12,9	4,4	3,3	1,1	1,7	0,6	2,8
3	D3	9,6	3,3	3,6	1,3	1,8	0,7	2,8
2	D3	6,0	2,0	3,6	1,2	1,8	0,6	2,8
1	D3	2,4	0,8	2,4	0,8	1,2	0,4	2,8

Preglednica 14: Pomiki za kombinacijo $0,3E_{x,E} + 1,0E_{y,E} \pm M_{ai}$

Etaža	Točka	$d_{el,x}$ (cm)	$d_{el,y}$ (cm)	$d_{r,x}$ (cm)	$d_{r,y}$ (cm)	$\nu d_{r,x}$ (cm)	$\nu d_{r,y}$ (cm)	0,01h (cm)
8	D3	6,5	21,9	0,3	1,1	0,2	0,6	2,8
7	D3	6,2	20,8	0,5	1,8	0,3	0,9	2,8
6	D3	5,7	19,0	0,7	2,4	0,4	1,2	2,8
5	D3	5,0	16,6	1,1	2,9	0,6	1,5	2,8
4	D3	4,1	13,7	1,0	3,5	0,5	1,8	2,8
3	D3	3,1	10,2	1,2	3,9	0,6	2,0	2,8
2	D3	1,9	6,3	1,1	3,9	0,6	2,0	2,8
1	D3	0,8	2,4	0,8	2,4	0,4	1,2	2,8



Slika 14: Primer rezultatov pomikov projektnega spektra pomikov – vogalna točka (D3) v 8. etaži

5 DOKUMENTIRANJE REZULTATOV DIMENZIONIRANJA S PROGRAMOM ETABS PO EN 1992

5.1 Dimenziniranje gred

Detajliranje nosilcev - gred po EN 1992 (9.2 - upoštevan nacionalni dodatek).

5.1.1 Vzdolžna armatura

Prerez vzdolžne natezne armature ne sme biti manjši od $A_{s,min}$ (EN 1992: 2005 točka 9.2.1.1, stran 154):

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d > 0,0013 b_t d, \quad (45)$$

kjer je:

b_t širina natezne cone,

d statična višina,

f_{ctm} srednja vrednost osne natezne trdnosti betona,

f_{yk} karakteristična meja elastičnosti armature.

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{0,29 \text{ kN/cm}^2}{50 \text{ kN/cm}^2} \cdot 50 \text{ cm} \cdot 45 \text{ cm} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,0013 \cdot 50 \text{ cm} \cdot 45 \text{ cm} = 2,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 3,39 \text{ cm}^2$$

Prečni prerez natezne ali tlačne armature v gredi ne sme biti večji od:

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 50 \text{ cm} \cdot 50 \text{ cm} = 100 \text{ cm}^2$$

5.1.2 Strižna armatura

- Stopnja armiranja s strižno armaturo je določena z enačbo (EN 1992: 2005 točka 9.2.2, stran 157, 158):

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha), \quad (46)$$

kjer so:

ρ_w stopnja armiranja s strižno armaturo,

A_{sw} prerez strižne armature na dolžini s ,

s medsebojna oddaljenost strižne armature, merjena vzdolž osi elementa,

b_w širina stojine elementa,

α kot med smerjo strižne armature in vzdolžno osjo elementa.

- Stopnja armiranja ρ_w ne sme biti manjša od $\rho_{w,min}$:

$$\rho_{w,min} = (0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} \quad (47)$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{30 \text{ MPa}}}{500 \text{ MPa}} = 0,0009$$

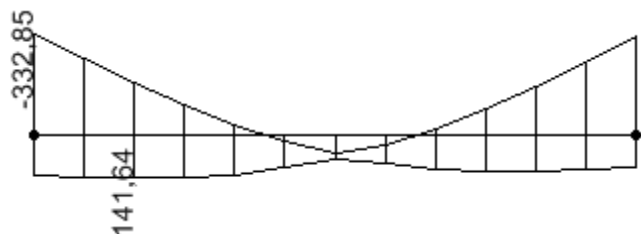
- Največja vzdolžna medsebojna oddaljenost skupin strižne armature ne sme biti večja od $s_{l,max}$:

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) \quad (48)$$

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot 45 \text{ cm} \cdot 1 = 33,75 \text{ cm}$$

5.1.3 Dimenzioniranje grede B10 v drugi etaži

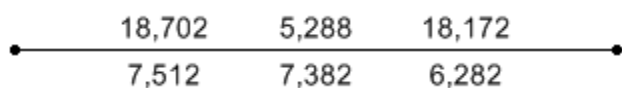
Vzdolžna armatura:



Slika 15: Ovojnica upogibnih momentov v gredi B10 [kNm]

$$M_{Ed,min} = -333 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,max} = 142 \text{ kNm}$$



Slika 16: Potrebna vzdolžna armatura v gredi B10 [cm²]

- Potrebna armatura po EN 1992 z upoštevanjem potresne obtežbe:

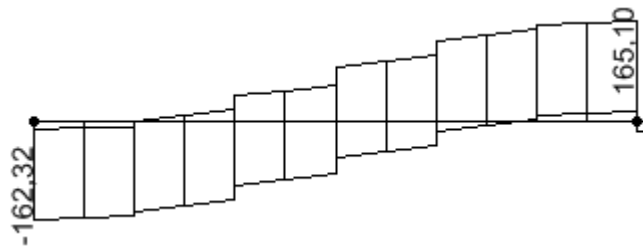
$$M_{d,min} = -333 \text{ kNm}$$

$$M_{d,max} = 142 \text{ kNm}$$

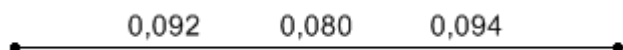
Zgoraj: 18,7 cm² – izberem 8 ϕ 18 ($A_{s,dej} = 20,36 \text{ cm}^2$)

Spodaj: 7,51 cm² – izberem 4 ϕ 18 ($A_{s',dej} = 10,18 \text{ cm}^2$)

Strižna armatura:



Slika 17: Prečne sile v gredi B10 [kN]

Slika 18: Potrebna strižna armatura v gredi B10 [cm²/cm]

- Ali je strižna armatura računsko potrebna:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (49)$$

Upoštevamo, da je $N_{Ed} = 0$:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d \geq v_{min} \cdot b_w \cdot d \quad (50)$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[mm]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} = 1,667 \leq 2$$

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

$$b_w = 500mm, \quad d = 450mm$$

$$f_{ck} = 30MPa$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{20,36cm^2}{50cm \cdot 45cm} = 0,009$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,667^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,413$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,667 \cdot (100 \cdot 0,009 \cdot 30)^{1/3}] \cdot 500 \cdot 450 = 135 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = v_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,413 \cdot 500 \cdot 450 = 93 \text{ kN}$$

$$V_{B10,Ed} = 165 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 135 \text{ kN} \rightarrow \text{računska armatura je potrebna}$$

Izračun potrebne količine armature:

$$V_{B10,Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9d \cdot f_{ywd} \quad (51)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{B10,Ed}}{0,9d \cdot f_{ywd}} = \frac{165,10 \text{ kN}}{0,9 \cdot 45 \text{ cm} \cdot 43,5 \text{ kN/cm}^2} = 0,094 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = 9,4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

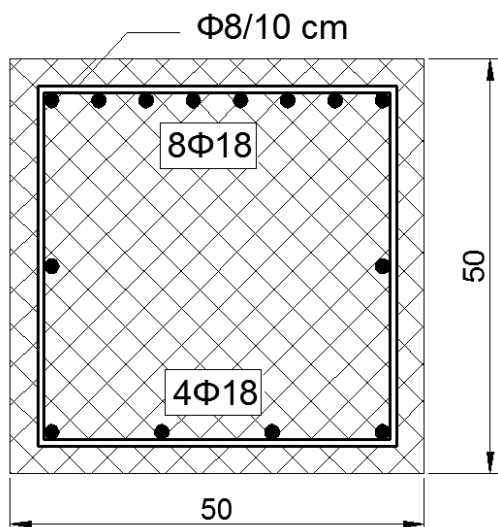
$$\text{Izberem } \phi 8 / 10 \text{ cm, } n = 2 \rightarrow A_{sw,dej} = 10,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{2 \text{ cm}^2}{10 \text{ cm} \cdot 50 \text{ cm} \cdot 1} = 0,004 > \rho_{w,min} = 0,0009$$

5.1.4 Količina armature v gredah

V preglednicah 15 - 23 je prikazana vzdolžna armatura v kritičnem območju in strižna armatura, ki smo jo izračunali s programom ETABS ter izbrana armatura in dejanska količina armature. Ker je stavba dvojno simetrična, smo prikazali samo četrtno gred. Armatura v ostalih gredah je simetrično identična.

Dejanska količina armature je bila izbrana na podlagi rezultatov dimenzioniranja s programom ETABS. Pri vzdolžni armaturi smo zaradi čim manjšega števila vzorcev armiranja uporabili dva premera vzdolžnih palic in sicer $\phi 16$ in $\phi 18$. Za strižno armaturo smo izbrali dvostržno streme premera 8 mm. Zaradi izbire števila in premera palic pride do razlik med količino armature izračunane s programom ETABS in dejansko količino armature. Pri vzdolžni armaturi je dejanska količina armature za 13,3 % večja od računske. Dejanska količina strižne armature pa je od računske večja za 4,1 %.



Slika 19: Prikaz izbrane armature v gredi B10 v drugi etaži

- Vzdolžna armatura – spodnja

Preglednica 15: Količina armature določena s programom ETABS [cm²]

	GREDA B11	GREDA B12	GREDA B17	GREDA B16	GREDA B9	GREDA B10
ETAŽA 8	4,6	3,4	3,4	3,4	3,4	4,3
ETAŽA 7	4,1	3,4	3,4	3,4	3,4	4,1
ETAŽA 6	4,8	3,4	4,2	5,1	4,7	5,0
ETAŽA 5	5,4	4,3	5,8	7,0	6,7	5,6
ETAŽA 4	5,9	5,6	7,3	8,5	8,4	6,2
ETAŽA 3	6,4	6,7	8,7	9,7	9,9	6,9
ETAŽA 2	6,8	7,5	9,6	10,6	10,8	7,5
ETAŽA 1	6,7	6,2	8,8	9,2	9,7	7,0

Preglednica 16: Izbran premer in število palic

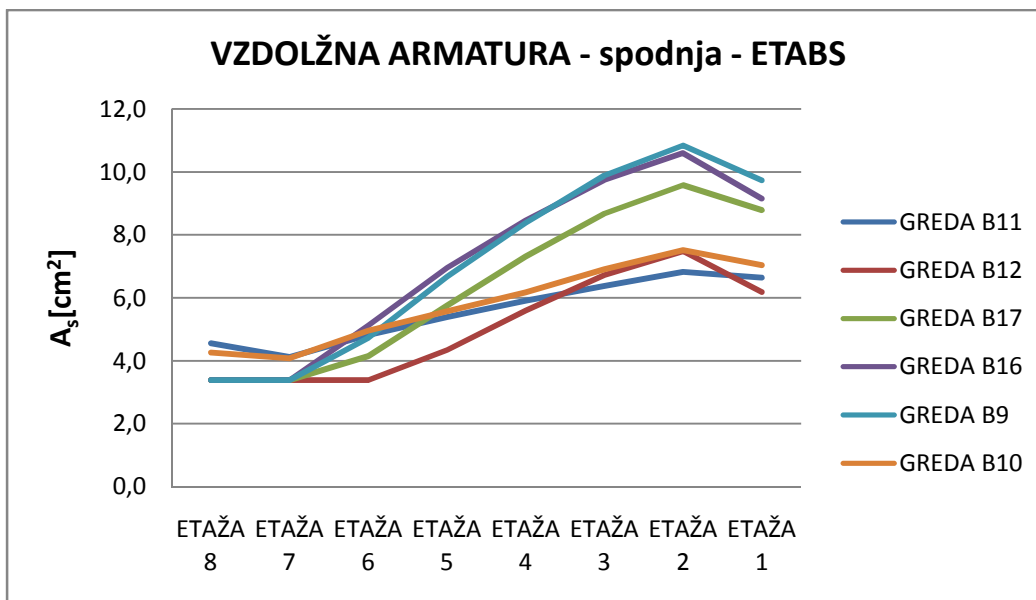
	GREDA B11	GREDA B12	GREDA B17	GREDA B16	GREDA B9	GREDA B10
ETAŽA 8	3 ϕ 16	3 ϕ 16	3 ϕ 16	3 ϕ 16	3 ϕ 16	3 ϕ 16
ETAŽA 7	3 ϕ 16	3 ϕ 16	3 ϕ 16	3 ϕ 16	3 ϕ 16	3 ϕ 16
ETAŽA 6	3 ϕ 16	3 ϕ 16	3 ϕ 16	3 ϕ 16	3 ϕ 16	3 ϕ 16
ETAŽA 5	3 ϕ 16	3 ϕ 16	3 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16	3 ϕ 16
ETAŽA 4	3 ϕ 16	3 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 18	4 ϕ 18	3 ϕ 18
ETAŽA 3	3 ϕ 18	3 ϕ 18	4 ϕ 18	4 ϕ 18	4 ϕ 18	3 ϕ 18
ETAŽA 2	3 ϕ 18	3 ϕ 18	4 ϕ 18	5 ϕ 18	5 ϕ 18	4 ϕ 18
ETAŽA 1	3 ϕ 18	3 ϕ 18	4 ϕ 18	4 ϕ 18	4 ϕ 18	3 ϕ 18

Preglednica 17: Dejanska količina armature [cm²]

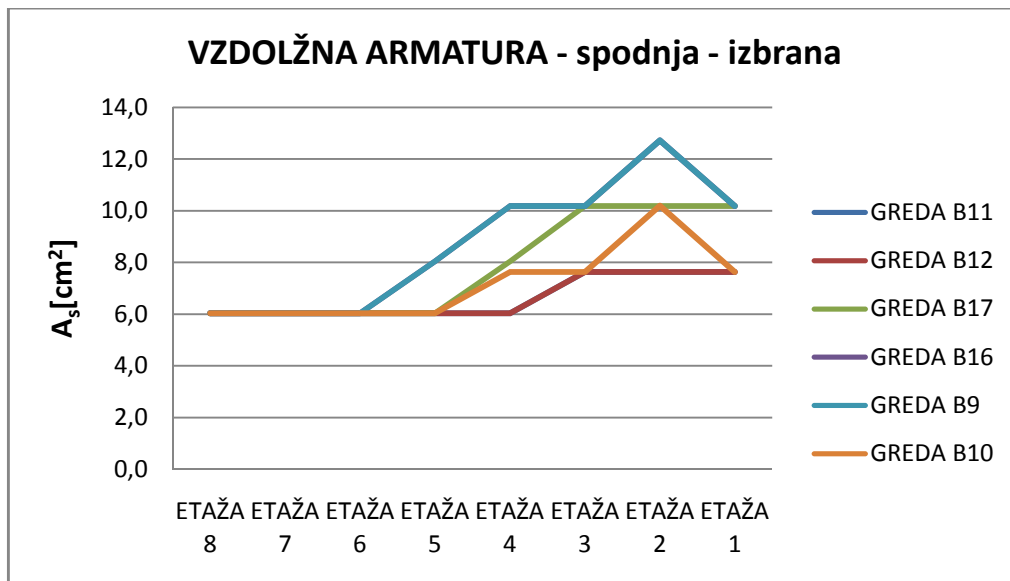
	GREDA B11	GREDA B12	GREDA B17	GREDA B16	GREDA B9	GREDA B10
ETAŽA 8	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0
ETAŽA 7	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0
ETAŽA 6	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0
ETAŽA 5	6,0	6,0	6,0	8,0	8,0	6,0
ETAŽA 4	6,0	6,0	8,0	10,2	10,2	7,6
ETAŽA 3	7,6	7,6	10,2	10,2	10,2	7,6
ETAŽA 2	7,6	7,6	10,2	12,7	12,7	10,2
ETAŽA 1	7,6	7,6	10,2	10,2	10,2	7,6

Na slikah od 20 do 23 je prikazano spreminjanje maksimalne količine vzdolžne armature (spodnje in zgornje v kritičnih območjih) v posamezni gredi po etažah.

Na sliki 20 lahko vidimo, da je količina vzdolžne armature v drugi etaži večja ali enaka od količine armature v prvi etaži. To je posledica večjih momentov v gredah v drugi etaži.



Slika 20: Spodnja vzdolžna armatura določena s programom ETABS



Slika 21: Izbrana spodnja vzdolžna armatura

- Vzdolžna armatura - zgornja

Preglednica 18: Količina armature določena s programom ETABS [cm²]

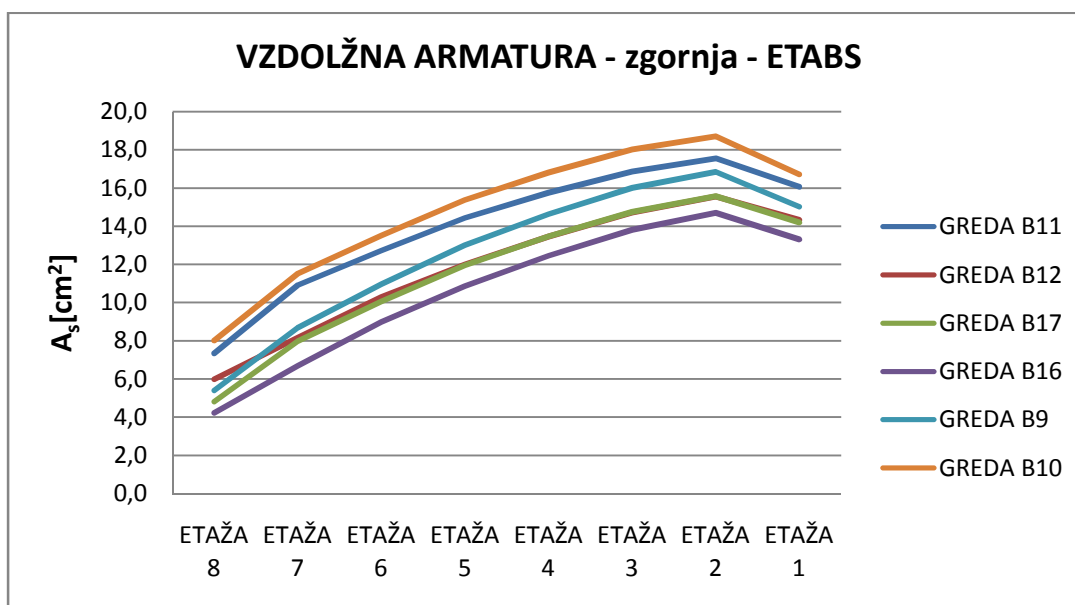
	GREDA B11	GREDA B12	GREDA B17	GREDA B16	GREDA B9	GREDA B10
ETAŽA 8	7,3	6,0	4,8	4,2	5,4	8,0
ETAŽA 7	10,9	8,2	8,0	6,7	8,7	11,5
ETAŽA 6	12,7	10,3	10,1	9,0	11,0	13,5
ETAŽA 5	14,4	12,0	11,9	10,9	13,0	15,4
ETAŽA 4	15,8	13,5	13,5	12,4	14,6	16,8
ETAŽA 3	16,9	14,7	14,8	13,8	16,0	18,0
ETAŽA 2	17,6	15,6	15,6	14,7	16,9	18,7
ETAŽA 1	16,1	14,3	14,2	13,3	15,0	16,7

Preglednica 19: Izbran premer in število palic

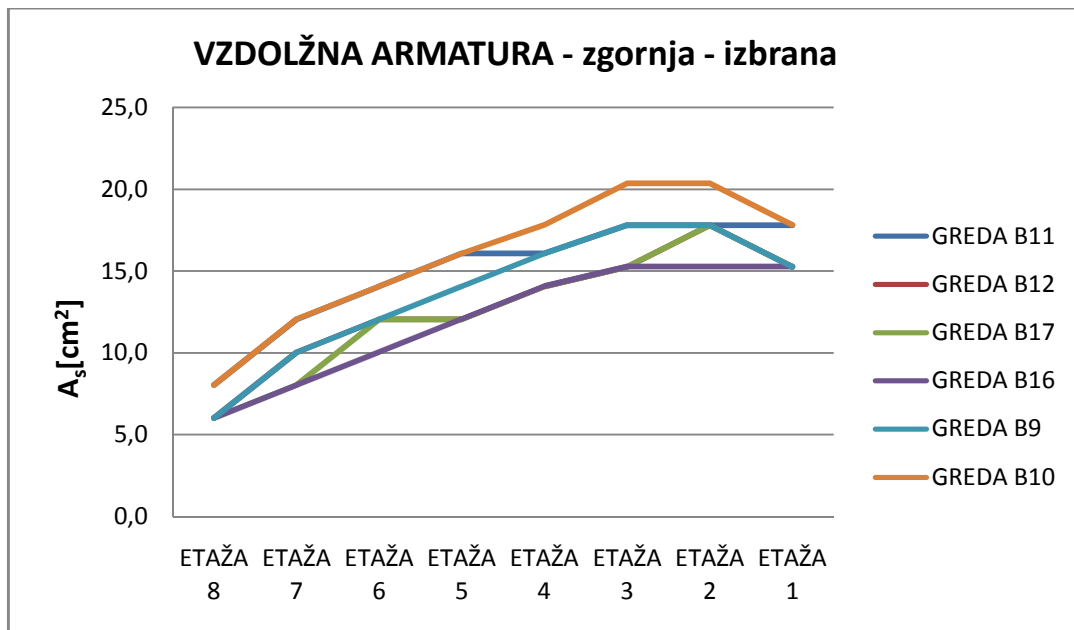
	GREDA B11	GREDA B12	GREDA B17	GREDA B16	GREDA B9	GREDA B10
ETAŽA 8	4 ϕ 16	3 ϕ 16	3 ϕ 16	3 ϕ 16	3 ϕ 16	4 ϕ 16
ETAŽA 7	6 ϕ 16	5 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16	5 ϕ 16	6 ϕ 16
ETAŽA 6	7 ϕ 16	6 ϕ 16	6 ϕ 16	5 ϕ 16	6 ϕ 16	7 ϕ 16
ETAŽA 5	8 ϕ 16	6 ϕ 16	6 ϕ 16	6 ϕ 16	7 ϕ 16	8 ϕ 16
ETAŽA 4	8 ϕ 16	7 ϕ 16	7 ϕ 16	7 ϕ 16	8 ϕ 16	7 ϕ 18
ETAŽA 3	7 ϕ 18	6 ϕ 18	6 ϕ 18	6 ϕ 18	7 ϕ 18	8 ϕ 18
ETAŽA 2	7 ϕ 18	7 ϕ 18	7 ϕ 18	6 ϕ 18	7 ϕ 18	8 ϕ 18
ETAŽA 1	7 ϕ 18	6 ϕ 18	6 ϕ 18	6 ϕ 18	6 ϕ 18	7 ϕ 18

Preglednica 20: Dejanska količina armature [cm^2]

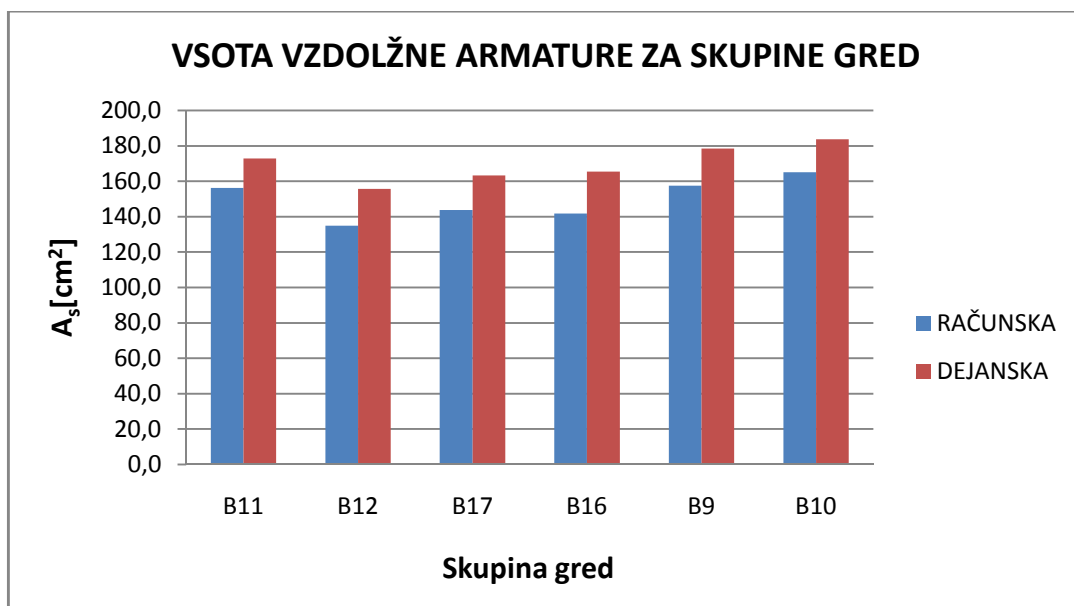
	GREDA B11	GREDA B12	GREDA B17	GREDA B16	GREDA B9	GREDA B10
ETAŽA 8	8,0	6,0	6,0	6,0	6,0	8,0
ETAŽA 7	12,1	10,1	8,0	8,0	10,1	12,1
ETAŽA 6	14,1	12,1	12,1	10,1	12,1	14,1
ETAŽA 5	16,1	12,1	12,1	12,1	14,1	16,1
ETAŽA 4	16,1	14,1	14,1	14,1	16,1	17,8
ETAŽA 3	17,8	15,3	15,3	15,3	17,8	20,4
ETAŽA 2	17,8	17,8	17,8	15,3	17,8	20,4
ETAŽA 1	17,8	15,3	15,3	15,3	15,3	17,8



Slika 22: Zgornja vzdolžna armatura določena s programom ETABS



Slika 23: Izbrana zgornja vzdolžna armatura



Slika 24: Primerjava vzdolžne armature po posameznih skupinah gred med izračunano in izbrano armaturo

- **Strižna armatura**Preglednica 21: Količina armature določena s programom ETABS [cm^2/m]

	GREDA B11	GREDA B12	GREDA B17	GREDA B16	GREDA B9	GREDA B10
ETAŽA 8	6,0	4,4	4,4	4,4	4,4	5,8
ETAŽA 7	6,9	5,5	4,4	4,4	4,4	7,0
ETAŽA 6	7,5	6,4	4,4	4,4	5,3	7,7
ETAŽA 5	8,0	7,1	5,6	5,6	6,0	8,2
ETAŽA 4	8,4	7,6	6,1	6,2	6,5	8,7
ETAŽA 3	8,8	8,1	6,5	6,7	6,9	9,1
ETAŽA 2	9,0	8,4	6,8	7,1	7,2	9,4
ETAŽA 1	8,5	7,9	6,5	6,5	6,8	9,1

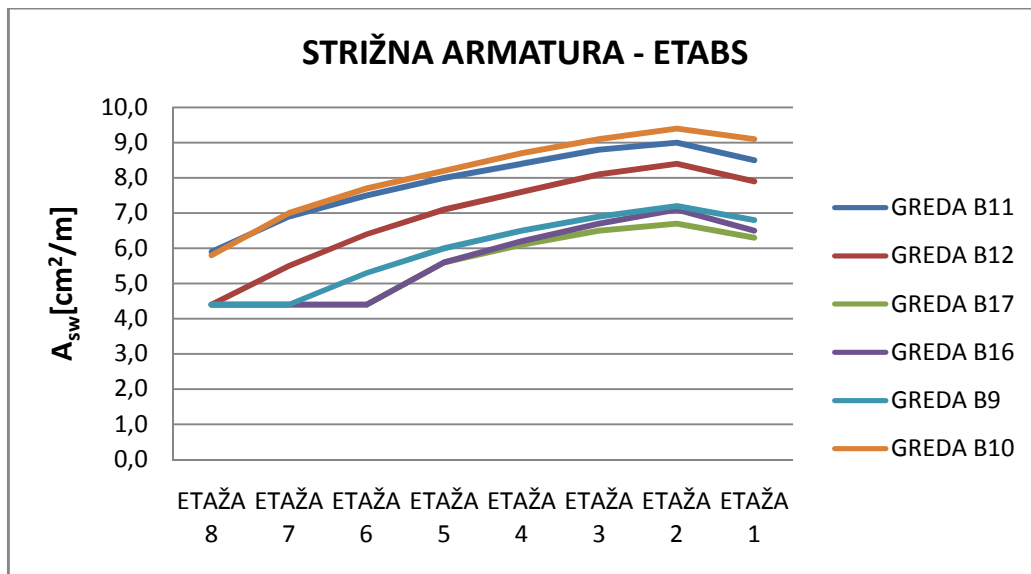
Preglednica 22: Izbran premer in razmak stremen

	GREDA B11	GREDA B12	GREDA B17	GREDA B16	GREDA B9	GREDA B10
ETAŽA 8	ϕ 8/16	ϕ 8/22	ϕ 8/22	ϕ 8/22	ϕ 8/22	ϕ 8/16
ETAŽA 7	ϕ 8/14	ϕ 8/18	ϕ 8/22	ϕ 8/22	ϕ 8/22	ϕ 8/14
ETAŽA 6	ϕ 8/13	ϕ 8/15	ϕ 8/22	ϕ 8/22	ϕ 8/18	ϕ 8/12
ETAŽA 5	ϕ 8/12	ϕ 8/14	ϕ 8/17	ϕ 8/17	ϕ 8/16	ϕ 8/12
ETAŽA 4	ϕ 8/11	ϕ 8/13	ϕ 8/16	ϕ 8/16	ϕ 8/15	ϕ 8/11
ETAŽA 3	ϕ 8/11	ϕ 8/12	ϕ 8/15	ϕ 8/14	ϕ 8/14	ϕ 8/10
ETAŽA 2	ϕ 8/11	ϕ 8/11	ϕ 8/14	ϕ 8/14	ϕ 8/14	ϕ 8/10
ETAŽA 1	ϕ 8/11	ϕ 8/12	ϕ 8/15	ϕ 8/15	ϕ 8/14	ϕ 8/10

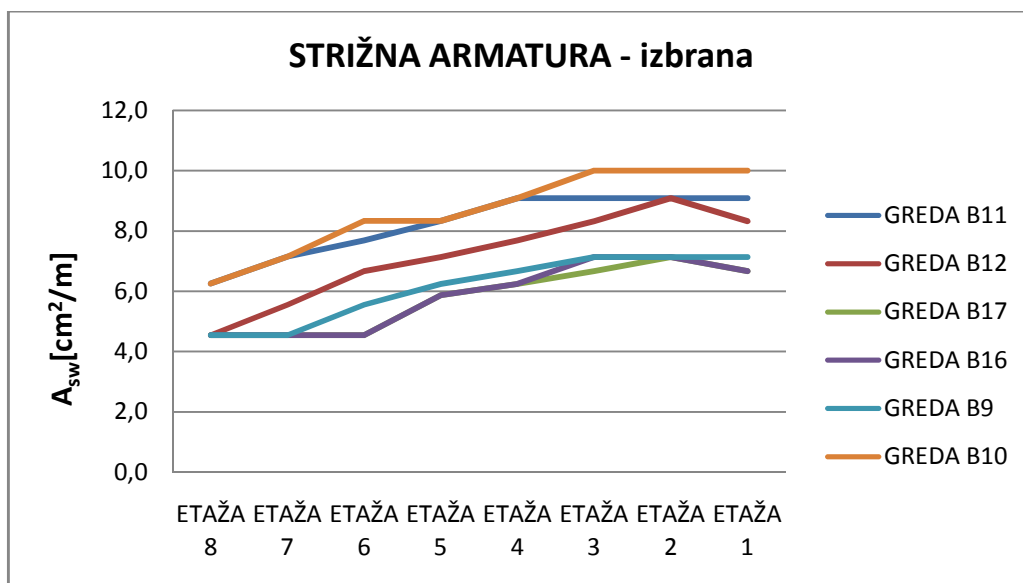
Preglednica 23: Dejanska količina armature [cm^2/m]

	GREDA B11	GREDA B12	GREDA B17	GREDA B16	GREDA B9	GREDA B10
ETAŽA 8	6,3	4,6	4,6	4,6	4,6	6,3
ETAŽA 7	7,1	5,6	4,6	4,6	4,6	7,1
ETAŽA 6	7,7	6,7	4,6	4,6	5,6	8,3
ETAŽA 5	8,3	7,1	5,9	5,9	6,3	8,3
ETAŽA 4	9,1	7,7	6,3	6,3	6,7	9,1
ETAŽA 3	9,1	8,3	6,7	7,1	7,1	10,0
ETAŽA 2	9,1	9,1	7,1	7,1	7,1	10,0
ETAŽA 1	9,1	8,3	6,7	6,7	7,1	10,0

Na sliki 25 in 26 je prikazano spreminjanje maksimalne količine strižne armature v posamezni gredi po etažah.

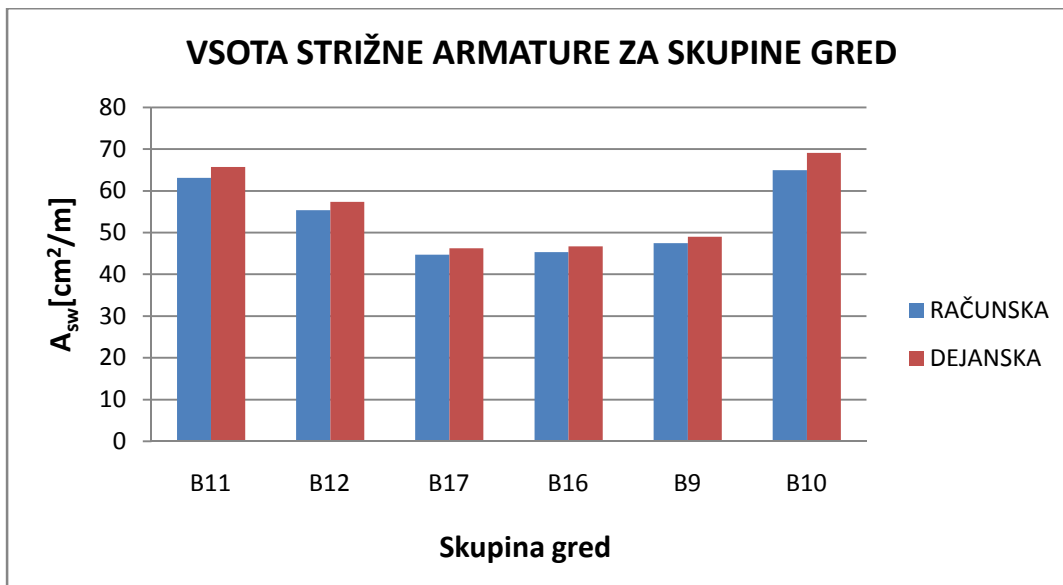


Slika 25: Strižna armatura določena s programom ETABS



Slika 26: Izbrana strižna armatura

Na sliki 27 je za posamezno skupino gred prikazana vsota količine strižne armature po etažah. Rezultati so prikazani v $[\text{cm}^2/\text{m}]$. Primerjana je količina armature izračunane s programom ETABS in dejansko količino armature, ki je posledica izbire vzorca armiranja.



Slika 27: Primerjava strižne armature po posameznih skupinah gred med izračunano in izbrano armaturo

5.2 Dimenzioniranje stebrov

Detajliranje stebrov po EN 1992: 2005, točka 9.5 (upoštevan nacionalni dodatek).

5.2.1 Vzdolžna armatura

- Premer vzdolžnih palic ne sme biti manjši od $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$ (upoštevanje nacionalnega dodatka).
- Prez vzdolžne natezne armature ne sme biti manjši od $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,003 \cdot A_c = 0,003 \cdot b \cdot h = 0,003 \cdot 50 \text{ cm} \cdot 50 \text{ cm} = 7,5 \text{ cm}^2 \\ \frac{0,15 N_{Ed}}{f_{yd}} \end{array} \right. , \quad (52)$$

kjer sta:

- f_{yd} projektna meja elastičnosti armature,
 N_{Ed} projektna tlačna osna sila.

- Prerez vzdolžne natezne armature ne sme biti večji od $A_{s,max}$:

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 50\text{cm} \cdot 50\text{cm} = 100\text{cm}^2$$

5.2.2 Strižna armatura

$$\phi_{min} = \min \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ mm} \\ 0,25 \phi_{vzd,max} \end{array} \right. \quad (53)$$

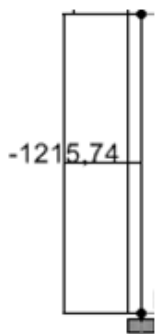
Razdalja med palicami prečne armature vzdolž stebra $s_{cl,tmax}$ po nacionalnem dodatku:

$$s_{cl,tmax} = \min \left\{ \begin{array}{l} 12 - \text{kratnik najmanjšega premera vzdolžnih palic,} \\ \text{manjšo mero stebra,} \\ 300 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

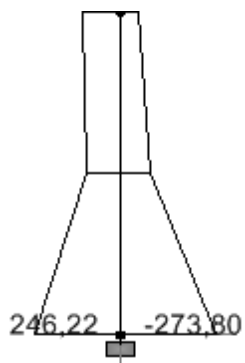
$s_{cl,tmax}$ je potrebno neposredno nad gredjo in pod njo zmanjšati s faktorjem 0,6 in sicer na oddaljenosti, ki je enaka večji dimenziji prečnega prereza stebra.

5.2.3 Dimenzioniranje stebra C1 v prvi etaži

Vzdolžna armatura:



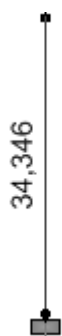
Slika 28: Ovojnica osnih sil v stebri C1 [kN]



Slika 29: Ovojnica upogibnih momentov v stebru C1 [kNm]

$$M_{Ed,min} = -274 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,max} = 246 \text{ kNm}$$



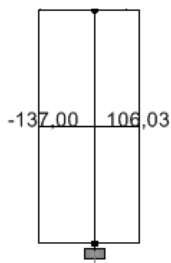
Slika 30: Potrebna vzdolžna armatura v stebru C1 [cm²]

- Potrebna armatura po EN 1992 z upoštevanjem potresne obtežbe:

$$M_{d,min} = -274 \text{ kNm}$$

$$M_{d,max} = 246 \text{ kNm}$$

Armatura: 34,35 cm² – izberem 8 ϕ 24 ($A_{s,dej} = 36,2 \text{ cm}^2$)

Strižna armatura:

Slika 31: Prečne sile v stebri C1 [kN]

- Ali je strižna armatura računsko potrebna:

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

$$N_{Ed} = 211 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{211000}{500 \cdot 500} = 0,84 \text{ MPa} < 0,2 f_{cd} = 4 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} = 1,667 \leq 2$$

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

$$b_w = 500 \text{ mm}, d = 450 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{18,1 \text{ cm}^2}{50 \text{ cm} \cdot 45 \text{ cm}} = 0,008$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,667^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,413$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,667 \cdot (100 \cdot 0,008 \cdot 30)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,84] \cdot 500 \cdot 450 = 158 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,413 + 0,15 \cdot 0,84) \cdot 500 \cdot 450 = 121 \text{ kN}$$

$$V_{C1-1,Ed} = 137 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 158 \text{ kN} \rightarrow \text{računska armatura ni potrebna}$$

Ker računski strižna armatura v stebri C1-1 ni potrebna, upoštevamo zahtevo o minimalnem premeru stremen in maksimalnem razmaku med stremenimi, ki so predpisani v točki 5.2.2:

$$\phi_{min} = 6 \text{ mm}$$

$$s_{cl,tmax} = 12 \cdot 1,8 \text{ cm} = 21,6 \text{ cm}$$

Izbrana strižna armatura: ϕ 6/20, $A_{sw} = 2,8 \text{ cm}^2/\text{m}$.

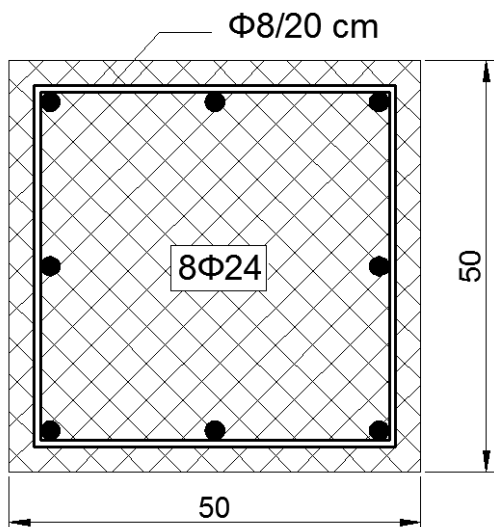
$$s_{cl,tmax} = 0,6 \cdot 20 \text{ cm} = 12 \text{ cm} \quad \text{v območju vozlišč in vpetja.}$$

5.2.4 Količina armature v stebrih

V preglednicah 24 - 28 je prikazana vzdolžna armatura, ki smo jo izračunali s programom ETABS, izbrana armatura, dejanska količina armature ter izbran premer in razmak stremen. Ker je stavba dvojno simetrična, smo prikazali samo četrtino stebrov. Armatura v ostalih stebrih je simetrično identična.

Izbira armature temelji na količini armature, ki smo jo izračunali s programom ETABS. Vzdolžna armatura v stebrih je razporejena simetrično. V vsakem stebri je 8 armaturnih palic. Premer in število palic smo določili tako, da smo za posamezno os stebra po višini uporabili največ 3 različne premere vzdolžnih palic. Za strižno armaturo smo izbrali stremena premera 8 mm. Stremena smo zgostili ob vpetju in na stičiščih grede in prečke.

Dejanska količina vzdolžne armature je od računski količine večja za 21,6 %. Glavni vzrok za odstopanje je zahteva po minimalni armaturi in izbrani vzorci armiranja.



Slika 32: Prikaz izbrane armature v stebri C1 v prvi etaži

Preglednica 24: Količina armature določena s programom ETABS [cm²]

	C1	C11	C2	C9
ETAŽA 8	19,5	20,6	20,5	7,5
ETAŽA 7	17,7	14,3	16,4	7,5
ETAŽA 6	19,4	16,3	17,6	7,5
ETAŽA 5	19,9	16,4	18,0	7,5
ETAŽA 4	20,5	16,7	18,6	7,5
ETAŽA 3	20,9	16,2	18,8	7,5
ETAŽA 2	21,8	17,6	19,9	8,1
ETAŽA 1	34,3	18,3	20,4	9,3

Preglednica 25: Izbran premer in število palic

	C1	C11	C2	C9
ETAŽA 8	8 ϕ 18	8 ϕ 20	8 ϕ 20	8 ϕ 14
ETAŽA 7	8 ϕ 18	8 ϕ 18	8 ϕ 18	8 ϕ 14
ETAŽA 6	8 ϕ 18	8 ϕ 18	8 ϕ 18	8 ϕ 14
ETAŽA 5	8 ϕ 18	8 ϕ 18	8 ϕ 18	8 ϕ 14
ETAŽA 4	8 ϕ 20	8 ϕ 18	8 ϕ 18	8 ϕ 14
ETAŽA 3	8 ϕ 20	8 ϕ 18	8 ϕ 18	8 ϕ 14
ETAŽA 2	8 ϕ 20	8 ϕ 18	8 ϕ 20	8 ϕ 14
ETAŽA 1	8 ϕ 24	8 ϕ 18	8 ϕ 20	8 ϕ 14

Preglednica 26: Dejanska količina armature [cm²]

	C1	C11	C2	C9
ETAŽA 8	20,4	25,1	25,1	12,3
ETAŽA 7	20,4	20,4	20,4	12,3
ETAŽA 6	20,4	20,4	20,4	12,3
ETAŽA 5	20,4	20,4	20,4	12,3
ETAŽA 4	25,1	20,4	20,4	12,3
ETAŽA 3	25,1	20,4	20,4	12,3
ETAŽA 2	25,1	20,4	25,1	12,3
ETAŽA 1	36,2	20,4	25,1	12,3

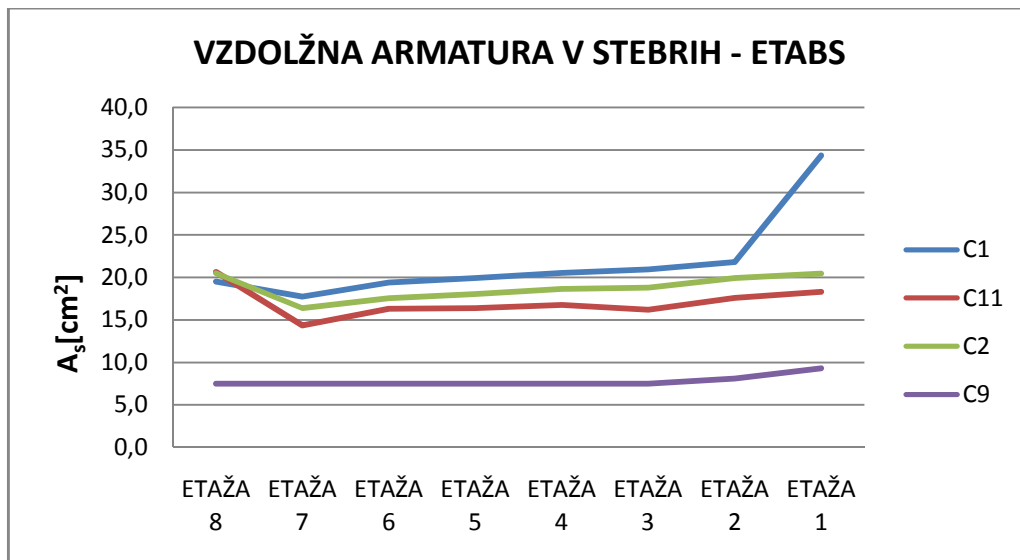
Preglednica 27: Izbran premer in razmak stremen

	C1	C11	C2	C9
ETAŽA 8	φ 8/20	φ 8/20	φ 8/20	φ 8/16
ETAŽA 7	φ 8/20	φ 8/20	φ 8/20	φ 8/16
ETAŽA 6	φ 8/20	φ 8/20	φ 8/20	φ 8/16
ETAŽA 5	φ 8/20	φ 8/20	φ 8/20	φ 8/16
ETAŽA 4	φ 8/20	φ 8/20	φ 8/20	φ 8/16
ETAŽA 3	φ 8/20	φ 8/20	φ 8/20	φ 8/16
ETAŽA 2	φ 8/20	φ 8/20	φ 8/20	φ 8/16
ETAŽA 1	φ 8/20	φ 8/20	φ 8/20	φ 8/16

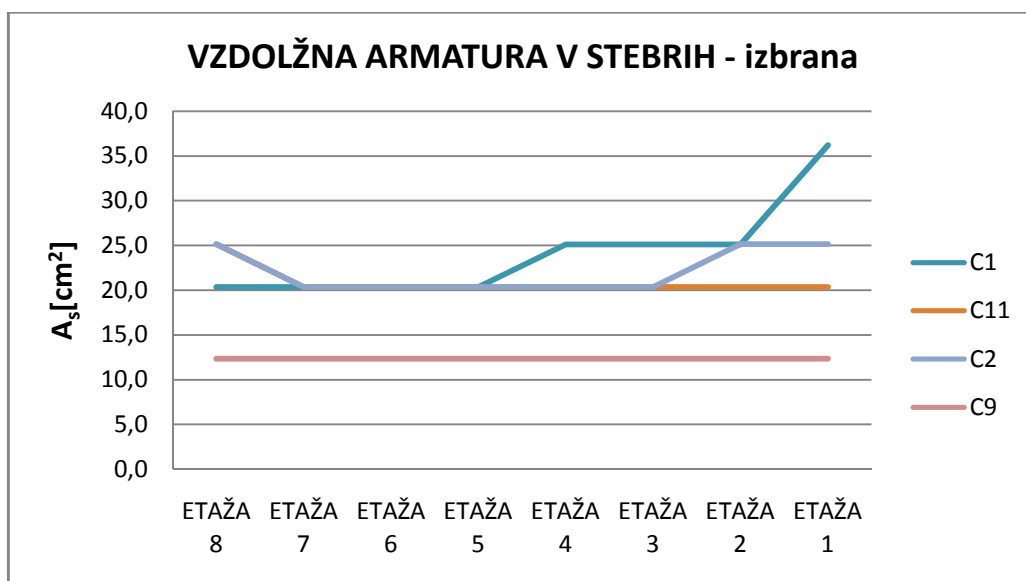
Preglednica 28: Izbran premer in razmak stremen v območju vozlišč in vpetja stebrov

	C1	C11	C2	C9
ETAŽA 8	φ 8/12	φ 8/12	φ 8/12	φ 8/7
ETAŽA 7	φ 8/12	φ 8/12	φ 8/12	φ 8/7
ETAŽA 6	φ 8/12	φ 8/12	φ 8/12	φ 8/7
ETAŽA 5	φ 8/12	φ 8/12	φ 8/12	φ 8/7
ETAŽA 4	φ 8/12	φ 8/12	φ 8/12	φ 8/7
ETAŽA 3	φ 8/12	φ 8/12	φ 8/12	φ 8/7
ETAŽA 2	φ 8/12	φ 8/12	φ 8/12	φ 8/7
ETAŽA 1	φ 8/12	φ 8/12	φ 8/12	φ 8/7

Na slikah 33 in 34 je prikazano spreminjanje količine vzdolžne armature v stebrih po etažah. Opazimo lahko skok količine armature v vogalnem stebri C1 v prvi etaži. Tolikšno povečanje količine vzdolžne armature je posledica manjše osne sile v stebri v kombinaciji z momentom, v primerjavi z ostalimi stebri v prvi etaži.

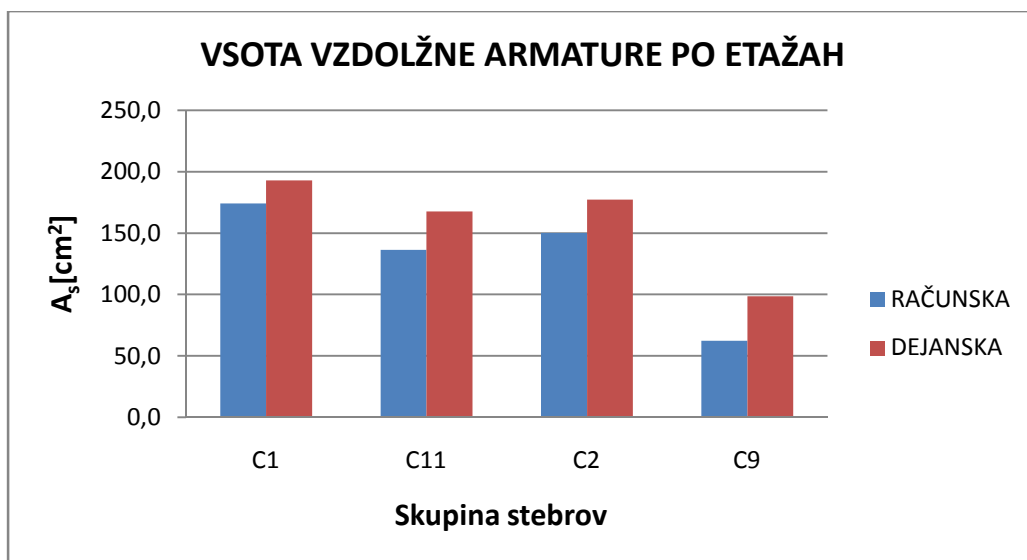


Slika 33: Vzdolžna armatura določena s programom ETABS



Slika 34: Izbrana vzdolžna armatura

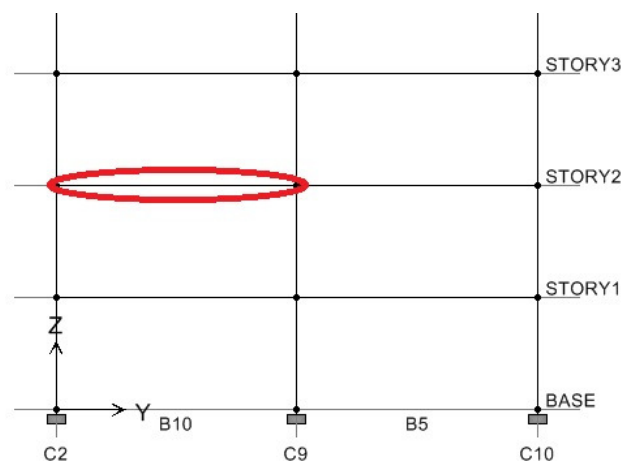
Na sliki 35 je za posamezno skupino stebrov prikazana vsota maksimalne količine vzdolžne armature po etažah. Primerjana je količina armature izračunane s programom ETABS in dejansko količino armature, ki je posledica izbire vzorca armiranja.



Slika 35: Primerjava vzdolžne armature po posameznih skupinah stebrov med izračunano in izbrano armaturo

6 DIMENZIONIRANJE KONSTRUKCIJE PO EN 1998

6.1 Dimenzioniranje grede B10 v drugi etaži



Slika 36: Oznaka grede B10 v drugi etaži

6.1.1 Upogibna armatura

Vzdolžno armaturo v gredi smo določili s pomočjo programa ETABS. Pri dimenzioniranju smo upoštevali obtežno kombinacijo 4.

$$M_{Ed,min} = -333 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,max} = 142 \text{ kNm}$$

Potrebna armatura po EN 1992 z upoštevanjem potresne obtežbe:

$$M_{d,min} = -333 \text{ kNm} \quad \text{Zgoraj: } 18,7 \text{ cm}^2 - \text{izberem } 8 \phi 18 (A_{s,dej} = 20,36 \text{ cm}^2)$$

$$M_{d,max} = 142 \text{ kNm} \quad \text{Spodaj: } 7,51 \text{ cm}^2 - \text{izberem } 4 \phi 18 (A_{s',dej} = 10,18 \text{ cm}^2)$$

Potrebna armatura po EN 1998:

$$\text{Zgoraj: izberem } 8 \phi 18 (A_{s,dej} = 20,36 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Spodaj: izberem } 4 \phi 18 (A_{s',dej} = 10,18 \text{ cm}^2)$$

- zagotovitev lokalne duktilnosti v kritični coni:

$$l_{cr} = h_w = 50 \text{ cm}$$

$$A'_s = 10,18 \text{ cm}^2 \geq A_s/2 = 10,18 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0045 + \frac{0,0018}{6,8 \cdot 0,002} \cdot \frac{2}{43,5} = 0,011$$

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 = 2 \cdot 3,9 - 1 = 6,8$$

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{43,5}{21000} = 0,002$$

$$\rho_{max} = 0,011 > \rho = 0,009$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b_w d} = \frac{10,18}{50 \cdot 45} = 0,0045$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{20,36}{50 \cdot 45} = 0,009$$

$$\rho_{min} = 0,5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,5 \cdot \frac{0,29}{50} = 0,0029$$

$$\rho_{min} = 0,0029 \leq \rho = 0,009$$

6.1.2 Strižna armatura

V gredah je potrebno prečne sile določiti v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti. Momente v krajišjih gred se izračuna po enačbi 37:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) = 1,0 \cdot 355 \cdot 1,0 = 355 \text{ kNm}$$

- Projektna nosilnost grede: $M_{Rb,B10+} = 355 \text{ kNm}$ (→)
- Projektna nosilnost grede: $M_{Rb,B10-} = 187 \text{ kNm}$ (←)

Ker je uporabljen pogoj načrtovanja nosilnosti stebrov in je v vozlišču vsota upogibnih nosilnosti v stebrih večja kot vsota upogibnih nosilnosti grede, upoštevamo pri izrazu $\min\left(1, \frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{RB}}\right)$ kar minimalno vrednost 1.

- Določitev prečne sile zaradi nastanka momenta $M_{i,d}$:

$$V_E = \frac{M_{i,d} + M_{j,d}}{l} = \frac{355 \text{ kNm} + 187 \text{ kNm}}{6 \text{ m}} = 90 \text{ kN}$$

- Določitev prečne sile za obtežno kombinacijo 1,0G + 0,3Q na modelu prostoležečega nosilca:

$$\text{Obtežba iz plošče: } g = (17,75 \text{ m}^2 \cdot 9 \text{ kN/m}^2) / 6 \text{ m} = 26,63 \text{ kN/m}$$

$$q_{30\%} = 0,3 \cdot (17,75 \text{ m}^2 \cdot 3 \text{ kN/m}^2) / 6 \text{ m} = 2,66 \text{ kN/m}$$

$$V_{G+0,3Q} = \frac{(g + q_{30\%}) \cdot 6}{2} = \frac{29,29 \cdot 6}{2} = 88 \text{ kN}$$

Maksimalna in minimalna prečna sila na modelu izrezanega prostoležečega nosilca:

- Potres + (\rightarrow): $V_{B10,d+} = V_E + V_{G+0,3Q} = 90 \text{ kN} + 88 \text{ kN} = 178 \text{ kN}$
- Potres - (\leftarrow): $V_{B10,d-} = V_E - V_{G+0,3Q} = 90 \text{ kN} - 88 \text{ kN} = 18 \text{ kN}$

Nosilnost tlačne diagonale in strižna nosilnost betona:

$$- V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{2} = 1 \cdot 50 \cdot 40,5 \cdot 0,528 \cdot 2 \cdot \frac{1}{2} = 1069 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 45 \text{ cm} = 40,5 \text{ cm}$$

$$\nu_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck} [\text{MPa}]}{250}\right) = 0,6 \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

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

Upoštevamo, da je $N_{Ed} = 0$:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d \geq v_{min} \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} = 1,667 \leq 2$$

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

$$b_w = 500 \text{ mm}, \quad d = 450 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{20,36 \text{ cm}^2}{50 \text{ cm} \cdot 45 \text{ cm}} = 0,009$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,667^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,413$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,667 \cdot (100 \cdot 0,009 \cdot 30)^{1/3}] \cdot 500 \cdot 450 = 135 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = v_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,413 \cdot 500 \cdot 450 = 93 \text{ kN}$$

Vidimo lahko, da je projektna strižna sila večja od projektne strižne nosilnosti betona in je porušitev po tlačeni diagonali preprečena:

$$V_{Rd,c} = 135 \text{ kN} < V_{B10,d+} = 178 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 1069 \text{ kN}$$

Določitev stremen:

$$V_{B10,d} \leq V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9d \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) = \frac{2 \cdot A_1}{s} \cdot 0,9d \cdot f_{ywd} \cdot \cot(45)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{B10,d}}{0,9d \cdot f_{ywd}} = \frac{178 \text{ kN}}{0,9 \cdot 45 \text{ cm} \cdot 43,5 \text{ kN/cm}^2} = 0,101 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \Rightarrow 10,1 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Izberem } \phi 8 / 9 \text{ cm}, n = 2 \quad \rightarrow \quad A_{sw,dej} = 11,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Da zagotovimo lokalno duktilnost po EN 1998-1 (točka 5.4.3.1.2(6)) mora biti v kritičnem območju:

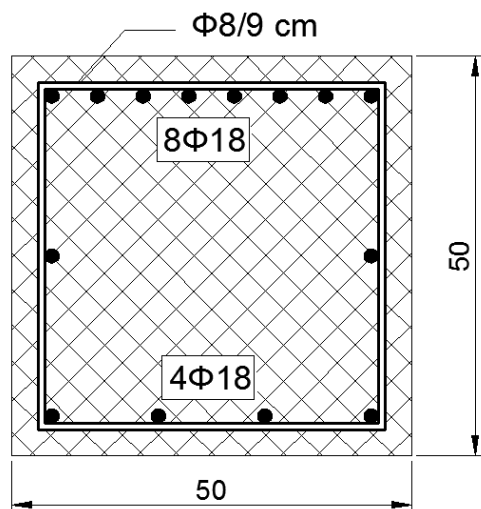
$$s = 9 \text{ cm} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} h_w/4 = 50/4 = 12,5 \text{ cm} \\ 24d_{bw} = 24 \cdot 0,8 \text{ cm} = 19,2 \text{ cm} \\ 22,5 \text{ cm} \\ 8d_{bL} = 8 \cdot 1,8 \text{ cm} = 14,4 \text{ cm} \end{array} \right\} = 12,5 \text{ cm} \quad \checkmark$$

6.1.3 Armatura v ostalih gredah

V preglednicah 29 – 35 je prikazana vzdolžna armatura v kritičnem območju, dejanska količina armature ter izbran premer in razmak stremen. Ker je stavba dvojno simetrična, smo prikazali samo četrtno stebrov. Armatura v ostalih stebrih je simetrično identična.

Vzdolžno armaturo v kritičnih območjih smo določili na podlagi rezultatov dimenzioniranja po standardu EN 1992. Upoštevali smo kriterije EN 1998 in sicer, da mora biti količina vzdolžne armature v tlačeni coni večja ali enaka polovici količine armature v natezni coni. Strižno armaturo smo določili z metodo načrtovanja nosilnosti. Za stremensko armaturo smo uporabili stremena premera 8 mm. V primerih, kjer je bila potrebna minimalna strižna armatura, smo uporabili enako armaturo, kot pri dimenzioniranju po standardu EN 1992. Izjema so kritična območja ($l_{cr} = 50 \text{ cm}$), kjer so stremena zgoščena zaradi zagotavljanja duktilnosti.

Razlika med količino vzdolžne armature v kritičnem območju po zahtevah EN 1992 in EN 1998 je 7,0 %, strižna armatura po EN 1998 pa je od armature po EN 1992 večja za 10,2 %. Glavni razlog za razliko je dimenzioniranje po metodi načrtovanja nosilnosti – zagotoviti ustrezno duktilnost.



Slika 37: Prikaz izbrane armature v gredi B10 v drugi etaži

Preglednica 29: Premer in število palic zgornje vzdolžne armature

	GREDA B11	GREDA B12	GREDA B17	GREDA B16	GREDA B9	GREDA B10
ETAŽA 8	4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16
ETAŽA 7	6 ϕ 16	5 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16	5 ϕ 16	6 ϕ 16
ETAŽA 6	7 ϕ 16	6 ϕ 16	6 ϕ 16	5 ϕ 16	6 ϕ 16	7 ϕ 16
ETAŽA 5	8 ϕ 16	6 ϕ 16	6 ϕ 16	6 ϕ 16	7 ϕ 16	8 ϕ 16
ETAŽA 4	8 ϕ 16	7 ϕ 16	7 ϕ 16	7 ϕ 16	8 ϕ 16	7 ϕ 18
ETAŽA 3	7 ϕ 18	6 ϕ 18	6 ϕ 18	6 ϕ 18	7 ϕ 18	8 ϕ 18
ETAŽA 2	7 ϕ 18	7 ϕ 18	7 ϕ 18	6 ϕ 18	7 ϕ 18	8 ϕ 18
ETAŽA 1	7 ϕ 18	6 ϕ 18	6 ϕ 18	6 ϕ 18	6 ϕ 18	7 ϕ 18

Preglednica 30: Dejanska količina zgornje vzdolžne armature [cm²]

	GREDA B11	GREDA B12	GREDA B17	GREDA B16	GREDA B9	GREDA B10
ETAŽA 8	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0
ETAŽA 7	12,1	10,1	8,0	8,0	10,1	12,1
ETAŽA 6	14,1	12,1	12,1	10,1	12,1	14,1
ETAŽA 5	16,1	12,1	12,1	12,1	14,1	16,1
ETAŽA 4	16,1	14,1	14,1	14,1	16,1	17,8
ETAŽA 3	17,8	15,3	15,3	15,3	17,8	20,4
ETAŽA 2	17,8	17,8	17,8	15,3	17,8	20,4
ETAŽA 1	17,8	15,3	15,3	15,3	15,3	17,8

Preglednica 31: Premer in število palic spodnje vzdolžne armature

	GREDA B11	GREDA B12	GREDA B17	GREDA B16	GREDA B9	GREDA B10
ETAŽA 8	4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16
ETAŽA 7	4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16
ETAŽA 6	4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16
ETAŽA 5	4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16
ETAŽA 4	4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 18	4 ϕ 18	4 ϕ 18
ETAŽA 3	4 ϕ 18	3 ϕ 18	4 ϕ 18	4 ϕ 18	4 ϕ 18	4 ϕ 18
ETAŽA 2	4 ϕ 18	4 ϕ 18	4 ϕ 18	5 ϕ 18	5 ϕ 18	4 ϕ 18
ETAŽA 1	4 ϕ 18	3 ϕ 18	4 ϕ 18	4 ϕ 18	4 ϕ 18	4 ϕ 18

Preglednica 32: Dejanska količina spodnje vzdolžne armature [cm²]

	GREDA B11	GREDA B12	GREDA B17	GREDA B16	GREDA B9	GREDA B10
ETAŽA 8	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0
ETAŽA 7	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0
ETAŽA 6	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0
ETAŽA 5	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0
ETAŽA 4	8,0	8,0	8,0	10,2	10,2	10,2
ETAŽA 3	10,2	7,6	10,2	10,2	10,2	10,2
ETAŽA 2	10,2	7,6	10,2	12,7	12,7	10,2
ETAŽA 1	10,2	7,6	10,2	10,2	10,2	10,2

Preglednica 33: Izbrana premer in razmak stremen v kritičnem območju

	GREDA B11	GREDA B12	GREDA B17	GREDA B16	GREDA B9	GREDA B10
ETAŽA 8	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/12
ETAŽA 7	ϕ 8/11	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/11
ETAŽA 6	ϕ 8/11	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/11
ETAŽA 5	ϕ 8/10	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/10
ETAŽA 4	ϕ 8/10	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/10
ETAŽA 3	ϕ 8/10	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/9
ETAŽA 2	ϕ 8/10	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/9
ETAŽA 1	ϕ 8/10	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/12	ϕ 8/10

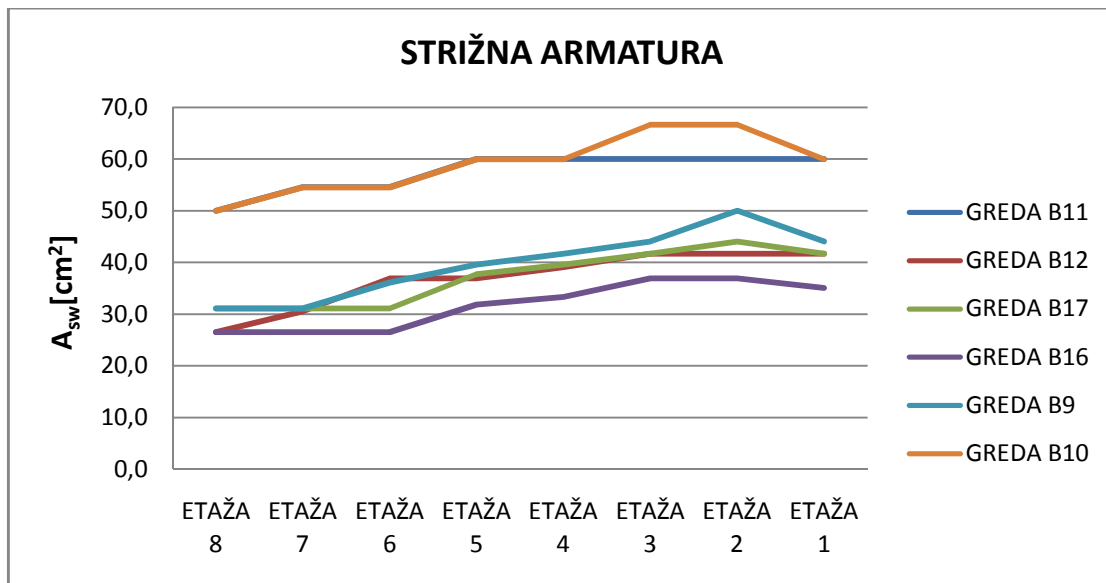
Preglednica 34: Izbrana premer in razmak stremen izven kritičnega območja

	GREDA B11	GREDA B12	GREDA B17	GREDA B16	GREDA B9	GREDA B10
ETAŽA 8	φ 8/12	φ 8/22	φ 8/22	φ 8/22	φ 8/22	φ 8/12
ETAŽA 7	φ 8/11	φ 8/18	φ 8/22	φ 8/22	φ 8/22	φ 8/11
ETAŽA 6	φ 8/11	φ 8/12	φ 8/22	φ 8/22	φ 8/18	φ 8/11
ETAŽA 5	φ 8/10	φ 8/12	φ 8/17	φ 8/17	φ 8/16	φ 8/10
ETAŽA 4	φ 8/10	φ 8/12	φ 8/16	φ 8/16	φ 8/15	φ 8/10
ETAŽA 3	φ 8/10	φ 8/11	φ 8/15	φ 8/14	φ 8/14	φ 8/9
ETAŽA 2	φ 8/10	φ 8/10	φ 8/14	φ 8/14	φ 8/12	φ 8/9
ETAŽA 1	φ 8/10	φ 8/12	φ 8/15	φ 8/15	φ 8/14	φ 8/10

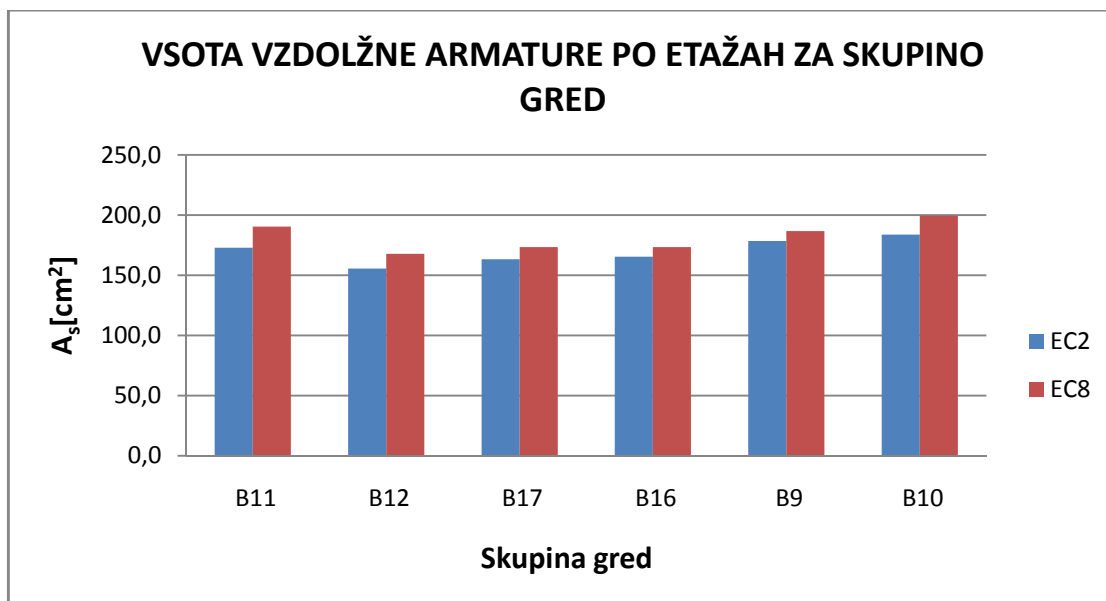
Preglednica 35: Dejanska količina armature z upoštevanjem kritičnih območij[cm²]

	GREDA B11	GREDA B12	GREDA B17	GREDA B16	GREDA B9	GREDA B10
ETAŽA 8	50,0	26,5	31,1	26,5	31,1	50,0
ETAŽA 7	54,5	30,6	31,1	26,5	31,1	54,5
ETAŽA 6	54,5	36,9	31,1	26,5	36,1	54,5
ETAŽA 5	60,0	36,9	37,7	31,9	39,6	60,0
ETAŽA 4	60,0	39,1	39,6	33,3	41,7	60,0
ETAŽA 3	60,0	41,7	41,7	36,9	44,0	66,7
ETAŽA 2	60,0	41,7	44,0	36,9	50,0	66,7
ETAŽA 1	60,0	41,7	41,7	35,0	44,0	60,0

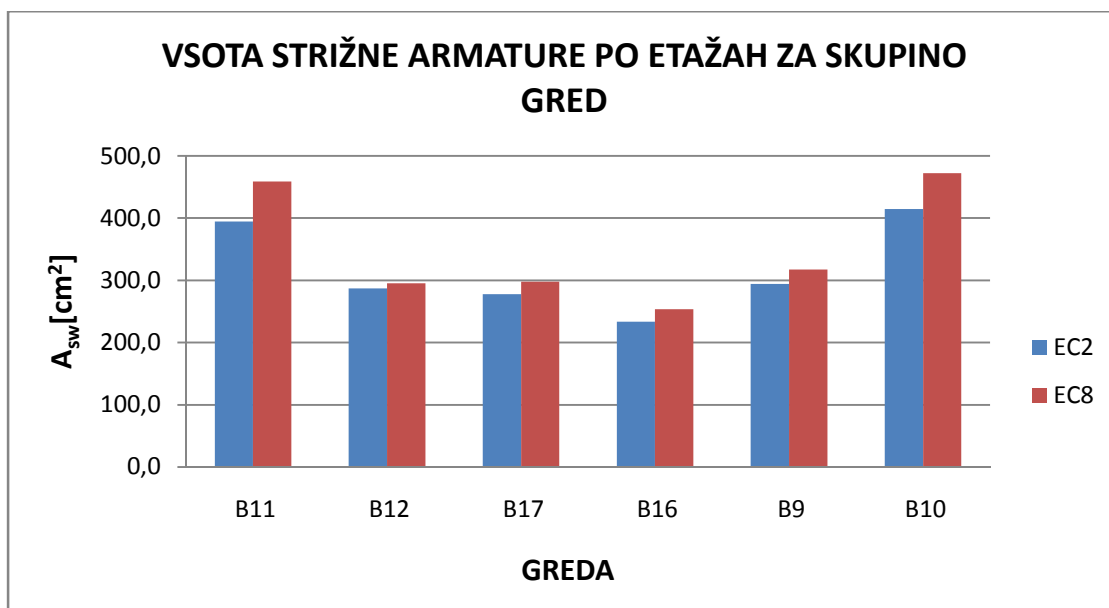
Slika 38 prikazuje spreminjanje maksimalne količine strižne armature v gredi po etažah. Na sliki 39 je za posamezno skupino gred prikazana vsota maksimalne količine vzdolžne armature v kritičnih območjih po etažah. Primerjana je količina armature dobljena na podlagi EN 1992 in EN 1998. Primerjavo količine strižne armature med zahtevami standarda EN 1992 in EN 1998 pa prikazuje slika 40.



Slika 38: Strižna armatura določena s programom ETABS



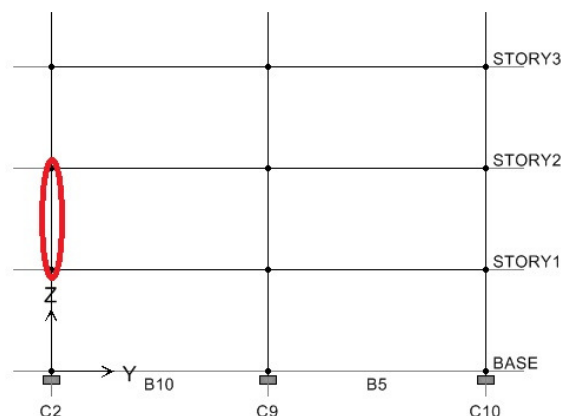
Slika 39: Primerjava količine vzdolžne armature glede na EN 1992 in EN 1998



Slika 40: Primerjava količine armature v posamezni skupini gred glede na EN 1992 in EN 1998

6.2 Dimenzioniranje stebra C2 v drugi etaži

6.2.1 Smer Y



Slika 41: Oznaka stebra C2 v drugi etaži za dimenzioniranje v smeri Y

Upogibna armatura:

EN 1998 v točki 4.4.2.3.(4) veleva, da je potrebno vzdolžno armaturo v stebrih določiti z metodo načrtovanja nosilnosti za stebre:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} ,$$

kjer je $\sum M_{Rc}$ vsota projektnih upogibnih nosilnosti stebrov in $\sum M_{Rb}$ vsota projektnih nosilnosti gred v obravnavanem vozlišču.

Omejitev tlačnih napetosti:

$$\text{DCM: } v_d \leq 0,65 \quad \rightarrow \quad v_d = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1495 \text{ kN}}{2500 \text{ cm}^2 \cdot 2 \text{ kN/cm}^2} = 0,3 \leq 0,65 \quad \checkmark$$

Za izhodiščno vzdolžno armaturo bomo upoštevali zahtevo iz EN 1998, točka 5.4.3.2.1(1)P, ki pravi, da mora biti celoten delež vzdolžne armature ρ_l večji od 0,01 in manjši od 0,04.

$$\rho \geq 0,01 \rightarrow A_s = 0,01 \cdot A_c = 0,01 \cdot 50 \cdot 50 \text{ cm}^2 = 25 \text{ cm}^2$$

Izberem: 8 ϕ 20 ($A_s = 25,13 \text{ cm}^2$)

Upogibno nosilnost smo določili s programom DIAS.

- Potres + (\rightarrow): $N_{C2-2} = 1495 \text{ kN}$ $M_{Rc,C2-2+} = 430 \text{ kNm}$
 $N_{C2-3} = 1261 \text{ kN}$ $M_{Rc,C2-3+} = 415 \text{ kNm}$
 $N_{C2-1} = 1719 \text{ kN}$ $M_{Rc,C2-1+} = 435 \text{ kNm}$
- Potres - (\leftarrow): $N_{C2-2} = 795 \text{ kN}$ $M_{Rc,C2-2-} = 357 \text{ kNm}$
 $N_{C2-3} = 704 \text{ kN}$ $M_{Rc,C2-3-} = 348 \text{ kNm}$
 $N_{C2-1} = 892 \text{ kN}$ $M_{Rc,C2-1-} = 370 \text{ kNm}$

- Projektna nosilnost grede v 2. etaži: $M_{Rb,B10+} = 355 \text{ kNm}$ (\rightarrow)

$$M_{Rb,B10-} = 187 \text{ kNm} (\leftarrow)$$

- Projektna nosilnost grede v 1. etaži: $M_{Rb,B10+} = 316 \text{ kNm}$ (\rightarrow)

$$M_{Rb,B10-} = 187 \text{ kNm} (\leftarrow)$$

Kontrola pogoja globalne duktilnosti v vozlišču na vrhu stebra:

- Potres + (\rightarrow): $\sum M_{Rc} = 845 \text{ kNm} > 1,3 \cdot \sum M_{Rb} = 462 \text{ kNm}$ ✓
- Potres - (\leftarrow): $\sum M_{Rc} = 705 \text{ kNm} > 1,3 \cdot \sum M_{Rb} = 243 \text{ kNm}$ ✓

Kontrola pogoja globalne duktilnosti v vozlišču na dnu stebra:

- Potres + (\rightarrow): $\sum M_{Rc} = 865 \text{ kNm} > 1,3 \cdot \sum M_{Rb} = 411 \text{ kNm}$ ✓
- Potres - (\leftarrow): $\sum M_{Rc} = 727 \text{ kNm} > 1,3 \cdot \sum M_{Rb} = 243 \text{ kNm}$ ✓

Prečna armatura za prevzem striga:

Določitev projektne upogibne nosilnosti za račun projektne prečne sile:

- Na dnu stebra (za + in – smer potresa):

$$M_{sp,d+} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,sp}(N_{C2-2+}) \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) = 1,1 \cdot 430 \text{ kNm} \cdot \min\left(1, \frac{316}{865}\right)$$

$$M_{sp,d+} = 173 \text{ kNm}$$

$$M_{sp,d-} = \gamma_{Rd} \cdot M_{RC,sp}(N_{C2-2-}) \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{RC}}\right) = 1,1 \cdot 357 \text{ kNm} \cdot \min\left(1, \frac{187}{727}\right)$$

$$M_{sp,d-} = 101 \text{ kNm}$$

- Na vrhu stebra (za + in – smer potresa):

$$M_{zg,d+} = \gamma_{Rd} \cdot M_{RC,zg}(N_{C2-2+}) \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{RC}}\right) = 1,1 \cdot 430 \text{ kNm} \cdot \min\left(1, \frac{355}{845}\right)$$

$$M_{zg,d+} = 199 \text{ kNm}$$

$$M_{zg,d-} = \gamma_{Rd} \cdot M_{RC,zg}(N_{C2-2-}) \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{RC}}\right) = 1,1 \cdot 357 \text{ kNm} \cdot \min\left(1, \frac{187}{705}\right)$$

$$M_{zg,d-} = 104 \text{ kNm}$$

Projektna prečna sila po metodi načrtovanja nosilnosti:

- Potres + (\rightarrow):

$$V_{d,C2-2+} = \frac{M_{sp,d+} + M_{zg,d+}}{l_s} = \frac{173 \text{ kNm} + 199 \text{ kNm}}{2,8 \text{ m}} = 133 \text{ kN}$$

- Potres - (\leftarrow):

$$V_{d,C2-2-} = \frac{M_{sp,d-} + M_{zg,d-}}{l_s} = \frac{101 \text{ kNm} + 104 \text{ kNm}}{2,8 \text{ m}} = 73 \text{ kN}$$

Projektna prečna sila po metodi načrtovanja nosilnosti:

$$V_{d,max,C2} = 133 \text{ kN}$$

- Ali je strižna armatura računsko potrebna:

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

$$N_{Ed} = 795 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{795000}{500 \cdot 500} = 3,18 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 4 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} = 1,667 \leq 2$$

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

$$b_w = 500 \text{ mm}, d = 450 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{12,57 \text{ cm}^2}{50 \text{ cm} \cdot 45 \text{ cm}} = 0,0056$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,667^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,413$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,667 \cdot (100 \cdot 0,0056 \cdot 30)^{1/3} + 0,15 \cdot 3,18] \cdot 500 \cdot 450 = 223 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,413 + 0,15 \cdot 3,18) \cdot 500 \cdot 450 = 200 \text{ kN}$$

$$V_{d,max,c2} = 133 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 223 \text{ kN} \rightarrow \text{računska armatura ni potrebna}$$

Izberem $\phi 8/23 \text{ cm}$, 2-strižno streme.

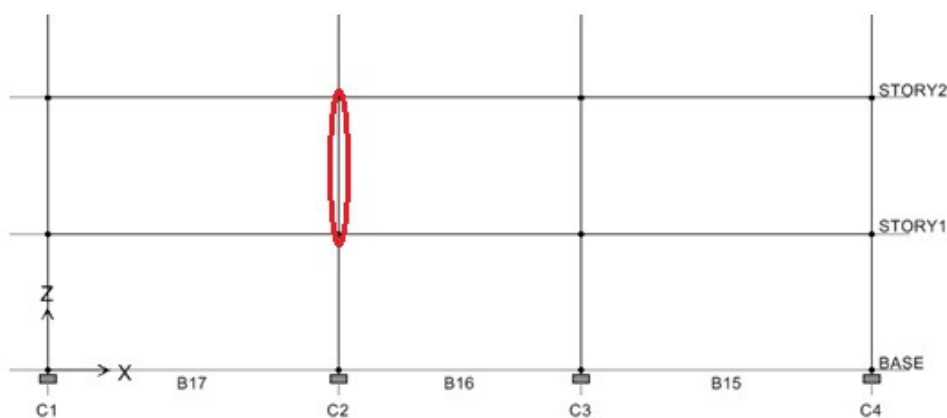
Da zagotovimo lokalno duktilnost po EN 1998-1 (točka 5.4.3.2.2) mora biti:

$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} b_0/2 = 42,8/2 = 21,4 \\ 17,5 \\ 8d_{bl} = 8 \cdot 2 = 16 \end{array} \right\} = 16 \text{ cm}$$

Določitev kritičnega območja:

$$l_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} h_c = 50 \text{ cm} \\ l_{cl}/6 = 43,3 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right\} = 50 \text{ cm}$$

6.2.2 Smer X



Slika 42: Oznaka stebra C2 v drugi etaži za dimenzioniranje v smeri X

Upogibna armatura:

- Potres + (\rightarrow): $N_{C2-2} = 1324 \text{ kN}$ $M_{Rc,C2-2+} = 417 \text{ kNm}$
 $N_{C2-3} = 1124 \text{ kN}$ $M_{Rc,C2-3+} = 400 \text{ kNm}$
 $N_{C2-1} = 1516 \text{ kN}$ $M_{Rc,C2-1+} = 430 \text{ kNm}$
- Potres - (\leftarrow): $N_{C2-2} = 967 \text{ kN}$ $M_{Rc,C2-2-} = 378 \text{ kNm}$
 $N_{C2-3} = 841 \text{ kN}$ $M_{Rc,C2-3-} = 365 \text{ kNm}$
 $N_{C2-1} = 1095 \text{ kN}$ $M_{Rc,C2-1-} = 395 \text{ kNm}$
- Projektna nosilnost grede B16 v 2. etaži: $M_{Rb,B16+} = 275 \text{ kNm}$ (\rightarrow)
 $M_{Rb,B16-} = 235 \text{ kNm}$ (\leftarrow)
- Projektna nosilnost grede B16 v 1. etaži: $M_{Rb,B16+} = 275 \text{ kNm}$ (\rightarrow)
 $M_{Rb,B16-} = 187 \text{ kNm}$ (\leftarrow)
- Projektna nosilnost grede B17 v 2. etaži: $M_{Rb,B17+} = 316 \text{ kNm}$ (\rightarrow)
 $M_{Rb,B17-} = 187 \text{ kNm}$ (\leftarrow)
- Projektna nosilnost grede B17 v 1. etaži: $M_{Rb,B17+} = 316 \text{ kNm}$ (\rightarrow)
 $M_{Rb,B17-} = 187 \text{ kNm}$ (\leftarrow)

Kontrola pogoja globalne duktilnosti v vozlišču na vrhu stebra:

- Potres + (\rightarrow): $\sum M_{Rc} = 817 \text{ kNm} > 1,3 \cdot \sum M_{Rb} = 601 \text{ kNm}$ ✓
- Potres - (\leftarrow): $\sum M_{Rc} = 743 \text{ kNm} > 1,3 \cdot \sum M_{Rb} = 716 \text{ kNm}$ ✓

Kontrola pogoja globalne duktilnosti v vozlišču na dnu stebra:

- Potres + (\rightarrow): $\sum M_{RC} = 847 \text{ kNm} > 1,3 \cdot \sum M_{Rb} = 601 \text{ kNm}$ ✓
- Potres - (\leftarrow): $\sum M_{RC} = 773 \text{ kNm} > 1,3 \cdot \sum M_{Rb} = 654 \text{ kNm}$ ✓

Prečna armatura za prevzem striga:

Določitev projektne upogibne nosilnosti za račun projektne prečne sile:

- Na dnu stebra (za + in – smer potresa):

$$M_{sp,d+} = \gamma_{Rd} \cdot M_{RC,sp}(N_{C2-2+}) \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{RC}}\right) = 1,1 \cdot 417 \text{ kNm} \cdot \min\left(1, \frac{462}{847}\right)$$

$$M_{sp,d+} = 250 \text{ kNm}$$

$$M_{sp,d-} = \gamma_{Rd} \cdot M_{RC,sp}(N_{C2-2-}) \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{RC}}\right) = 1,1 \cdot 378 \text{ kNm} \cdot \min\left(1, \frac{503}{773}\right)$$

$$M_{sp,d-} = 271 \text{ kNm}$$

- Na vrhu stebra (za + in – smer potresa):

$$M_{zg,d+} = \gamma_{Rd} \cdot M_{RC,zg}(N_{C2-2+}) \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{RC}}\right) = 1,1 \cdot 417 \text{ kNm} \cdot \min\left(1, \frac{462}{817}\right)$$

$$M_{zg,d+} = 260 \text{ kNm}$$

$$M_{zg,d-} = \gamma_{Rd} \cdot M_{RC,zg}(N_{C2-2-}) \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{RC}}\right) = 1,1 \cdot 378 \text{ kNm} \cdot \min\left(1, \frac{551}{743}\right)$$

$$M_{zg,d-} = 308 \text{ kNm}$$

Projektna prečna sila po metodi načrtovanja nosilnosti:

- Potres + (\rightarrow):

$$V_{d,C2-2+} = \frac{M_{sp,d+} + M_{zg,d+}}{l_s} = \frac{250 \text{ kNm} + 260 \text{ kNm}}{2,8 \text{ m}} = 182 \text{ kN}$$

- Potres - (\leftarrow):

$$V_{d,C2-2-} = \frac{M_{sp,d-} + M_{zg,d-}}{l_s} = \frac{271 \text{ kNm} + 308 \text{ kNm}}{2,8 \text{ m}} = 207 \text{ kN}$$

Projektna prečna sila po metodi načrtovanja nosilnosti:

$$V_{d,max,C2} = 207 \text{ kN}$$

- Ali je strižna armatura računsko potrebna:

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

$$N_{Ed} = 967 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{967000}{500 \cdot 500} = 3,87 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 4 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} = 1,667 \leq 2$$

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

$$b_w = 500 \text{ mm}, d = 450 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{12,57 \text{ cm}^2}{50 \text{ cm} \cdot 45 \text{ cm}} = 0,0056$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,667^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,413$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,667 \cdot (100 \cdot 0,0056 \cdot 30)^{1/3} + 0,15 \cdot 3,89] \cdot 500 \cdot 450 = 247 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,413 + 0,15 \cdot 3,89) \cdot 500 \cdot 450 = 224 \text{ kN}$$

$$V_{d,max,C2} = 207 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 247 \text{ kN} \rightarrow \text{računska armatura ni potrebna}$$

Izberem $\phi 8/23 \text{ cm}$, 2-strižno streme.

Da zagotovimo lokalno duktilnost po EN 1998-1 (točka 5.4.3.2.2) mora biti v kritičnem območju:

$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} b_0/2 = 42,8/2 = 21,4 \\ 17,5 \\ 8d_{bl} = 8 \cdot 2 = 16 \end{array} \right\} = 16 \text{ cm}$$

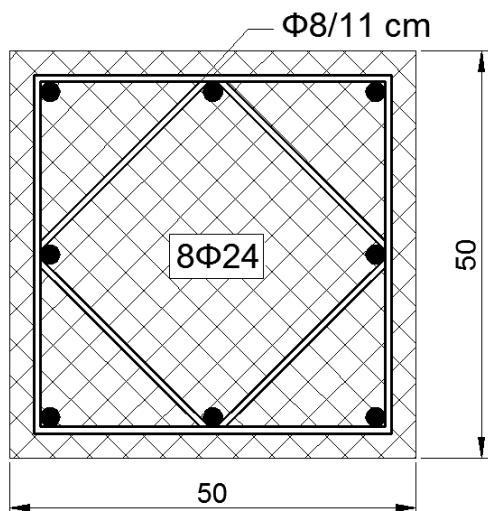
Določitev kritičnega območja:

$$l_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} h_c = 50 \text{ cm} \\ l_{cl}/6 = 43,3 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right\} = 50 \text{ cm}$$

6.2.3 Armatura v ostalih stebrih

V preglednicah 36 - 39 je prikazana vzdolžna armatura, dejanska količina armature in izbran premer in razmak stremen. Ker je stavba dvojno simetrična, smo prikazali samo četrtno stebrov. Armatura v ostalih stebrih je simetrično identična.

Na sliki 43 je prikazana armatura v stebri C1 v prvi etaži. V primerjavi z rezultati dimenzioniranja po EN 1992 je količina vzdolžne armature večja za 27,9 %. Glavni razlog za tako razliko je zahteva po minimalni količini armature po EN 1998, ki znaša 1 % betonskega prereza in zahteva po zagotovitvi duktilnega obnašanja konstrukcije. Z izjemo vogalnih stebrov v prvi etaži v vseh stebrih zadostuje minimalna armatura (8 ϕ 20). Pogoj o zagotovitvi duktilnega obnašanja konstrukcije ima velik vpliv tudi na strižno armaturo. Pri dimenzioniranju konstrukcije po zahtevah EN 1998 je strižne armature za 21,9 % več, kot pri dimenzioniranju po zahtevah EN 1992. V kritičnih območjih ($l_{cr} = 50 \text{ cm}$) in stebrih v katerih je računsko strižna armatura potrebna, smo uporabili $2 + \sqrt{2}$ strižno streme premera 8 mm.



Slika 43: Prikaz izbrane armature v stebru C1 v prvi

Preglednica 36: Izbran premer in število palic za vzdolžno armaturo

	C1	C11	C2	C9
ETAŽA 8	8 ϕ 20	8 ϕ 20	8 ϕ 20	8 ϕ 20
ETAŽA 7	8 ϕ 20	8 ϕ 20	8 ϕ 20	8 ϕ 20
ETAŽA 6	8 ϕ 20	8 ϕ 20	8 ϕ 20	8 ϕ 20
ETAŽA 5	8 ϕ 20	8 ϕ 20	8 ϕ 20	8 ϕ 20
ETAŽA 4	8 ϕ 20	8 ϕ 20	8 ϕ 20	8 ϕ 20
ETAŽA 3	8 ϕ 20	8 ϕ 20	8 ϕ 20	8 ϕ 20
ETAŽA 2	8 ϕ 20	8 ϕ 20	8 ϕ 20	8 ϕ 20
ETAŽA 1	8 ϕ 24	8 ϕ 20	8 ϕ 20	8 ϕ 20

Preglednica 37: Dejanska količina vzdolžne armature [cm^2]

	C1	C11	C2	C9
ETAŽA 8	25,1	25,1	25,1	25,1
ETAŽA 7	25,1	25,1	25,1	25,1
ETAŽA 6	25,1	25,1	25,1	25,1
ETAŽA 5	25,1	25,1	25,1	25,1
ETAŽA 4	25,1	25,1	25,1	25,1
ETAŽA 3	25,1	25,1	25,1	25,1
ETAŽA 2	25,1	25,1	25,1	25,1
ETAŽA 1	36,2	25,1	25,1	25,1

Preglednica 38: Premer in razmak stremen v kritičnem območju ($2 + \sqrt{2}$ -strižno streme)

	C1	C11	C2	C9
ETAŽA 8	ϕ 8/15	ϕ 8/15	ϕ 8/15	ϕ 8/15
ETAŽA 7	ϕ 8/15	ϕ 8/15	ϕ 8/15	ϕ 8/15
ETAŽA 6	ϕ 8/15	ϕ 8/15	ϕ 8/15	ϕ 8/15
ETAŽA 5	ϕ 8/15	ϕ 8/15	ϕ 8/15	ϕ 8/15
ETAŽA 4	ϕ 8/15	ϕ 8/15	ϕ 8/15	ϕ 8/15
ETAŽA 3	ϕ 8/15	ϕ 8/15	ϕ 8/15	ϕ 8/15
ETAŽA 2	ϕ 8/15	ϕ 8/15	ϕ 8/15	ϕ 8/15
ETAŽA 1	ϕ 8/10	ϕ 8/7	ϕ 8/7	ϕ 8/4,5

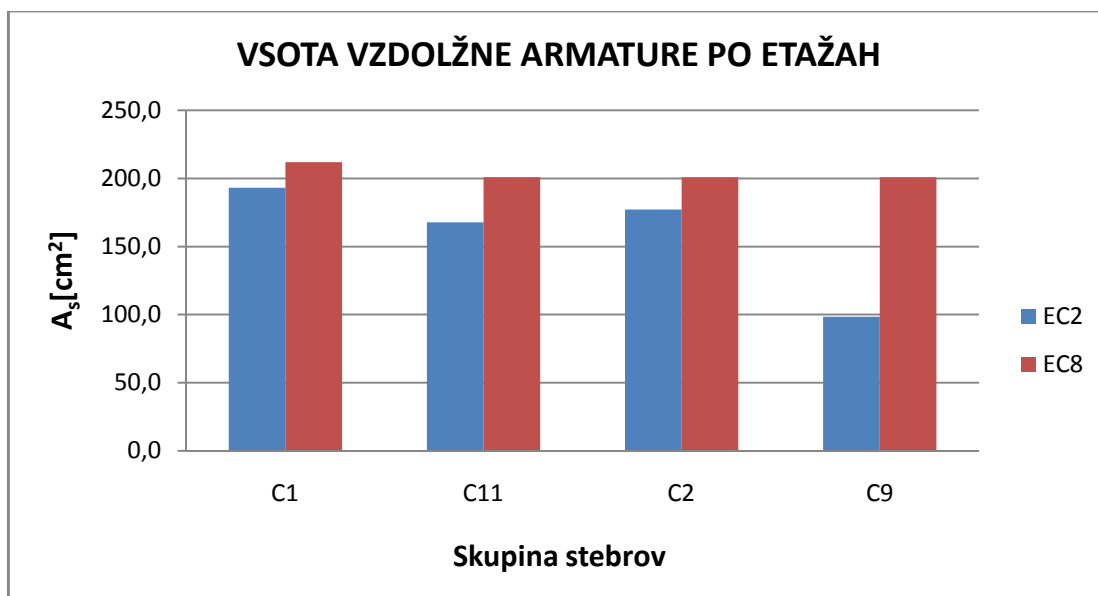
V preglednici 39 je prikazan premer in razmak stremen izven kritičnega območja. V etažah od 2-8 je za minimalno armaturo izbrano 2-strižno streme, v 1. etaži pa je zaradi računsko potrebne armature izbrano $2 + \sqrt{2}$ -strižno streme.

Preglednica 39: Premer in razmak stremen izven kritičnega območja (2-strižno streme)

	C1	C11	C2	C9
ETAŽA 8	ϕ 8/23	ϕ 8/23	ϕ 8/23	ϕ 8/23
ETAŽA 7	ϕ 8/23	ϕ 8/23	ϕ 8/23	ϕ 8/23
ETAŽA 6	ϕ 8/23	ϕ 8/23	ϕ 8/23	ϕ 8/23
ETAŽA 5	ϕ 8/23	ϕ 8/23	ϕ 8/23	ϕ 8/23
ETAŽA 4	ϕ 8/23	ϕ 8/23	ϕ 8/23	ϕ 8/23
ETAŽA 3	ϕ 8/23	ϕ 8/23	ϕ 8/23	ϕ 8/23
ETAŽA 2	ϕ 8/23	ϕ 8/23	ϕ 8/23	ϕ 8/23
ETAŽA 1	ϕ 8/11	ϕ 8/11	ϕ 8/11	ϕ 8/10

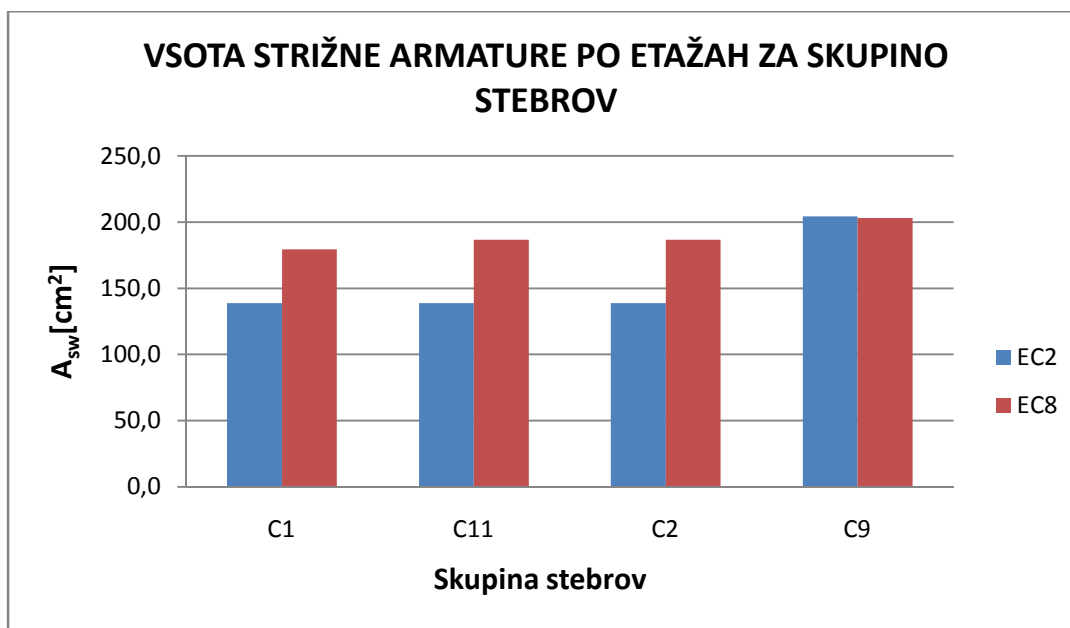
Na sliki 44 je prikaza primerjava med količino armature, ki smo jo določili na podlagi zahtev EN 1992 in EN 1998.

Na sliki 44 je za posamezno skupino stebrov prikazana vsota maksimalne količine vzdolžne armature po etažah. Primerjana je količina armature dobljena na podlagi EN 1992 in EN 1998.



Slika 44: Primerjava količine vzdolžne armature v posamezni skupini stebrov glede na EN 1992 in EN 1998

Na sliki 45 je prikazana primerjava med količino strižne armature, ki smo jo določili na podlagi zahtev EN 1992 in EN 1998. Rezultat je prikazan v [cm²] (prerez strižne armature), ker so v teh količinah zajeta poleg osnovne armature tudi kritična območja.



Slika 45: Primerjava količine strižne armature v posamezni skupini stebrov glede na EN 1992 in EN 1998

7 ZAKLJUČKI

V diplomski nalogi smo obravnavali primer dimeznioniranja osem-etažnega armiranobetonskega okvira. Dimenzioniranje smo izvedli v dveh delih in sicer glede na določila standarda EN 1992 in standarda EN 1998. V prvem primeru je bilo dimenzioniranje v celoti izvedeno s pomočjo programa ETABS 9.0, medtem ko smo dimenzioniranje po EN 1998 na podlagi predhodnih rezultatov analize izvedli s peš računom. Cilj diplomske naloge je oceniti, za koliko se poveča količina posamezne armature, če se okvir dimenzionira po metodi načrtovanja nosilnosti (EN 1998) v primerjavi s tem, da se količina armature določi le na osnovi obremenitev, ki izhajajo iz modalne analize. Vsi rezultati so prikazani za četrtino stavbe z razlogom, ker je konstrukcija dvojno simetrična.

Nihajni čas konstrukcije je 1,54 s. Projektna potresna sila (F_b) znaša približno 6 % teže konstrukcije (W). Za potresno kombinacijo, kjer je prevladujoč potres v X smeri, je velikost celotne prečne sile 6,5 % celotne teže konstrukcije. V primeru, ko je prevladujoč potres v Y smeri, pa je velikost celotne prečne sile 6,2 % celotne teže konstrukcije.

Pri dimenzioniranju po zahtevah standarda EN 1992 je vzdolžna armatura v gredah in stebrih ter strižna armatura v gredah izračunana s pomočjo programa ETABS 9.0. Ker program izračunano armaturo poda numerično, je potrebno prerez in število palic, oz. stremen izbrati. Zato je tu zanimiva primerjava med količino izračunane armature in dejansko količino armature, ki je posledica izbire premera in števila palic oz. stremen. Tako je v gredah dejanska količina vzdolžne armature v kritičnem območju za 13,3 % večja od računске. Dejanska strižna armatura, upoštevana vzdolž celotne grede, pa je za 4,1 % večja od izračunane. V stebrih je dejanska količina vzdolžne armature za 21,6 % večja od izračunane. Vzrok za nekoliko večjo razliko je v detajliranju armature, predvsem v smiselni izbiri palic (čim manj različnih vzorcev armiranja). V primeru, ko v stebrih zadostuje minimalna strižna armatura, program ne določi njene vrednosti. Izkazalo se je, da v vseh stebrih zadostuje minimalna strižna armatura in zato primerjava med dejansko in izračunano armaturo ni možna.

Dimenzioniranje po zahtevah standarda EN 1998 za srednjo stopnjo duktilnosti smo izvedli s peš računom po metodi načrtovanja nosilnosti. Izhodišče izračuna v gredah je predstavljala vzdolžna armatura, ki smo jo določili po EN 1992, v stebrih pa zahteva po minimalni vzdolžni armaturi. Primerjava za vzdolžno armaturo v gredah se nanaša na kritična območja, za strižno armaturo pa na celotno dolžino gred. Prav tako so za primerjavo strižne armature v stebrih obravnavani celotni elementi (kritična območja in območja izven kritične cone). Za vzdolžno armaturo pa je bila seštetna površina armature za najbolj obremenjen prerez v vsakem elementu, saj je vzdolžna armatura v stebrih po višini elementa enaka.

V gredah je bilo pri določitvi vzdolžne armature v kritičnem območju, ki zadostuje zahtevam EN 1998, potrebno upoštevati pogoj, da količina armature v tlačnem območju znaša vsaj polovico dejanske natezne armature. Zato je količina vzdolžne armature določena po EN 1998 za 7,0 % večja od vzdolžne armature določene po EN 1992. Pri strižni armaturi, je povečanje armature, ob upoštevanju zahtev EN 1998 za 10,2 %, v primerjavi z dimenzioniranjem po EN 1992. Glavni razlog je upoštevanje metode načrtovanja nosilnosti (ang. *Capacity design*). To je metoda, kjer v konkretnem primeru grede projektiramo in konstruiramo tako, da lahko sipajo energijo med velikimi deforamacijami. Posledično pa je potrebno stebrom zagotoviti tako veliko nosilnost, da se poškodujejo le ob vpetju v temelje ali na vrhu konstrukcije.

V stebrih je vzdolžna armatura določena po EN 1998 za 27,9 % večja kot v primeru izbrane armature, ob upoštevanja EN 1992. Eden izmed glavnih razlogov je zahteva po minimalni količini armature, ki po EN 1998 znaša 1 % prečnega prereza stebra. Z izjemo vogalnih stebrov, v vseh ostalih stebrih zadostuje minimalna količina vzdolžne armature. Količina strižne armature pa je po zahtevah EN 1998 za 21,9 % večja kot po EN 1992. Izjema je skupina stebrov C9 (notranji stebri), kjer je vsota količine strižne armature za 6,0 % manjša pri upoštevanju EN 1998, kot v primeru upoštevanja EN 1992. Ta razlika je vzrok zahteve razmakov med stremeni v primerih, kjer je potrebna le minimalna armatura. Kot največji dovoljeni razmak se po nacionalnem dodatku upošteva 12-kratnik najmanjšega premera vzdolžnih palic. V primeru upoštevanja EN 1998 imamo v skupini stebrov C9 zaradi zahteve po minimalni vzdolžni armaturi palice s premerom 20 mm, pri upoštevanju minimalne

vzdolžne armature po EN 1992 pa 14 mm. Tako je razmak za minimalno strižno armaturo po EN 1992 manjši kot pri EN 1998.

Na podlagi izvedenih primerjav lahko zaključimo, da se v primeru upoštevanja protipotresnega projektiranja obravnavanega okvira, količina armature bistveno poveča. Konkreten podatek je, kolikšna je sprememba armature v kilogramih. V stebrih se količina armature poveča za 26,6 %, v gredi za 8,9 %, v celoti pa za 17,3 %. K povečanju največ doprinese zahteva po minimalni armaturi, zahteva po zagotovitvi lokalne duktilnosti in dimenzioniranje po metodi načrtovanja nosilnosti. Za bolj natančno analizo dimenzioniranja, oceno varnosti in tveganja pa bi bilo potrebno izvesti nelinearno analizo.

VIRI

ARSO. 2011a. Potresi.

<http://www.arso.gov.si/potresi/> (6. 2. 2011).

ARSO. 2011b. Karta potresne nevarnosti Slovenije – projektni pospeški tal.

http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/projektni_pospesek_tal.jpg (6. 2. 2011).

Beg, D., Pogačnik, A. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: pogl. 2, 8.

Fischinger, M., Isaković, T., Marolt, V., Sočan, S. 1993. DIAS: programski sistem za dimenzioniranje in analizo armiranobetonskih stavb: priročnik za verzijo 1.0, (Poročilo IKPIR, 3/93). Ljubljana, FAGG, Oddelek za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo.

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 519 str.

Fajfar, P. 2007. Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - Evrokod 8 – splošno in analiza, študijsko gradivo za predmet DGKPI. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo.

Vidrih, Z., Fischinger, M. 2008. Projektiranje potresno odpornih konstrukcij armiranobetonskih stavb. Primer B. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo: 74 str.

Standardi:

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

SIST EN 1991-1-1. 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1.del: Splošni vplivi – Gostote, lastna teža, koristne obtežbe stavb.

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

SIST EN 1992-1-1:2005/A101. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij. Del 1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.

SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih stavb. Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

SIST EN 1998-1:2005/A101. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih stavb. Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe - Nacionalni dodatek.