

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:

Matija Jesenko

Projektiranje potresno odporne stanovanjsko- poslovne stavbe v Mariboru po standardu EC 8

Diplomska naloga št.: 2887

Mentor:
prof. dr. Matej Fischinger

Somentor:
Srečko Balič

Ljubljana, 31. 5. 2006

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **MATIJA JESENKO** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom
**»PROJEKTIRANJE POTRESNO ODPORNE POSLOVNO-STANOVANJSKE
STAVBE V MARIBORU PO STANDARDU EC 8«.**

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam iz dela za potrebe elektronske
separatoteke FGG.

Ljubljana, 15.5.2006

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

- UDK:** 006(4):624.042.7(043.2)
- Avtor:** Matija Jesenko
- Mentor:** prof. dr. Matej Fischinger (mentor), Srečko Balič, univ. dipl. inž. grad. (somentor)
- Naslov:** Projektiranje potresno odporne poslovno-stanovanjske stavbe v Mariboru po standardu EC 8
- Obseg in oprema:** 146 str., 53 pregl., 28 sl., 146 en.
- Ključne besede:** potresno odporno projektiranje, standard Evrokod 8, linearno-elastična modalna analiza, potresni vpliv

Izvleček

Diplomsko delo obravnava potresno odporno projektiranje v skladu z evropskim standardom EN 1998 (EC 8) na primeru že obstoječe osem etažne poslovno-stanovanjske stavbe v Mariboru, ki je bila leta 1999 projektirana v skladu z obstoječim predpisom. Vsebinsko je diplomsko delo razdeljeno na tri dele. V prvem delu je prikazano projektiranje stavbe po EC 8. Podani so podatki o konstrukciji in določena stopnja duktilnosti konstrukcije. Določeni so tudi vplivi na konstrukcijo. Linearno-elastična modalna analiza prostorskega modela je izvedena z računalniškim programom EAVEK. Prikazano je projektiranje dveh kritičnih nosilnih elementov konstrukcije, po enega za vsako pravokotno nosilno smer. Preverjeni sta strižna in upogibna nosilnost ter prikazano konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti. Izrisana sta tudi armaturna načrta za oba nosilna elementa. V drugem delu je obravnavana primerjava med obstoječim predpisom in standardom EC 8. Primerjava je izvedena z enakima računskima modeloma, z razliko, da je potrebno v skladu z EC 8 upoštevati vpliv razpokanosti prerezov. Zaradi precejšnjih razlik v načinu projektiranja prihaja do velikih razlik v rezultatih analize. Prikazane so razlike v lastnem nihanju konstrukcije in razporeditev notranjih sil v konstrukciji in posameznih elementih. Na dveh nosilnih elementih je preverjeno ali izračunana armatura po obstoječem predpisu zadosti tudi za strižno in upogibno nosilnost po EC 8. V tretjem delu je prikazana primerjava med različnimi modeli konstrukcije. Na podlagi primerjave lastnega nihanja in razporeditve notranjih sil v

konstrukciji ter strižne in upogibne nosilnosti dveh nosilnih elementov konstrukcije je prikazan vpliv upoštevanja razpokanosti prerezov in upoštevanja prirobnic elementov ter obnašanje konstrukcije na območju Ljubljane z visoko potresno intenziteto.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

- UDK:** 006(4):624.042.7(043.2)
- Author:** Matija Jesenko
- Supervisor:** Prof. dr. Matej Fischinger (supervisor), Srečko Balič, Structure Engineer (co-supervisor)
- Title:** Seismic design of an office-residential building in Maribor according to EC 8
- Notes:** 146 p., 53 tab., 28 fig., 146 eq.
- Key words:** seismic design, standard Eurocode 8, linear elastic modal analysis, seismic loading,

Abstract

The graduation thesis deals with seismic design according to European standard EN 1998 (EC 8), examining the case of existing eight-storied office-residential building in Maribor that was designed in 1999 according to existing regulations. The subject matter splits the research into three parts. Part one presents the designing of the building, done according to EC 8: the information on structure is given, the structure's ductility class set and the actions on structure are defined. Linear elastic modal analysis of the spatial model was conducted with the computer program EAVEK. The first part also shows the designing of two critical structural members, one for each transversal structural direction. Shear resistance and bending resistance were verified and so the detailing for assured local ductility is presented. In addition, reinforcement plans for the both two structural members are drawn. The second part compares the existing regulations and standard EC 8. The comparison was made with the same computational models, the only difference being that according to EC 8 cracked sections has to be taken into consideration. Due to quite some differences in the manner of designing, the results of the analysis offer big discrepancies. The differences in structure's mode shapes are shown, as well as the arrangement of internal forces in the structure as a whole and in its individual structural members. It was examined out on two structural members, whether the reinforcement calculated according to existing regulations also suffices for shear and bending resistance according to EC 8. In the last part of the research the comparison between different

models of structure is presented. By comparing its mode shapes and the arrangement of structure's internal forces, as well as shear and bending resistance of the two structural members, this thesis shows the effect of considering cracked sections and considering wall flanges, as well as the structure's behaviour in the Ljubljana region with high seismic intensity.

ZAHVALA

Za ves čas, vse praktične nasvete in obsežne razlage ter pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju prof. dr. Mateju Fischingerju in somentorju Srečku Baliču, univ. dipl. inž. grad.

Zahvalil bi se tudi Katji, zaradi katere je vsak dan čudovit, svojima staršema, ki sta mi pokazala pot in mi vedno stala ob strani, bratu, zaposlenim na fakulteti in seveda vsem kolegom, predvsem pa Gorazdu, Jaku, Mihi, Urošu ter Vasji za vso pomoč in skupno druženje skozi vsa študijska leta.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	PROJEKTIRANJE OBJEKTA PO EC 8	4
2.1	Podatki o konstrukciji	5
2.1.1	Sposobnost sipanja energije in stopnja duktilnosti konstrukcije	5
2.1.2	Geometrija konstrukcije	5
2.1.2.1	Splošno (Opis konstrukcije)	5
2.1.2.2	Kriteriji za pravilnost konstrukcije	12
2.1.2.2.1	Splošno	12
2.1.2.2.2	Kriteriji za tlorisno pravilnost	13
2.1.2.2.3	Kriteriji za pravilnost po višini	13
2.1.3	Geometrijske karakteristike elementov	14
2.1.3.1	Splošno	14
2.1.3.2	Geometrijske karakteristike nosilnih elementov v smeri X	16
2.1.3.3	Geometrijske karakteristike nosilnih elementov v Y smeri	17
2.1.4	Tip konstrukcije in faktor obnašanja	17
2.1.4.1	Tipi konstrukcij	18
2.1.4.2	Faktor obnašanja za vodoravne potresne vplive	18
2.1.5	Materiali	20
2.2	Vplivi na konstrukcijo in mase konstrukcije	23
2.2.1	Lastna teža in stalna obtežba	23
2.2.2	Koristna obtežba	25
2.2.3	Potresni vpliv	26
2.2.3.1	Tip tal	26
2.2.3.2	Projektni pospešek tal	28
2.2.3.3	Elastični spekter odziva	29
2.2.3.3.1	Vodoravni elastični spekter odziva	29

2.2.3.3.2	Navpični elastični spekter odziva	30
2.2.3.4	Projektni spekter za elastično analizo	31
2.2.3.5	Kombinacija učinkov vodoravnih komponent potresnega vpliva	33
2.2.3.6	Kombinacija potresnega vpliva z ostalimi vplivi	35
2.2.4	Vpliv zemeljskega pritiska	36
2.2.5	Mase	37
2.2.5.1	Kombinacija koeficientov za spremenljive vplive	37
2.2.5.2	Izračun mas	38
2.2.5.3	Masni momenti	40
2.2.5.4	Vplivi slučajne torzije	42
2.3	Modeliranje in analiza konstrukcije	45
2.3.1	Modeliranje	45
2.3.2	Analiza	46
2.3.2.1	Metode analize	46
2.3.2.2	Modalna analiza s spektri odziva	47
2.3.2.2.1	Lastno nihanje	47
2.3.2.2.2	Kombinacija nihajnih oblik	47
2.3.2.2.3	Kombinacija odziva v posameznih nihajnih oblikah	49
2.3.3	Rezultati	49
2.3.4	Račun pomikov	52
2.3.5	Preverjanje varnosti	53
2.3.5.1	Mejno stanje nosilnosti	53
2.3.5.1.1	Splošno	53
2.3.5.1.2	Pogoj nosilnosti	53
2.3.5.1.3	Pogoj globalne in lokalne duktilnosti	55
2.3.5.2	Omejitev poškodb	55
2.3.5.2.1	Splošno	55
2.3.5.2.2	Omejitev etažnih pomikov	56
2.4	Projektiranje za stopnjo duktilnosti DCM	58
2.4.1	Geometrijske omejitve za duktilne stene	58

2.4.2	Projektne učinki vplivov (projektne notranje sile) za duktilne stene	59
2.4.3	Dimenzioniranje stene X1	61
2.4.3.1	Notranje sile	61
2.4.3.2	Preverjanje mejnih stanj	64
2.4.3.2.1	Normirana osna sila	64
2.4.3.2.2	Strižna nosilnost	65
2.4.3.2.3	Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti	69
2.4.3.2.4	Upogibna nosilnost	69
2.4.4	Dimenzioniranje stene Y7	73
2.4.4.1	Notranje sile	73
2.4.4.2	Preverjanje mejnih stanj	76
2.4.4.2.1	Normirana osna sila	76
2.4.4.2.2	Strižna nosilnost	76
2.4.4.2.3	Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti	79
2.4.4.2.4	Upogibna nosilnost	86
2.4.4.3	Dimenzioniranje prečke	90
2.4.4.3.1	Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti	91
2.4.4.3.2	Strižna nosilnost	93
2.4.5	Stremenska armatura	96
2.4.6	Sidranje in preklopi	98
2.4.6.1	Vzdolžna armatura	98
2.4.6.1.1	Sidranje vzdolžne armature	98
2.4.6.1.2	Preklop vzdolžne armature	99
2.4.6.2	Stremenska armatura	100
2.4.6.2.1	Sidranje stremenske armature	100
2.4.6.2.2	Stremenska armatura v območju preklopa	101
2.4.6.2.2.1	Stremenska armatura za palice v nategu	101
2.4.6.2.2.2	Stremenska armatura za palice v tlaku	102
2.4.6.3	Mrežna armatura	102
2.4.6.3.1	Sidranje mrežne armature	102
2.4.6.3.2	Preklop mrežne armature	103

3	PRIMERJAVA OBSTOJEČIH PREDPISOV IN EVROPSKIH STANDARDOV EN NA PRIMERU OBRAVNAVANEGA OBJEKTA	106
3.1	Primerjava nihajnih časov	107
3.2	Primerjava notranjih sil	108
3.2.1	Celotna prečna sila ob vpetju	110
3.2.1.1	Smer X	110
3.2.1.2	Smer Y	110
3.2.2	Notranje sile - stena X1	111
3.2.3	Notranje sile - stena Y7	113
3.3	Primerjava potrebne armature	116
3.3.1	Element X1	117
3.3.1.1	Strižna nosilnost	117
3.3.1.2	Upogibna nosilnost	117
3.3.2	Element Y7	118
3.3.2.1	Strižna nosilnost	119
3.3.2.2	Upogibna nosilnost	120
4	PRIMERJAVA RAZLIČNIH MODELOV KONSTRUKCIJE	123
4.1	Nihajni časi	124
4.2	Celotna prečna sila ob vpetju	125
4.2.1	Smer X	125
4.2.2	Smer Y	126
4.3	Elementa X1 in Y7	128
4.3.1	Element X1	128
4.3.1.1	Prečne sile in strižna nosilnost	128
4.3.1.2	Momenti in upogibna nosilnost	132
4.3.2	Element Y7	136
4.3.2.1	Prečne sile in strižna nosilnost	136

4.3.2.2 Momenti in upogibna nosilnost 141

5 ZAKLJUČEK **148**

VIRI **153**

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Geometrijske karakteristike elementa X1	16
Preglednica 2: Geometrijske karakteristike elementa Y7	17
Preglednica 3: Obtežba posameznih tipov sten na enoto površine	24
Preglednica 4: Obtežba plošče na enoto površine	25
Preglednica 5: Izračun teže sten v tipičnih etažah 5, 6 in 7	39
Preglednica 6: Izračun teže plošče, balkonov in stopnic v tipičnih etažah 5, 6 in 7	40
Preglednica 7: Celotna teža tipičnih etaž 5, 6 in 7	40
Preglednica 8: Masni momenti po posameznih etažah	41
Preglednica 9: Masni momenti ob upoštevanju slučajne ekscentričnosti	43
Preglednica 10: Nihajni časi, efektivne modalne mase in vsota efektivnih	48
Preglednica 11: Vrednosti prečne sile ob vpetju z naključno ekscentričnostjo in brez nje	50
Preglednica 12: Vrednosti prečnih sil in momentov za steno X1 v 4. etaži z	50
Preglednica 13: Vrednosti prečnih sil in momentov za desno steno Y7 ob vpetju	51
Preglednica 14: Vrednosti prečnih sil za steno X1	61
Preglednica 15: Vrednosti momentov za steno X1	62
Preglednica 16: Projektne obremenitve stene X1	64
Preglednica 17: Izbrana armatura za element X1 v posameznih etažah	72
Preglednica 18: Vrednosti prečnih sil iz analize za steno Y7	74
Preglednica 19: Vrednosti momentov	74
Preglednica 20: Projektne obremenitve stene z odprtini Y7	75
Preglednica 21: Izbrana armatura za element Y7 v posameznih etažah	90
Preglednica 22: Sidrne dolžine in dolžine preklopov vzdolžnih palic	100
Preglednica 23: Sidrne dolžine in dolžine preklopov različnih armaturnih mrež	104
Preglednica 24: Primerjava mas	107
Preglednica 25: Primerjava nihajnih časov	108
Preglednica 26: Vrednost celotne prečne sile ob vpetju v smeri X	110
Preglednica 27: Vrednosti celotne prečne sile ob vpetju v smeri Y	111
Preglednica 28: Vrednosti prečnih sil in momentov iz analize za steno X1	112

Preglednica 29: Projektne vrednosti prečnih sil in momentov za steno X1	113
Preglednica 30: Vrednosti prečnih sil iz analize za steno Y7	114
Preglednica 31: Vrednosti momentov iz analize za steno Y7	114
Preglednica 32: Projektne vrednosti prečnih sil za steno Y7	115
Preglednica 33: Projektne vrednosti momentov za steno Y7	116
Preglednica 34: Primerjava nihajnih časov med osnovnim modelom in...	124
Preglednica 35: Primerjava nihajnih časov med osnovnim modelom in...	124
Preglednica 36: Primerjava celotne prečne sile ob vpetju v smeri X med osnovnim...	125
Preglednica 37: Primerjava celotne prečne sile ob vpetju v smeri X med osnovnim...	125
Preglednica 38: Primerjava celotne prečne sile ob vpetju v smeri X med osnovnim...	126
Preglednica 39: Primerjava celotne prečne sile ob vpetju v smeri Y med osnovnim...	126
Preglednica 40: Primerjava celotne prečne sile ob vpetju v smeri Y med osnovnim...	127
Preglednica 41: Primerjava celotne prečne sile ob vpetju v smeri Y med osnovnim...	127
Preglednica 42: Primerjava vrednosti prečnih sil za element X1 med osnovnim...	128
Preglednica 43: Primerjava vrednosti prečnih sil za element X1 med osnovnim...	129
Preglednica 44: Primerjava vrednosti prečnih sil za element X1 med osnovnim...	129
Preglednica 45: Primerjava vrednosti momentov za element X1 med osnovnim...	132
Preglednica 46: Primerjava vrednosti momentov za element X1 med osnovnim...	133
Preglednica 47: Primerjava vrednosti momentov za element X1 med osnovnim...	133
Preglednica 48: Primerjava vrednosti prečnih sil za element Y7 med osnovnim...	137
Preglednica 49: Primerjava vrednosti prečnih sil za element Y7 med osnovnim...	137
Preglednica 50: Primerjava vrednosti prečnih sil za element Y7 med osnovnim...	138
Preglednica 51: Primerjava vrednosti momentov za element Y7 med osnovnim...	141
Preglednica 52: Primerjava vrednosti momentov za element Y7 med osnovnim...	141
Preglednica 53: Primerjava vrednosti momentov za element Y7 med osnovnim...	142

KAZALO SLIK

Slika 1: Tloris garaže 1 in 2	7
Slika 2: Tloris kleti	8
Slika 3: Tloris pritličja	9
Slika 4: Tloris tipičnih etaž 5, 6 in 7	10
Slika 5: Tloris mansarde	11
Slika 6: Kriterij za pravilnost po višini za konstrukcije s posameznimi	14
Slika 7: Primerjava elastičnega spektra odziva in projektne	33
Slika 8: Vpliv zemeljskega pritiska v spodnjih treh etažah	36
Slika 9: Naris stene X1	62
Slika 10: Ovojnica momentov za steno X1 od 4. etaže navzgor	63
Slika 11: Prirobnici stene X1 v 4. etaži	69
Slika 12: Interakcijski diagram stene X1 v 4. etaži	70
Slika 13: Prečni prerez stene X1 v 4. etaži	72
Slika 14: Naris stene Y7	73
Slika 15: Prečni prerez desne stene Y7 ob vpetju	79
Slika 16: Razdalje za izračun faktorja učinkovitosti betonskega jedra	85
Slika 17: Interakcijski diagram desne stene Y7 ob vpetju, ko potresni	87
Slika 18: Interakcijski diagram desne stene Y7 ob vpetju, ko potresni	88
Slika 19: Prečni prerez desne stene Y7 ob vpetju	89
Slika 20: Prečni prerez prečke Y7	90
Slika 21: Primerjava projektnih spektrov odziva	109
Slika 22: Interakcijski diagram stene X1 v 4. etaži	118
Slika 23: Interakcijski diagram za desno steno Y7 ob vpetju	120
Slika 24: Prečni prerez stene X1 v 4. etaži s prirobnicama (levo) in brez (desno)	134
Slika 25: Interakcijski diagram za steno X1 s prirobnicama (levo) in brez (desno)	136
Slika 26: Prečni prerez desne stene Y7 ob vpetju s prirobnico (zgoraj) in brez (spodaj)	143
Slika 27: Interakcijski diagram za desno steno Y7 s prirobnico ob vpetju	144
Slika 28: Interakcijski diagram za desno steno Y7 brez prirobnice ob vpetju	145

1 UVOD

Sočasno z integriranjem Slovenije v EU, poteka tudi prehodno obdobje uvajanja evropskih standardov EN v slovensko inženirsko prakso. V naslednjih letih, ko naj bi po določitih prenehalo veljati prehodno obdobje, bodo morali projektanti na slovenskih tleh načrtovati izključno v skladu s standardi EN. Seveda prihaja z novimi standardi tudi do precejšnjih sprememb v primerjavi z obstoječimi predpisi. Največje spremembe v primerjavi z obstoječimi predpisi se pojavljajo v standardu EN 1998, ki obravnava projektiranje potresno odpornih konstrukcij. Prav zaradi tega sem se v diplomski nalogi odločil, da prikažem način projektiranja potresno odporne konstrukcije v skladu z EN 1998 in nekatere razlike v primerjavi z obstoječimi predpisi. Za potrebe diplomske naloge sem si tako izbral že obstoječ objekt na območju Maribora, ki je projektiran v skladu z obstoječimi predpisi.

Osredotočil sem se na slovenski standard SIST EN 1998 oziroma EC 8, ki se uporablja za projektiranje in gradnjo stavb in inženirskih objektov na potresnih območjih ter predstavlja dopolnilo k določilom ostalih relevantnih evrokodov. S predpisi, ki jih daje, skuša zaščititi človeška življenja in omejiti škodo. EC 8 vsebuje samo tista določila, ki morajo biti upoštevana pri projektiranju konstrukcij na potresnih območjih, dodatno k določilom ostalih relevantnih evrokodov. Za lažje razumevanje standarda, v diplomski nalogi, sočasno ob reševanju problemov navajam tudi določila standarda EC 8.

Poleg standarda EC 8, sem uporabil tudi standarde SIST EN 1990 oziroma EC 0 (Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij), SIST EN 1991 oziroma EC 1 (Evrokod 1: Vplivi na konstrukcijo) in SIST EN 1992 oziroma EC 2 (Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – Del 1-1: Splošna pravila za stavbe in inženirske objekte). V EC 0 sem dobil podatke o kombinaciji vplivov za potresno projektno stanje. S pomočjo EC 1 sem določil velikosti vplivov za lastno težo, stalno in koristno obtežbo, ki sem jih potreboval za izračun mas konstrukcije in določitev vplivov na konstrukcijo. Splošna določila za projektiranje strižne in upogibne nosilnosti in določitev potrebne armature ter lastnosti materialov sem določil v skladu z standardom EC 2.

Obravnavana konstrukcija je poslovno-stanovanjska zgradba na območju Maribora. Projekt je leta 1999 v skladu z obstoječimi predpisi izdelal Inženirski biro Balič d.o.o., z odgovornim projektantom konstrukcije Srečkom Baličem, univ.dipl.inž.grad. Stavba je bila dokončana leta 2003. Visoka je 8 etaž, v spodnjih dveh so garaže, v tretji je klet, v četrti pritličje, ki je namenjeno poslovnim in gostinskim dejavnostim, od pritličja navzgor pa etaže zasedajo stanovanjski prostori. Prav zaradi sprememb namembnosti v etažah se po višini spreminja konstrukcijski sistem, tako da ima stavba geometrijske nepravilnosti tako po višini kot po tlorisu. Višine etaž so približno enake in znašajo od 2,5 m do 2,8 m, razen v pritličju, kjer znaša višina etaže 4,37 m. V tlorisu je velikost spodnjih dveh etaž 48 m * 16 m, v preostalih etažah pa 48 m * 13 m. Konstrukcijo sestavljajo nosilni elementi v dveh pravokotnih smereh. Konstrukcija je bolj toga v smeri Y, ki poteka od J proti S in podajnejša v smeri X, od Z proti V.

Vsebinsko je diplomska naloga razdeljena na tri dele. V prvem delu (poglavje 2) so podani podatki o konstrukciji in pa določeni vplivi na konstrukcijo ter mase konstrukcije. V nadaljevanju je izvedena linearno-elastična modalna analiza s spektri odziva z uporabo računalniškega programa EAVEK. Z dobljenimi rezultati sem na koncu prikazal še postopek dimenzioniranja za dva, kritična elementa konstrukcije. Izbral sem po en element za vsako nosilno smer in sicer konzolno steno X1 za podajnejšo smer X in steno z odprtini Y7 za bolj togo smer Y.

V drugem delu (poglavje 3) sem na primeru obravnavane konstrukcije primerjal obstoječe predpise z novimi standardi EN. Poizkušal sem prikazati razlike pri izračunu mas za potresno projektno stanje, primerjavo nihajnih časov in primerjavo notranjih sil v konstrukciji in v posameznih elementih. Zanimalo me je tudi ali nosilni elementi z izračunano potrebno armaturo po obstoječih predpisih zadostijo zahtevam za upogibno in strižno nosilnost po standardih EN.

V tretjem delu (poglavje 4) je prikazana še primerjava različnih računskih modelov konstrukcije. Zanimalo me je kako na obnašanje konstrukcije vplivajo nekateri parametri.

Tako sem modeliral računski model z nosilnimi elementi pri katerih niso upoštevane prirobnice in ga primerjal z osnovnim modelom kjer so upoštevane tudi sodelujoče širine pasnic posameznih nosilnih elementov. Standardi EN določajo tudi vpliv razpokanosti prerezov. V primerjavi je prikazano, kolikšen je vpliv razpokanosti prerezov na obnašanje konstrukcije. Ker je v Mariboru območje z določenim projektnim potresnim pospeškom 0,1 g, me je še zanimalo, kako bi se stavba obnašala v primeru, ko bi bila zgrajena na območju z večjo intenziteto. Za primerjavo sem upošteval maksimalni projektni pospešek na območju Ljubljane v višini 0,25 g.

2 PROJEKTIRANJE OBJEKTA PO EC 8

V poglavju projektiranje objekta po EC 8 so upoštevana določila standarda SIST EN 1998. Osnovni zahtevi, ki jima je treba zadostiti v skladu z določili EC 8 sta mejno stanje nosilnosti in mejno stanje uporabnosti. V tem poglavju, ki je razdeljeno na 4 razdelke, sem upošteval še določila standardov SIST EN 1990, SIST EN 1991 in SIST EN 1992.

V prvem razdelku so opisani podatki o konstrukciji. Določena je stopnja duktilnosti konstrukcije, opisana geometrija in podane geometrijske karakteristike nosilnih elementov konstrukcije. Določen je še tip konstrukcije in faktor obnašanja ter materiali, ki so uporabljeni pri projektiranju obravnavane konstrukcije.

Za nadaljnjo analizo je potrebno poznati tudi vplive na konstrukcijo ter mase, kar je opisano v drugem razdelku, kjer je posebna pozornost namenjena obravnavi potresnega vpliva.

Ob poznavanju potrebnih podatkov o konstrukciji in vplivov nanjo, je v tretjem razdelku opisano modeliranje konstrukcije in izbran računski model, ki je določen skladu z določili iz EC 8. Izvršil sem modalno analizo z projektnimi spektri odziva in podal rezultate.

Z ustreznimi podatki iz prvih treh razdelkov je v zadnjem delu opisano še dimenzioniranje in konstruiranje posameznih nosilnih elementov za stopnjo duktilnosti DCM. Prikazan je postopek za dimenzioniranje konzolne stene X1 in stene z odprtinami Y7.

2.1 Podatki o konstrukciji

Najprej je potrebno poznati podatke o obravnavani konstrukciji. Glede na sposobnost sipanja energije je določena stopnja duktilnosti konstrukcije. Opisana je geometrija konstrukcije in preverjeni kriteriji za pravilnost konstrukcije. EC 8 posebej določa pravilnost konstrukcije po višini in po tlorisu. V nadaljevanju so podane geometrijske karakteristike nosilnih elementov konstrukcije ob upoštevanju vpliva razpokanosti prerezov. Glede na nosilne elemente in konstrukcijski sistem je določen tip konstrukcije in izbran še ustrezen faktor obnašanja, ki je odvisen od stopnje duktilnosti, tipa konstrukcije in geometrijske pravilnosti. Na koncu prvega dela so opisani še materiali, ki so uporabljeni za projektiranje obravnavane konstrukcije ter kategorija in faktor pomembnosti.

2.1.1 Sposobnost sipanja energije in stopnja duktilnosti konstrukcije

5.2.1(1)P Projektiranje potresno odporne betonske stavbe mora konstrukciji zagotoviti ustrezno sposobnost sipanja energije brez znatne redukcije njene nosilnosti v vodoravni in navpični smeri.⁽¹⁾

Obravnavana stavba leži na območju z majhno potresno intenziteto. Zato se odločim, da bom stavbo projektiral za srednjo stopnjo duktilnosti DCM. Z ustrezno razpoložljivo duktilnostjo je treba zadostiti vsem določilom za potresno odporno projektiranje, ki konstrukciji omogočajo razvoj stabilnega mehanizma, povezanega z zmernim sipanjem histerezne energije pri ciklični obtežbi, ne da bi utrpela krhke porušitve.

2.1.2 Geometrija konstrukcije

2.1.2.1 Splošno (Opis konstrukcije)

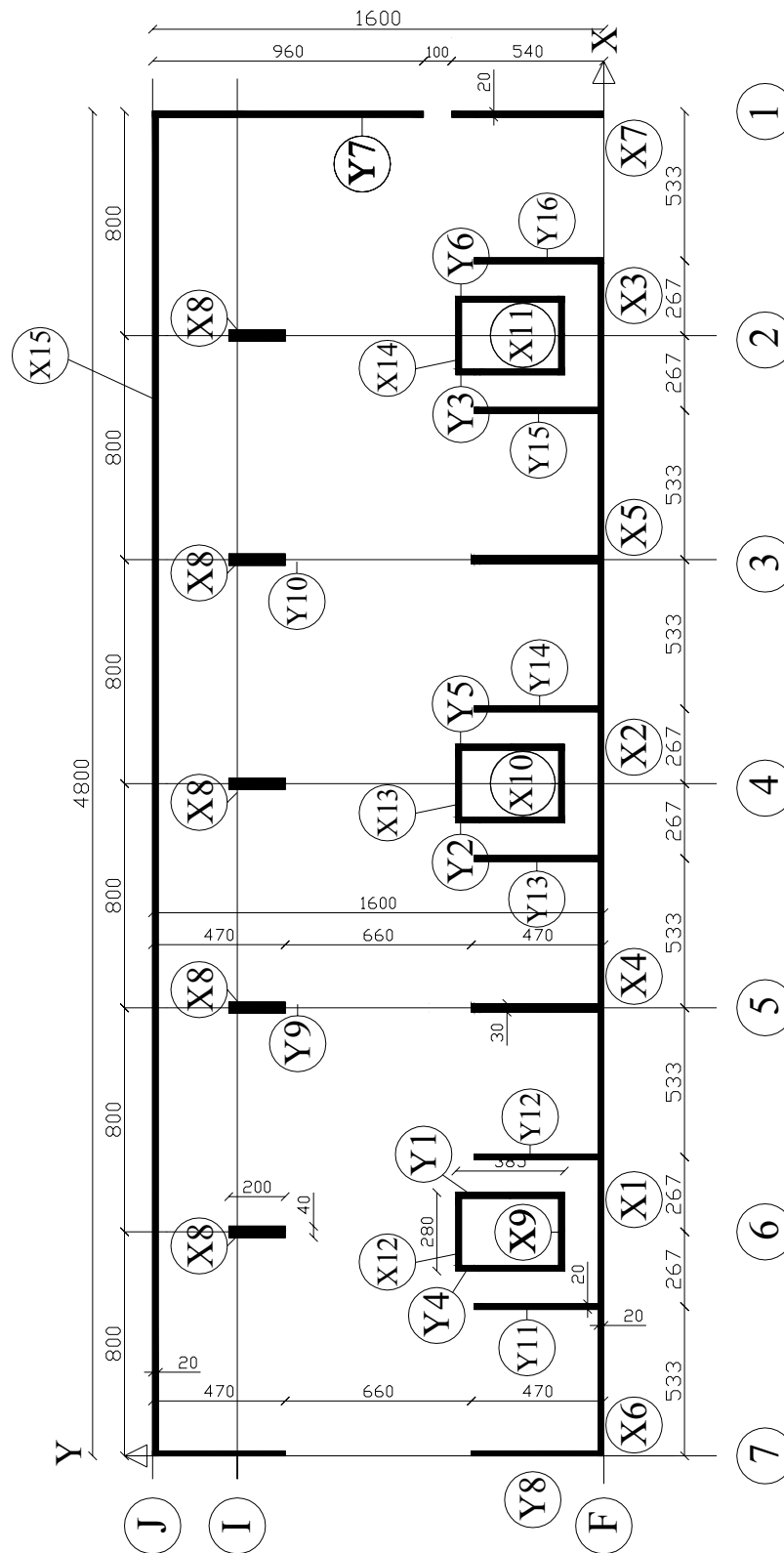
Obravnavana konstrukcija je poslovno-stanovanjska stavba v Mariboru. Armirano betonska

⁽¹⁾ Člene, preglednice in slike iz SIST EN 1998-1, osnutek, marec 2005 navajam v poševnem tisku s pripisano zaporedno številko člena.

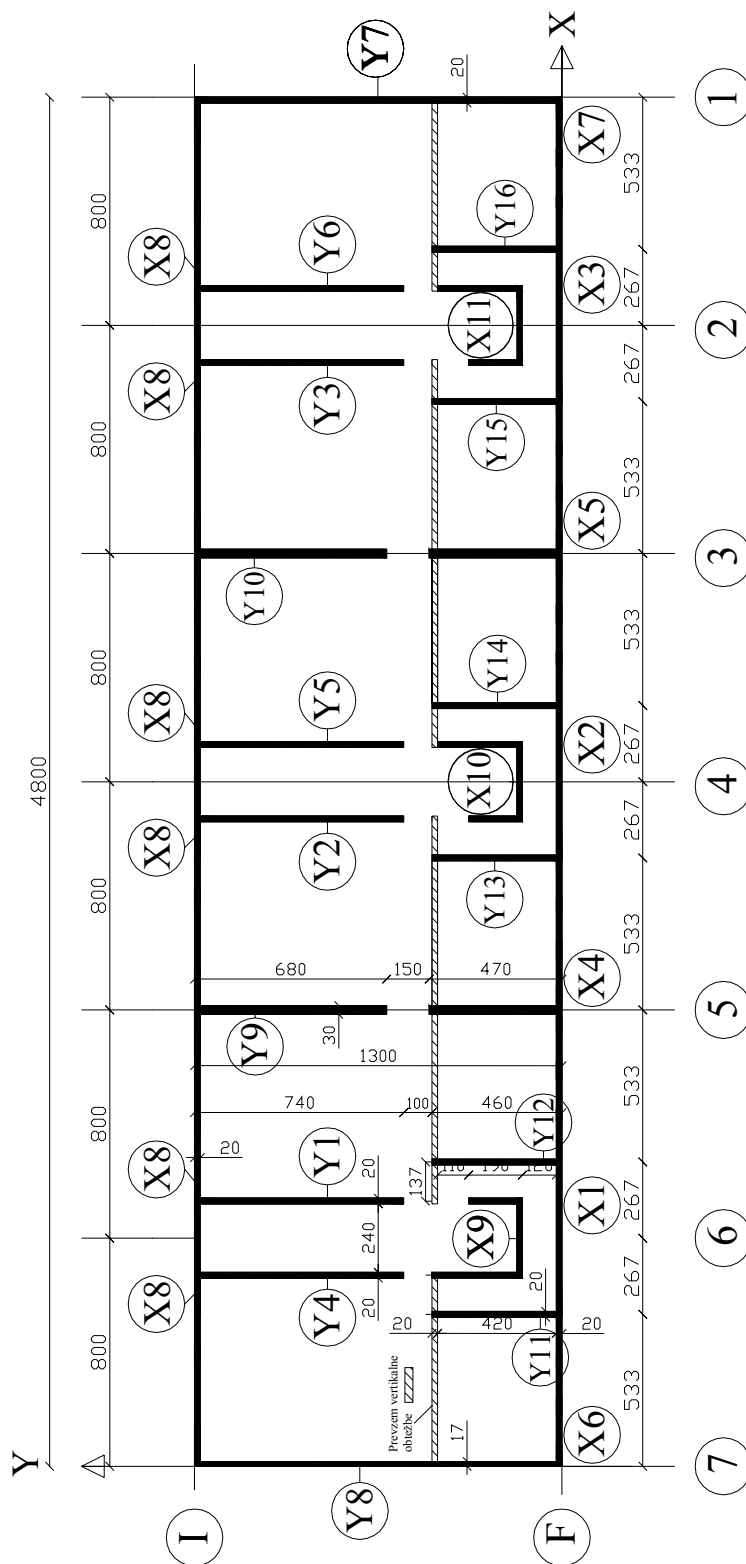
konstrukcija ima 8 etaž. Tlorisne dimenzije znašajo v spodnjih dveh etažah 48 m * 16 m, v preostalih šestih etažah pa 48 m * 13 m. Višine etaž se po višini spreminjajo in znašajo v spodnjih dveh etažah (garaže) 2,5 m, v tretji etaži (klet) 2,8 m, v četrti etaži (pritličje) 4,37 m in v etažah 5 do 8 (stanovanja) 2,8 m. V spodnjih dveh etažah površine zasedajo garaže, v tretji kleti, v četrti pritličje, ki je namenjeno poslovnim in gostinskim dejavnostim, od pritličja navzgor pa etaže zasedajo stanovanjski prostori.

Konstrukcijo sestavljajo nosilni elementi v dveh pravokotnih smereh. Konstrukcija je bolj toga v smeri Y, ki poteka od J proti S in podajnejša v smeri X, od Z proti V. Prerezi nosilnih elementov se po višini spreminjajo. V višinah posameznih etaž so povezani z monolitnimi ploščami. Konstrukcija je dvojno nesimetrična.

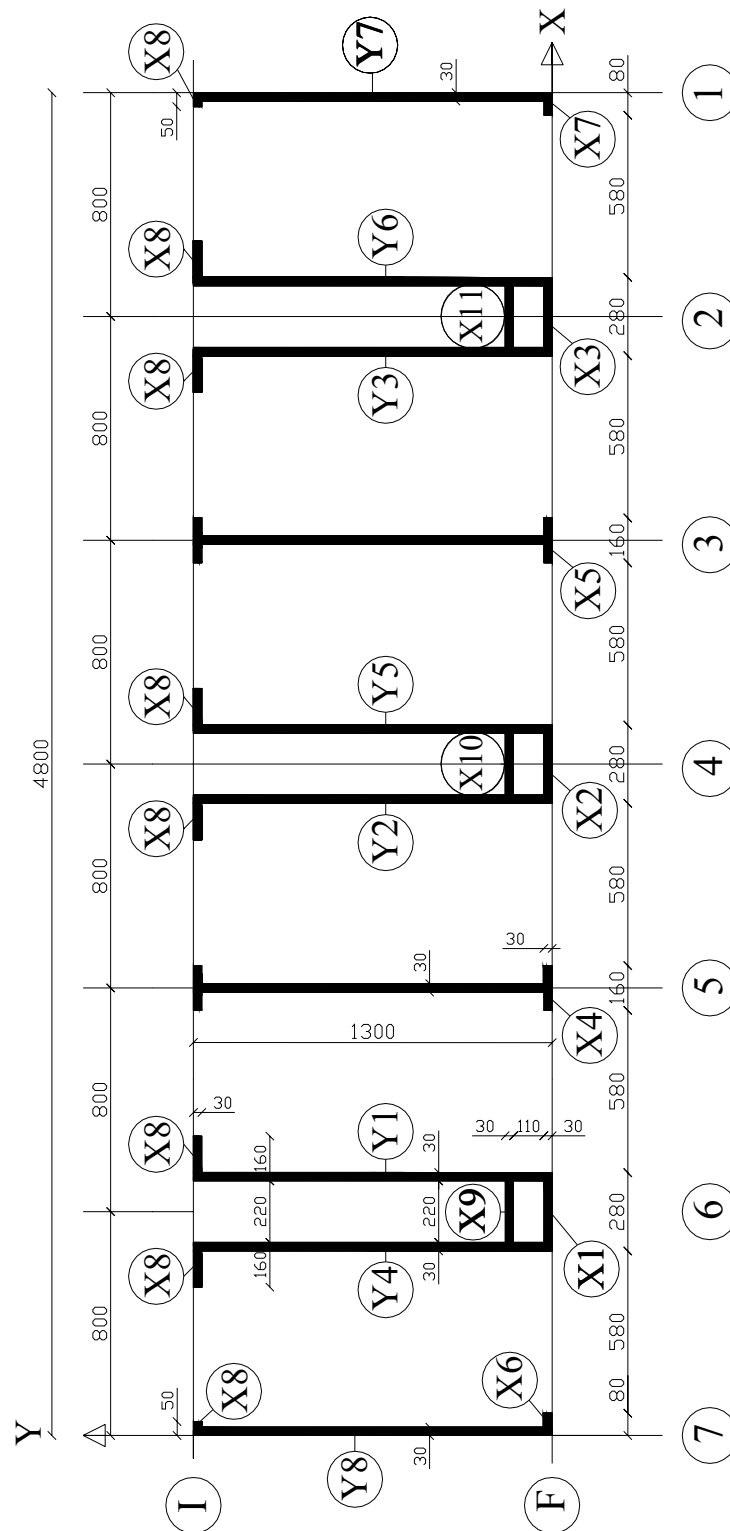
Dimenzije in položaji nosilnih elementov po posameznih etažah so prikazani na slikah 1 - 5.



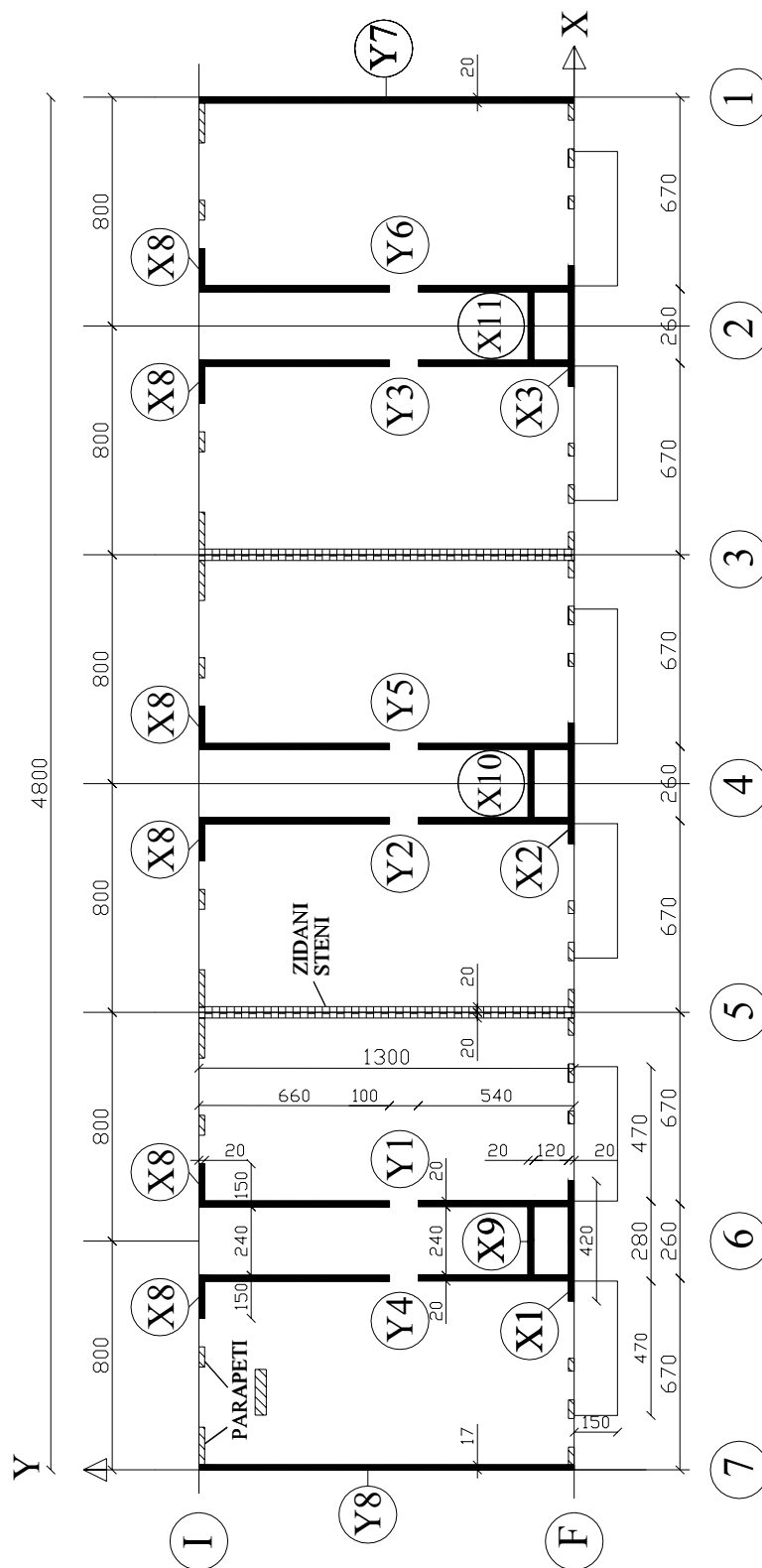
Slika 1: Tloris garaže 1 in 2



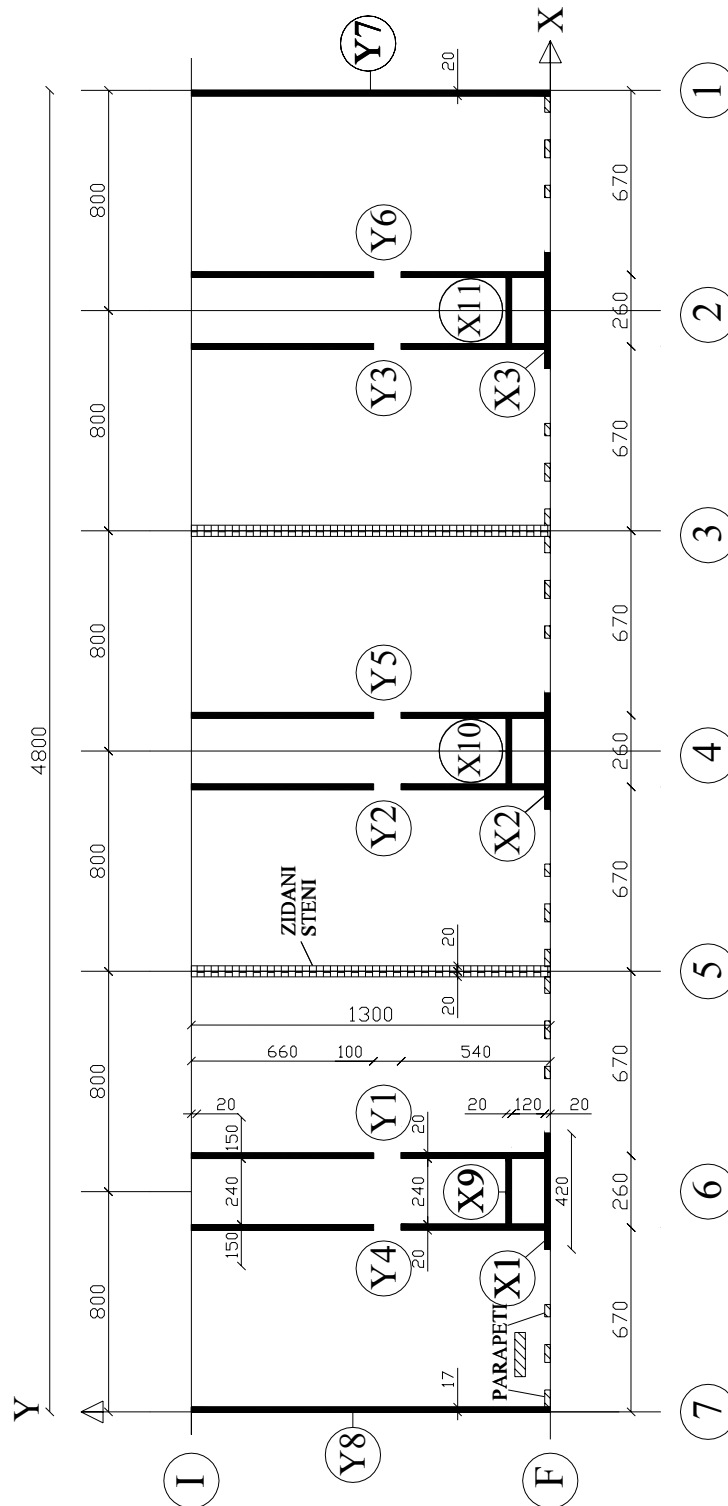
Slika 2: Tloris kleti



Slika 3: Tloris pritličja



Slika 4: Tloris tipičnih etaž 5, 6 in 7



Slika 5: Tloris mansarde

2.1.2.2 Kriteriji za pravilnost konstrukcije

2.1.2.2.1 Splošno

4.2.3.1(1) Pri projektiranju na potresnih območjih delimo konstrukcije stavb v pravilne in nepravilne.

4.2.3.1(2) Ta delitev vpliva na naslednje vidike pri projektiranju:

- model konstrukcije, ki je lahko poenostavljen ravninski ali prostorski;
- metoda analize, ki je lahko poenostavljena analiza s spektrom odziva (metoda z vodoravno obtežbo) ali modalna;
- vrednost faktorja obnašanja q , ki se mora zmanjšati za stavbe, nepravilne po višini

4.2.3.1(3) Pri analizi in projektiranju se posebej upoštevajo nepravilnosti stavbe v tlorisu in posebej nepravilnosti po višini (preglednica).

Preglednica: Vpliv pravilnosti konstrukcije na analizo in projektiranje na potresnih območjih

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

Pravilnost stavbe v tlorisu in po višini obravnavam v razdelkih 2.1.2.2.2 in 2.1.2.2.3.

2.1.2.2.2 Kriteriji za tlorisno pravilnost

Za opredelitev stavbe kot tlorisno pravilno morajo biti izpolnjeni vsi kriteriji za pravilnost stavbe po tlorisu (SIST EN 1998-1:2005, 4.2.3.2).

V stavbi obstajajo trije različni konstrukcijski sistemi, ki se menjajo pri prehodu iz garaže (etaži 1 in 2) v klet (etaža 3) ter pri prehodu iz kleti v stanovanjsko-poslovni del (etaže 4, 5, 6, 7, 8). Nosilni elementi, ki prenašajo vodoravno obtežbo se po etažah spremenijo, poleg tega ima stavba v spodnjih dveh etažah nosilne elemente, ki potekajo samo čez spodnji dve etaži. Elementi, ki prenašajo vodoravno obtežbo torej ne potekajo neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe. S tem kriteriji za tlorisno pravilnost niso izpolnjeni, zato stavbo opredelim kot nepravilno po tlorisu.

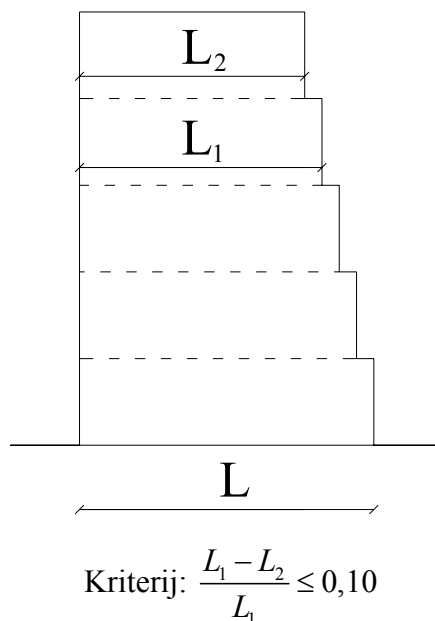
2.1.2.2.3 Kriteriji za pravilnost po višini

Za opredelitev stavbe kot pravilne po višini morajo biti izpolnjeni vsi kriteriji za pravilnost po višini (SIST EN 1998-1:2005, 4.2.3.3).

Kot je bilo že prej opisano, v stavbi obstajajo trije različni konstrukcijski sistemi, ki se menjajo v etažah po višini. Nosilni elementi, ki prenašajo vodoravno obtežbe ne potekajo neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe, zato kriterij za pravilnost po višini ni izpolnjen.

Masa ni konstantna v vseh etažah, saj je v etaži 2 zaradi zemeljskega nasutja na stropu, dimenzij 3 m * 48 m * 3 m, za več kot 100% večja kakor v drugih etažah, s čimer kriterij za pravilnost po višini ni izpolnjen.

Ker imajo posamezni deli stavbe različne višine, mora biti izpolnjen pogoj, da posamezni zamiki ne smejo biti večji od 10 % tlorisne dimenzije v predhodni etaži (glej sliko 6).



Slika 6: Kriterij za pravilnost po višini za konstrukcije s posameznimi deli, ki imajo različne višine

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} = \frac{16\text{m} - 13\text{m}}{16\text{m}} = 0,1875 > 0,10 \quad (1)$$

Kriteriji za pravilnost po višini niso izpolnjeni, zato stavbo opredelim kot nepravilno po višini.

2.1.3 Geometrijske karakteristike elementov

2.1.3.1 Splošno

4.3.1(6) Pri betonskih stavbah je treba pri določanju togosti nosilnih elementov v splošnem upoštevati vpliv razpokanosti presekov. Takšna togost mora ustrezati pričetku tečenja armature.

4.3.1(7) Če se ne uporabi bolj natančna analiza razpokanih elementov, se lahko za elastično upogibno in strižno togost betonskih elementov vzame polovična vrednost ustrezne togosti nerazpokanih elementov.

Pri računu elastične upogibne in strižne togosti prereзов sem upošteval polovično vrednost ustrezne togosti nerazpokanih elementov. Za strižni prerez nerazpokanih elementov z prirobnicami sem vzel manjšo vrednost od $A_{\text{cel prerez}}/2$ in $A_{\text{stojine}}/\kappa = A_{\text{stojine}}/1,2$. Za vrednost κ sem upoštevali strižni koeficient za pravokotnik $\kappa = 1,2$. Vztrajnostni moment elementov z prirobnicami nerazpokanih elementov sem računal na težišče prereza.

Geometrijske karakteristike elementov sem izračunal za nosilne elemente v X smeri in za nosilne elemente v Y smeri. Upošteval sem tudi sodelujoče širine pasnic.

5.4.3.4.1(4) Preseki sten so sestavljeni iz povezanih in prekržanih pravokotnih delov sten (L-, T-, U-, I- prereзов), ki se upoštevajo kot integralne celote, ki sestojе iz stojine (stojin) in pasnice (pasnic). Stojine so vzporedne ali približno vzporedne smeri delovanja prečne sile, pasnice pa so pravokotne ali približno pravokotne na to smer. Pri računu upogibne nosilnosti se upošteva sodelujoča širina pasnice na vsaki strani stojine. Sodelujoča širina od lice stojina je enaka najmanjši vrednosti od:

- a) dejanske širine pasnice;*
- b) polovične razdalje med sosednjima stojinama stene,*
- c) 25% skupne višine stene nad obravnavanim nivojem.*

V nekaterih primerih pogoji iz EC 8 slabo pogojujejo vrednost sodelujoče širine pasnice, zato pri nekaterih elementih sodelujoče širine pasnic niso določene v skladu z EC 8.

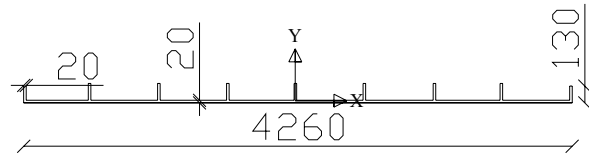
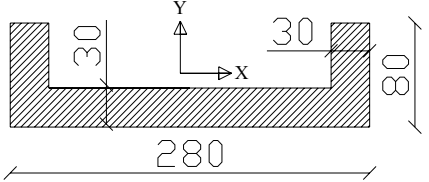
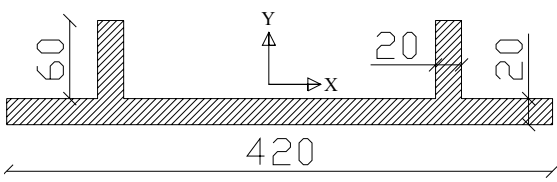
Geometrijske karakteristike za nosilne elemente v X in Y smeri so podane v razdelkih 2.1.3.2 in 2.1.3.3.

2.1.3.2 Geometrijske karakteristike nosilnih elementov v smeri X

Konstrukcijo v X smeri sestavlja 15 nosilnih elementov, ki imajo v različnih etažah različne prereze. Stene X1, X2, X3, X4, X5, X6 in X7 se v spodnjih treh etažah združijo v 42,6 m dolgo steno. Geometrijske karakteristike X1-X7 predstavljajo tako 1/7 geometrijskih karakteristik celotnega elementa. Element X8 v tretji etaži predstavlja 48 m dolg visokostenski nosilec, ki se v etažah 4 – 7 razdeli na 10 kratkih sten. Stene X9, X10, X11, X12, X13 in X14 potekajo čez vse etaže, medtem ko stena X15 poteka samo čez spodnji dve etaži. V 4. etaži imajo vsi nosilni elementi zaradi konstrukcijskih zahtev širino 30 cm.

Geometrijske karakteristike in prerez nosilnega elementa X1 po posameznih etažah so podane v preglednici 1.

Preglednica 1: Geometrijske karakteristike elementa X1

Skice prereзов (nosilna je smer X)	Etaže	A [m ²]	A ^{strižno} [m ²]	I [m ⁴]
	1 do 3	11,12	0,397	142,85
	4	1,14	0,285	0,538
	5 do 8	1,08	0,27	0,82

2.1.3.3 Geometrijske karakteristike nosilnih elementov v Y smeri

Konstrukcijo v Y smeri sestavlja 19 nosilnih elementov, ki imajo v različnih etažah različne prereze. Stene Y1 - Y8 potekajo čez vse etaže, steni Y9 in Y10 čez štiri etaže, stene Y11 – Y16 potekajo čez 3 etaže, stene Y17 – Y19 pa čez dve etaži. V 4. etaži imajo vsi nosilni elementi zaradi konstrukcijskih zahtev širino 30 cm.

Geometrijske karakteristike in prerez nosilnega elementa Y7 po posameznih etažah so podane v preglednici 2. Stena Y7 je v spodnjih treh etažah z odprtino razdeljena na levo in desno steno.

Preglednica 2: Geometrijske karakteristike elementa Y7

Skice prereзов (nosilna je smer Y)	Etaže	A [m ²]	A _{strižno} [m ²]	I [m ⁴]
	1 do 2 (leva stena)	1,08	0,45	1,31
	1 do 2 (desna stena)	2,19	0,548	9,64
	3 (leva stena)	1,02	0,255	1,029
	3 (desna stena)	1,58	0,395	3,98
	4	3,9	1,625	27,46
	5 do 8	2,6	1,08	18,31

2.1.4 Tip konstrukcije in faktor obnašanja

Z namenom, da lahko upoštevamo sposobnost sipanja energije, je potrebno za ustrezno srednjo stopnjo duktilnosti konstrukcije - DCM, glede na tip konstrukcije in glede na pravilnost konstrukcije, določiti ustrezen faktor obnašanja.

2.1.4.1 Tipi konstrukcij

5.2.2.1(1) Betonske stavbe so glede na njihovo obnašanje pri potresni obtežbi razvrščene v naslednje konstrukcijske tipe:

- a) okvirni sistem,*
- b) mešani sistem (ekvivalenten okvirnemu ali stenastemu sistemu),*
- c) duktilni stenasti sistem (z nepovezanimi ali povezanimi stenami),*
- d) sistem velikih, šibko armiranih sten,*
- e) sistem obrnjenega nihala,*
- f) torzijsko podajen sistem.*

5.2.2.1(2) Razen pri stavbah s torzijsko podajnim konstrukcijskim sistemom, lahko betonskim stavbam priredimo en tip konstrukcijskega sistema v eni smeri ter drug tip v drugi smeri.

Konstrukcijski sistem tako navpično kot vodoravno obtežbo prenaša predvsem z navpičnimi konstrukcijskimi stenami, z odprtinami in brez njih. Strižna nosilnost teh sten ob vpetju stavbe je večja od 65 % skupne strižne nosilnosti celega konstrukcijskega sistema. Konstrukcijski sistem tako v obeh pravokotnih nosilnih smereh uvrstim v stenasti sistem (SIST EN 1998-1:2005, 5.1.2(1)).

Navpični elementi so dobro razporejeni po obodu stavbe in tako zadoščajo zahtevam za minimalno torzijsko togost (SIST EN 1998-1:2005, 5.2.2.1(4,5)).

2.1.4.2 Faktor obnašanja za vodoravne potresne vplive

3.2.2.5(3) Faktor obnašanja q je približek k razmerju med potresnimi silami, ki bi delovale na konstrukcijo s 5 % viskoznega dušenja, če bi se obnašala povsem elastično, in najmanjšimi potresnimi silami, ki jih lahko uporabimo pri projektiranju – ob uporabi običajnega elastičnega modela – pa vendar še zagotovimo zadovoljivo obnašanje konstrukcije. Vrednost

faktorja obnašanja q je lahko različna v različnih vodoravnih smereh konstrukcije, medtem ko mora biti v vseh smereh uporabljena ista opredelitev duktilnosti.

5.2.2.2(1) Zgornjo vrednost faktorja obnašanja q , se mora iz vrednotiti za vsako smer posebej na naslednji način:

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

kjer sta

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

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

5.2.2.2(2) Za stavbe, ki so v skladu s 4.2.3.3 pravilne po višini, so osnovne vrednosti q_0 za različne tipe konstrukcij podane v preglednici.

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

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

5.2.2.2(3) Za stavbe, ki po višini niso pravilne, se vrednosti q_0 reducira za 20 %.

5.2.2.2(11) Faktor k_w , ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami, določimo takole:

$$k_w = \left. \begin{array}{l} 1,0, \text{ za okvire in okvirom ekvivalentne mešane sisteme} \\ (1 + \alpha_0) / 3 < 1, \text{ toda ne manj kot } 0,5 \\ \text{za stenaste, stenam ekvivalentne mešane in torzijsko fleksibilne sisteme} \end{array} \right\}$$

kjer je α_0 prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten v konstrukcijskem sistemu.

V obravnavani konstrukciji prevladujejo visoke, kratke stene z razmerjem $\alpha_0 > 2$. Vrednost faktorja $k_w = 1$.

Osnovna vrednost faktorja obnašanja za stenasti sistem znaša $q_0 = 3$. Stavba po višini ni pravilna zato se osnovna vrednost faktorja q_0 zmanjša za 20 %. Faktor k_w , ki upošteva prevladujoč način rušenja, znaša $k_w = 1$. Vrednost faktorja obnašanja q , za obe pravokotni smeri, znaša tako:

$$q = q_0 \cdot k_w = 3 \cdot 0,8 \cdot 1 = 2,4 \quad (2)$$

2.1.5 Materiali

Pri izbiri materialov so za potresno odporno projektiranje za srednjo stopnjo duktilnosti - DCM določene omejitve, da se z ustreznimi materiali zagotovi zadostna duktilnost konstrukcije in njenih elementov.

5.4.1.1(1)P Razred tlačne trdnosti betona v primarnih potresnih elementih ne sme biti manjši od C 16/20.

Uporabljen je beton z tlačno trdnostjo C25/30 (EN 1992-1-1:2004, preglednica 3.1):

Elastični modul:	$E_{cm} = 3,1 \cdot 10^7 \text{ kN/cm}^2$
Karakteristična tlačna trdnost:	$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$
Projektna tlačna trdnost:	$f_{cd} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{2,5 \text{ kN/cm}^2}{1,5} = 1,67 \text{ kN/cm}^2 \quad (3)$$

5.3.2(1) V primarnih potresnih elementih je treba uporabljati armaturno jeklo razredov B in C po določilih EN 1992-1-1:2004, preglednica C.1.

5.4.1.1(2) Z izjemo zaprtih stremen in prečnih armaturnih vezi se lahko v kritičnih območjih primarnih potresnih elementov uporablja le rebrasto armaturo.

5.4.1.1(3)P V kritičnih območjih primarnih potresnih elementov je treba uporabljati armaturno jeklo razredov B in C po določilih EN 1992-1-1:2004, preglednica C.1.

5.4.1.1(4) Dovoljena je uporaba varjenih mrež, če ustrezajo pogojem iz zgoraj navedenih odstavkov (2)P in(3)P.

Izberem rebrasto armaturo S 400:

Karakteristična natezna trdnost:	$f_{tk} = 50 \text{ kN/cm}^2$
Karakteristična meja plastičnosti:	$f_{yk} = 40 \text{ kN/cm}^2$
Projektna meja plastičnosti:	$f_{yd} = 34,78 \text{ kN/cm}^2$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{40 \text{ kN/cm}^2}{1,15} = 34,78 \text{ kN/cm}^2 \quad (4)$$

$$k = \frac{f_{tk}}{f_{yk}} = \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{40 \text{ kN/cm}^2} = 1,25 \quad (5)$$

Rebrasta armatura S 400 ustreza jeklu razreda C.

Izberem mrežno armaturo MA 500/560:

Karakteristična natezna trdnost:	$f_{tk} = 56 \text{ kN/cm}^2$
Karakteristična meja plastičnosti:	$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$
Projektna meja plastičnosti:	$f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2 \quad (6)$$

$$k = \frac{f_{tk}}{f_{yk}} = \frac{56 \text{ kN/cm}^2}{50 \text{ kN/cm}^2} = 1,12 \quad (7)$$

Mrežna armatura MA 500/560 ustreza jeklu razreda B.

Povzetek

Odločil sem se za srednjo stopnjo duktilnost konstrukcije – DCM, za katero bom v nadaljevanju moral zadostiti vsem določilom za potresno odporno projektiranje. Zaradi geometrijskih nepravilnosti in spreminjanja konstrukcijskega sistema niso izpolnjeni niti kriteriji za pravilnost po tlorisu niti za pravilnost po višini. Geometrijske karakteristike sem podal za 15 nosilnih elementov v X smeri in 19 nosilnih elementov v Y smeri. Pri vseh sem upošteval sodelujoče širine pasnic in polovično vrednost ustrezne togosti nerazpokanih elementov. Vztrajnostne momente sem izračunal glede na težišča elementov. Konstrukcija ustreza stenastemu sistemu, na podlagi katerega sem za stopnjo duktilnosti DCM izbral osnovno vrednost faktorja obnašanja 3, končna vrednost zaradi nepravilnosti po višini pa znaša 2,4. Izbrani materiali, ki ustrezajo določilom za stopnjo duktilnosti DCM, so beton C 25/30, jeklo S 400 in mrežna armatura MA 500/560.

2.2 Vplivi na konstrukcijo in mase konstrukcije

S pomočjo EC 0 in EC 1 in EC 8 sem določil vplive na konstrukcijo in kombinacije vplivov. Poleg lastne teže in stalne obtežbe ter koristne obtežbe je določen tudi vpliv zemeljskega pritiska v spodnjih treh etažah na severni strani konstrukcije v višini 8,2 m. Posebna pozornost je seveda namenjena potresnemu vplivu, ki je opisan z elastičnimi in projektnimi spektri odziva. Opisane so tudi kombinacije komponent potresnega vpliva ter kombinacija potresnega vpliva z ostalimi vplivi. Na koncu drugega dela je prikazan še izračun mas, masnih momentov ter prikaz vpliva slučajne torzije.

2.2.1 Lastna teža in stalna obtežba

Pri določitvi lastne teže armirano-betonskih elementov smo upoštevali, da znaša specifična teža betona po določilih v SIST EN 1991-1-1:2004, dodatek A, preglednica A.1: $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$.

K stalni obtežbi smo upoštevali predelne stene, zunanje zidane stene in prečne zidane stene z oblogami in fasado. Zaradi poenostavitve smo vzeli, da je talna obloga v vseh etažah po celotni površini enaka. Sestavljena je iz parketa, estriha in izolacije na zgornji strani stropa. Specifična teža materialov je vzeta iz projekta za izvedbo po obstoječih predpisih.

Obtežbe posameznih tipov sten na enoto površine so podane v preglednici 3, obtežba plošče pa v preglednici 4.

Preglednica 3: Obtežba posameznih tipov sten na enoto površine

	Debelina [m]	Specifična teža [kN/m³]	Obtežba [kN/m²]
Zunanje zidane stene:			
notranji omet	0,020	19,0	0,38
modularna opeka	0,190	13,5	2,57
fasadit	0,030	21,0	0,63
Skupaj:			3,58
Zunanje nosilne stene (20 cm):			
obloga gips	0,012	10,0	0,12
AB stena	0,200	25,0	5,00
fasolit	0,030	21,0	0,63
Skupaj:			5,75
Zunanje nosilne stene (30 cm):			
obloga gips	0,012	10,0	0,12
AB stena	0,300	25,0	7,50
fasolit	0,030	21,0	0,63
Skupaj:			8,25
Prečne nosilne stene (20 cm):			
AB stena	0,200	25,0	5,00
obloga gips	0,012	10,0	0,12
Skupaj:			5,12
Prečne nosilne stene (30 cm):			
AB stena	0,300	25,0	7,50
obloga gips	0,012	10,0	0,12
Skupaj:			7,62
Prečni zidani steni:			
opeka	0,190	13,5	2,57
omet	0,020	19,0	0,38
Skupaj:			2,95
AB stene ob jašku (20 cm):			
AB stena	0,200	25,0	5,00
	0,010	25,0	0,25
Skupaj:			5,25
AB stene ob jašku (30 cm):			
AB stena	0,300	25,0	7,50
	0,010	25,0	0,25
Skupaj:			7,75

Preglednica 4: Obtežba plošče na enoto površine

Plošča:	Debelina [m]	Specifična teža [kN/m³]	Obtežba [kN/m²]
parket	0,025	8,0	0,20
estrih	0,055	22,0	1,21
tervol	0,020	1,3	0,03
AB plošča	0,200	25,0	5,00
Skupaj:			6,44

Izračun celotne lastne teže in stalne obtežbe po posameznih etažah je prikazan v razdelku 2.2.5.2 o izračunu mas.

2.2.2 Koristna obtežba

Koristno obtežbo za garaže v etažah 1 in 2 sem določil po SIST EN 1991-1-1:2004, stran 20, kjer so v preglednici 6.8 podane karakteristične vrednosti koristne obtežbe v garažah. Priporočena vrednost je določena v Nacionalnem dodatku:

$$q_{\text{garaže}} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

Koristno obtežbo za etaže 3 in 4 sem določil po SIST EN 1991-1-1:2004, str. 14, kjer so v preglednici 6.1 določene kategorije uporabe površin, v preglednici 6.2 pa vrednosti za te kategorije. Uporabne površine v etažah 3 (klet) in 4 (pisarne) spadajo v kategorijo B. Priporočena vrednost za koristno obtežbo znaša:

$$q_{\text{pisarne}} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

Koristno obtežbo za etaže od 5 do 8 sem določil po SIST EN 1991-1-1:2004, str. 14. Uporabne stanovanjske površine v etažah od 5 do 8 spadajo v kategorijo A. Znotraj kategorije A se uporabne površine delijo v kategorije tal, stopnic in balkonov. Priporočene vrednosti koristne obtežbe znašajo:

$$q_{\text{tla}} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{stopnice}} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{balkoni}} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

Koristno obtežbo strehe pa sem določil po SIST EN 1991-1-1:2004, str. 20, kjer so v preglednici 6.9 določene kategorije streh, v preglednici 6.10 pa vrednosti za te kategorije. Naš objekt spada glede na uporabo strehe v kategorijo H, kar pomeni strehe, dostopne samo za normalno vzdrževanje in popravila, in za katero znaša vrednost koristne obtežbe:

$$q_{\text{streha}} = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

Izračun celotne koristne obtežbe po posameznih etažah je prikazan v razdelku 2.2.5.2 o izračunu mas.

2.2.3 Potresni vpliv

Potresni vpliv opišemo s projektnim spektrom za elastično analizo. Za izračun vrednosti projektnega pospeška tal v odvisnosti od časa moramo poznati naslednje parametre: projektni pospešek a_g , tip tal, s pomočjo katerega lahko izberemo vrednosti za S , $T_B(s)$, $T_C(s)$, $T_D(s)$ in že poznano vrednost faktorja obnašanja q .

2.2.3.1 Tip tal

3.1.2(1) Vpliv značilnosti lokalnih tal na potresne vplive lahko zajamemo z uporabo tipov tal A, B, C, D in E, ki so opisani s stratigrafskimi profili in parametri, podanimi v preglednici.

Preglednica: Tipi tal

<i>Tip tal</i>	<i>Opis stratigrafskega profila</i>	<i>Parametri</i>		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (udarcev/30cm)	c_u (kPa)
<i>A</i>	<i>Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala.</i>	> 800	–	–
<i>B</i>	<i>Zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti postopoma naraščajo z globino.</i>	$360 - 800$	> 50	> 250
<i>C</i>	<i>Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, proda ali toge gline globine nekaj deset do več sto metrov.</i>	$180 - 360$	$15 - 50$	$70 - 250$
<i>D</i>	<i>Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin (z nekaj mehкими vezljivimi plastmi ali brez njih) ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin</i>	< 180	< 15	< 70
<i>E</i>	<i>Profil tal, kjer površinska aluvialna plast debeline med okrog 5 in 20 metri z vednostmi v_s, ki ustrezajo tipoma C ali D, leži na bolj togem materialu z $v_s > 800$ m/s</i>			
<i>S₁</i>	<i>Sedimenti, ki so sestavljeni iz (ali vsebujejo) najmanj 10 m debele plasti mehke gline/melja. Z visokim indeksom plastičnosti ($PI > 40$) in visoko vsebnostjo vode.</i>	< 100 (indikativno)	–	$10 - 20$
<i>S₂</i>	<i>Tla podvržena likvefakciji, občutljive gline ali drugi profili tal, ki niso vključeni v tipe A-E ali S₁.</i>			

Tla na lokaciji se opredelijo glede na vrednost povprečne vrednosti hitrosti strižnega valovanja $v_{s,30}$ če je ta na razpolago. V kolikor ta podatek ni znan, sledi razvrščanje po številu udarcev pri standardnem penetracijskem preizkusu N_{SPT} ali po nedrenirani strižni nosilnosti zemljine c_u (EN 1998-1:2004, 3.1.2(2)).

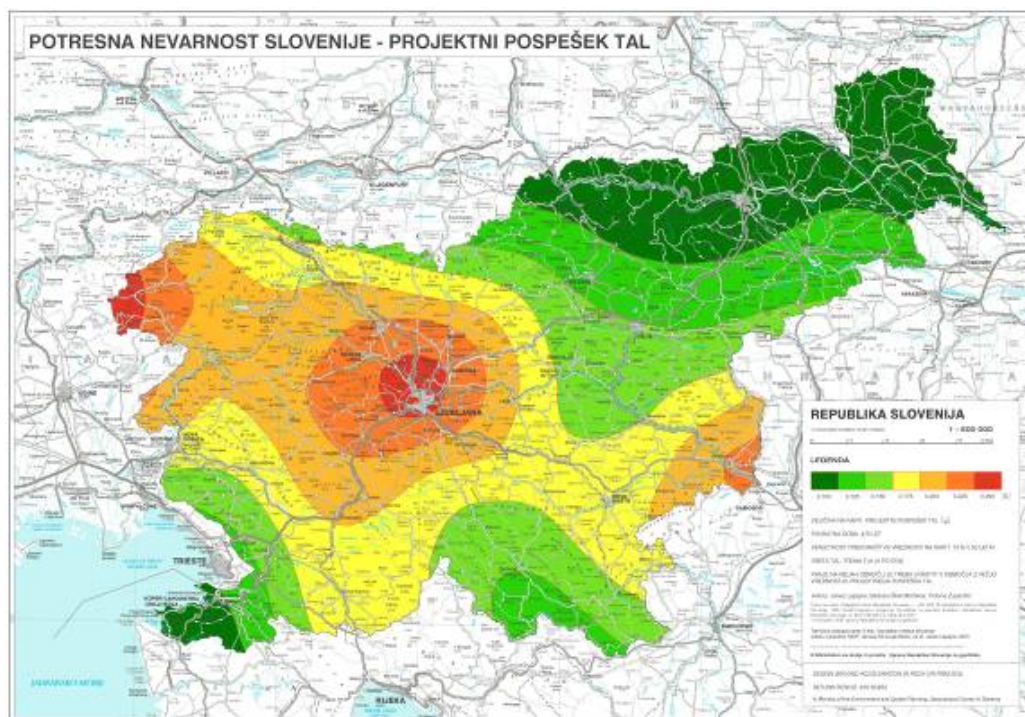
Vrednosti za določitev $v_{s,30}$ niso znane zato določimo ustrezen tip tal na podlagi nedrenirane strižne nosilnosti zemljine c_u , ki iz projekta znaša 300 kPa. Objekt leži na prodnatem območju. Izberem tip tal B.

2.2.3.2 Projektni pospešek tal

3.2.1(1) *Odgovorni organi v posameznih državah morajo razdeliti ozemlje države v potresna območja glede na potresno nevarnost. Lahko se predpostavi, da je potresna nevarnost na posameznih območjih konstantna.*

3.2.1(2) *Za večino primerov uporabe EN 1998 potresno nevarnost določa en sam parameter, in sicer referenčna vrednost maksimalnega pospeška na tleh tipa A, a_{gR} .*

3.2.1(3) *Referenčni maksimalni pospešek, ki ga odgovorni organi izberejo za vsako potresno območje, ustreza referenčni povratni dobi T_{NCR} potresnega vpliva za zahtevo po neporušitvi (ali, enakovredno, referenčni verjetnosti prekoračitve v 50 letih, P_{NCR}), izbrani v državi. Tej referenčni dobi ustreza faktor pomembnosti ϑ_I enak 1,0. Za povratne dobe, ki se razlikujejo od referenčne, je projektni pospešek na tleh tipa A, a_g , enak produktu a_{gR} in faktorja pomembnosti ϑ_I ($a_g = \vartheta_I a_{gR}$).*



Slika: Projektni pospešek tal za Slovenijo (ARSO)

Na ozemlju Slovenije določa referenčno vrednost maksimalnega pospeška na tleh tipa A, karta potresne nevarnosti (»seizmološka karta«) prikazana na sliki. Obravnavana poslovno-stanovanjska stavba spada v kategorijo II, vrednost faktorja pomembnosti $\gamma_I = 1$ (EN 1998-1:2004, 4.2.5). Vrednost projektnega pospeška je torej enaka referenčni vrednosti maksimalnega pospeška in za območje Maribora znaša $a_g = 0,1 g$.

2.2.3.3 Elastični spekter odziva

3.2.2.1(1) *V okviru EN 1998 je potresno gibanje na določenem mestu na površini predstavljeno v obliki elastičnega spektra pospeškov, ki je v nadaljevanju imenovan "elastični spekter odziva".*

3.2.2.1(3) *Vodoravni potresni vpliv opisujeta dve pravokotni komponenti. Predpostavljamo, da sta neodvisni in predstavljeni z istim spektrom.*

2.2.3.3.1 Vodoravni elastični spekter odziva

3.2.2.2(1) *Za vodoravno komponento potresnega vpliva je elastični spekter odziva $S_e(T)$ definiran z naslednjimi enačbami (glej sliko).*

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

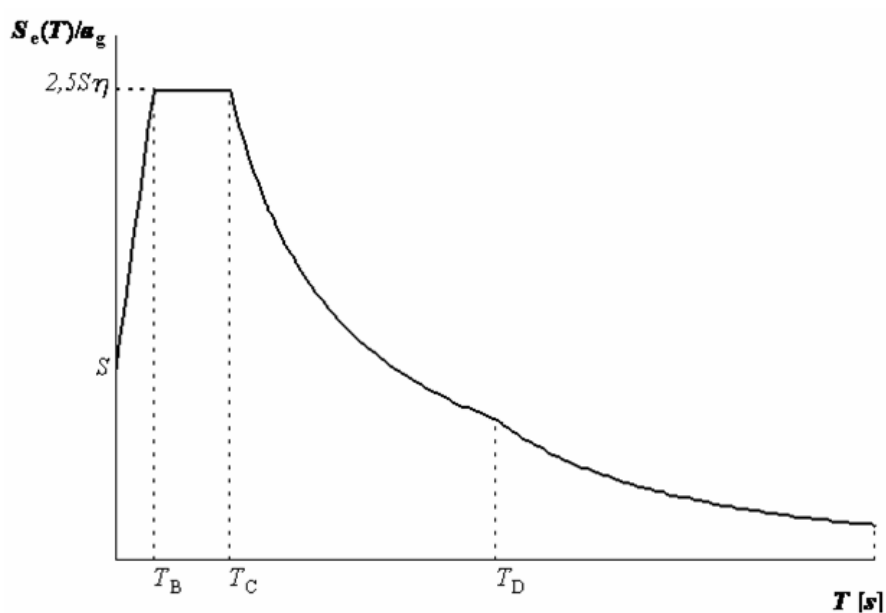
$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

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

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

kjer je

$S_e(T)$ elastičen spekter odziva; T nihajni čas linearne sistema z eno prostostno stopnjo; a_g projektni pospešek za tla tipa A ($a_g = \gamma_I a_{gR}$); 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 koeficient tal; η faktor za korekcijo vpliva dušenja (referenčna vrednost pri 5 % viskoznega dušenja znaša $\eta = 1$).



Slika: Oblika elastičnega spektra odziva

3.2.2.2(2) Vrednosti nihajnih časov T_B , T_C in T_D ter faktorja tal S , ki opisujejo obliko elastičnega spektra odziva, so odvisne od tipa tal.

2.2.3.3.2 Navpični elastični spekter odziva

3.2.2.3(1) Navpična komponenta potresnega vpliva je določena z elastičnim spektrom odziva $S_{ve}(T)$.

Za izračun navpičnega elastičnega spektra odziva potrebujem projektni pospešek tal v navpični smeri, ki ga določim s pomočjo preglednice 3.4 v SIST EN 1998-1:2005, stran 40. Vrednost projektnega pospeška tal v navpični smeri znaša:

$$a_{vg} = a_g \cdot 0,9 = 0,1 \text{ g} \cdot 0,9 = 0,09 \text{ g} \quad (8)$$

Projektni pospešek tal v navpični smeri a_{vg} znaša 0,09 g in je manjši kot 0,25 g, tako da navpične komponente potresnega vpliva ni potrebno upoštevati (SIST EN 1998-1:2005, 4.3.3.5.2(1)).

2.2.3.4 Projektni spekter za elastično analizo

3.2.2.5(1) *Sposobnost konstrukcijskega sistema, da prenaša potresne vplive v nelinearnem območju, v splošnem dovoljuje, da se pri projektiranju uporabljajo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo linearno elastičnemu odzivu.*

3.2.2.5(2) *Da bi se pri projektiranju izognili eksplicitni nelinearni analizi, je sposobnost konstrukcije, da sipa energijo predvsem z duktilnim obnašanjem njenih elementov in/ali z drugimi mehanizmi, upoštevana tako, da opravimo elastično analizo z zmanjšanim spektrom odziva. V nadaljevanju bomo take spektre imenovali »projektni spektri«. To zmanjšanje izvedemo z uvedbo faktorja obnašanja q .*

3.2.2.5(4) *Za vodoravni komponenti potresnega vpliva je projektni spekter $S_d(T)$ definiran z izrazi*

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

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

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

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

kjer pomeni

a_g , S , T_C in T_D so definirani v 3.2.2.2; $S_d(T)$ projektni spekter; q faktor obnašanja; β faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru

Za izračun projektnega spektra za elastično analizo poznam vrednost faktorja obnašanja q , ki znaša 2,4. Za tla tipa B dobim ostale parametre iz preglednice 3.2 v EN 1998-1:2004, stran 37. Faktor tal $S = 1,2$, $T_B(\text{s}) = 0,15$ s, $T_C(\text{s}) = 0,5$ s, $T_D(\text{s}) = 2,0$ s.

Osnovne vrednosti projektnega spektra za vodoravni komponenti potresnega vpliva za elastično analizo za projektni pospešek na območju Maribora, ki znaša $a_g = 0,1$ g :

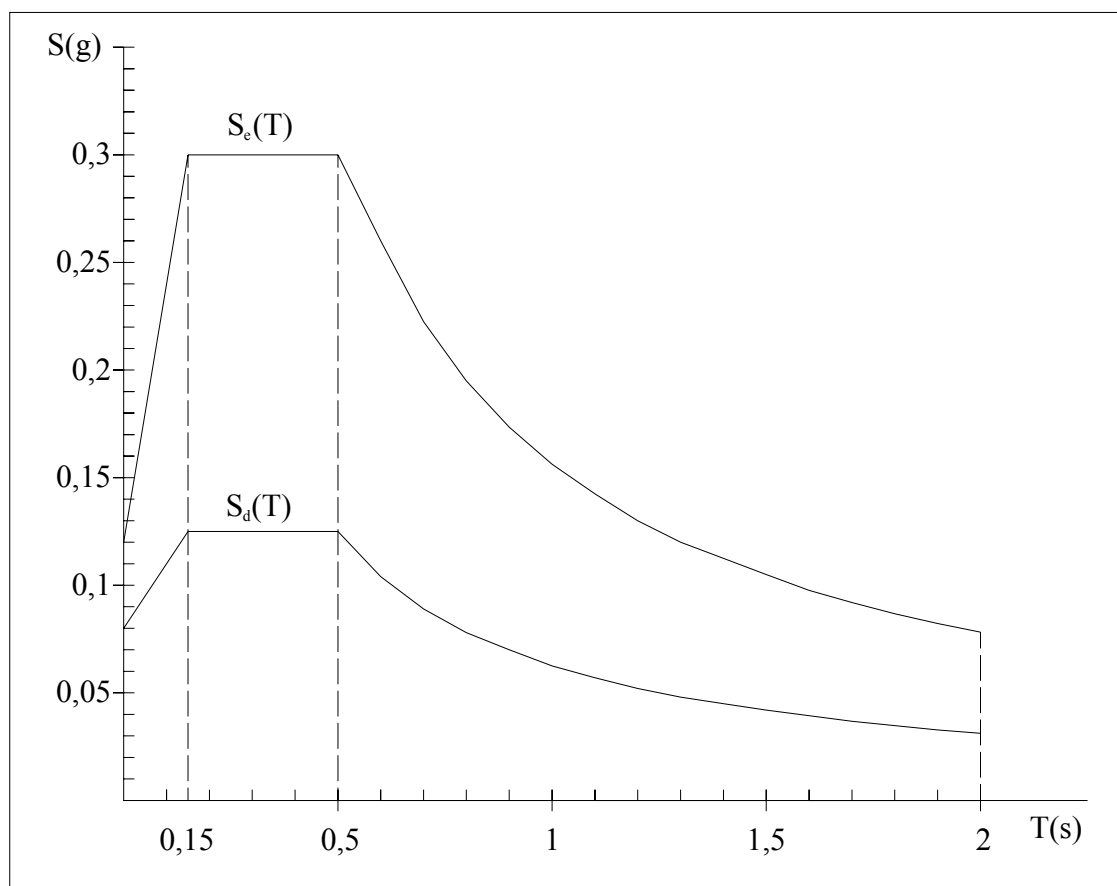
$$S_d(T = 0 \text{ s}) = 0,1 \text{ g} \cdot 1,2 \cdot \left[\frac{2}{3} \right] = 0,08 \text{ g} \quad (9)$$

$$S_d(T_B = 0,15 \text{ s}) = 0,1 \text{ g} \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{2,4} = 0,125 \text{ g} \quad (10)$$

$$S_d(T_C = 0,5 \text{ s}) = 0,1 \text{ g} \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{2,4} = 0,125 \text{ g} \quad (11)$$

$$S_d(T_D = 2 \text{ s}) = 0,1 \text{ g} \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{2,4} \cdot \left[\frac{0,5 \text{ s} \cdot 2 \text{ s}}{(2 \text{ s})^2} \right] = 0,03125 \text{ g} \quad (12)$$

Na sliki 7 je prikazana razlika med projektnim spektrom za elastično analizo in elastičnim spektrom odziva za območje Maribora, na tleh tipa B.



Slika 7: Primerjava elastičnega spektra odziva in projektnega spektra odziva za elastično analizo

2.2.3.5 Kombinacija učinkov vodoravnih komponent potresnega vpliva

4.3.3.5.1(1) V splošnem je treba upoštevati, da vodoravni komponenti potresnega vpliva delujeta istočasno.

4.3.3.5.1(6) Za stavbe, ki zadoščajo kriterijem pravilnosti v tlorisu, in pri katerih predstavljajo primarne potresne elemente samo stene ali neodvisni sistemi za zavetrovanje v dveh glavnih vodoravnih smereh, se lahko predpostavi, da potresni vpliv deluje neodvisno in brez kombinacij vzdolž dveh glavnih pravokotnih vodoravnih osi konstrukcije.

Konstrukcija ne zadošča kriterijem za pravilnost po tlorisu, zato je potrebno upoštevati kombinacije potresnega vpliva vzdolž glavnih pravokotnih osi konstrukcije. Pri tem je potrebno izbrati za vsako komponento tisti predznak, ki ima bolj neugoden vpliv na obravnavan učinek (SIST EN 1998-1:2005, 4.3.3.5.1(5)).

4.3.3.5.1(2) Vodoravni komponenti potresnega vpliva lahko kombiniramo na naslednji način

a) Neodvisno izračunamo odziv za vsako vodoravno komponento. Pri tem uporabimo pravilo za kombinacijo vpliva posameznih nihajnih oblik po 4.3.3.3.2.

b) Maksimalno vrednost za vsak učinek potresnega vpliva na konstrukcijo lahko nato ocenimo po SRSS pravilu (to je, izračunamo kvadratni koran vsote kvadratov odziva za obe vrednosti komponente).

c) Pravilo b) v splošnem daje konservativno oceno verjetnih vrednosti ostalih učinkov vpliva, ki delujejo istočasno z maksimalno vrednostjo, dobljeno kot v b). Za oceno verjetnih istočasnih vrednosti večih učinkov vpliva zaradi dveh vodoravnih komponent potresnega vpliva se lahko uporabijo natančnejši modeli.

4.3.3.5.1(3) Alternativno k b) in c) odstavka 2) lahko učinek potresnega vpliva zaradi kombinacije vodoravnih komponent potresnega vpliva izračunamo z naslednjima kombinacijama (upoštevati je treba obe kombinaciji).

a) $E_{Edx} \gg \ll 0,30E_{Edy}$

b) $0,30E_{Edx} \gg \ll E_{Edy}$

kjer pomeni

$\gg \ll$ »kombinirano z«;

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

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

Pri izračunu kombinacije učinkov vodoravnih komponent potresnega vpliva sem izbral kombinacijo opisano v prejšnjem odstavku, kjer se za izbrano vodoravno smer, za katero se računa potresni vpliv, upošteva celoten učinek potresnega vpliva in 30 % potresnega vpliva v pravokotni smeri.

2.2.3.6 Kombinacija potresnega vpliva z ostalimi vplivi

Projektna vrednost E_d učinka vpliva pri upoštevanju potresnega vpliva je določena po enačbi 6.12b, SIST EN 1990:2002, stran 33.

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

- A_{Ed} projektna vrednost vpliva potresa
- $G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalnega vpliva
- $Q_{k,i}$ karakteristična vrednost spremenljivega vpliva
- P odločilna reprezentativna vrednost prednapetja
- $\psi_{2,i}$ koeficient za navidezno stalno vrednost, ki je podan v SIST EN 1990:2002, preglednica A1.1, stran 37

Preglednica: Priporočene vrednosti faktorjev ψ za stavbe

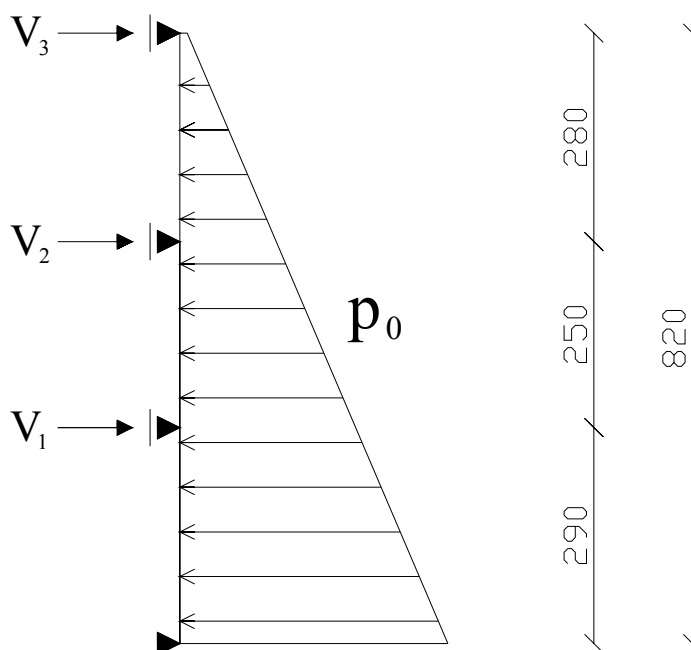
Vpliv	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Kategorija A: bivalni prostori	0,7	0,5	0,3
Kategorija B: pisarne	0,7	0,5	0,3
Kategorija C: stavbe, kjer se zbirajo ljudje	0,7	0,7	0,6
Kategorija D: trgovine	0,7	0,7	0,6
Kategorija E: skladišča	1,0	0,9	0,8
Kategorija H: strehe	0	0	0

Obtežba snega na stavbah	0,5	0,2	0
Obtežba vetra na stavbah	0,6	0,5	0

Vrednost $\psi_{2,i}$ za bivalne prostore in pisarne znaša 0,3, vrednost $\psi_{2,i}$ za strehe, obtežbo snega in obtežbo vetra pa 0, s čimer spremenljivega vpliva koristne obtežbe strehe, koristne obtežbe snega in koristne obtežbe vetra ne upoštevamo v kombinaciji za projektno vrednost učinkov vplivov ob upoštevanju potresnega vpliva.

2.2.4 Vpliv zemeljskega pritiska

Velik vpliv na konstrukcijo ima tudi vpliv zemeljskega pritiska v smeri Y na severni strani objekta v spodnjih treh etažah v višini 8,2 m, po celotni dolžini objekta (48 m). Upoštevan je vpliv mirnega zemeljskega pritiska, kar daje konzervativno vrednost obtežbe. Vrednosti vpliva zemeljskega pritiska so privzete iz projekta za izvedbo.



Slika 8: Vpliv zemeljskega pritiska v spodnjih treh etažah

Vpliv mirnega zemeljskega pritiska je izračunan z enačbo:

$$p_0 = k_0 \cdot \gamma \cdot h = (1 - \sin \varphi') \cdot \gamma \cdot h \quad (13)$$

pri čemer je

p_0 vpliv mirnega zemeljskega pritiska

φ' mobiliziran strižni kot zemljine

γ specifična teža zemljine

h globina zemljine

Celotna vrednost vpliva zemeljskega pritiska po celotni dolžini objekta, podana kot točkovna obtežba v spodnjih treh etažah:

$$V_1 = 6690 \text{ kN}$$

$$V_2 = 2486 \text{ kN}$$

$$V_3 = 635 \text{ kN}$$

2.2.5 Mase

2.2.5.1 Kombinacija koeficientov za spremenljive vplive

3.2.4(2) Pri določanju projektnega potresnega vpliva se morajo upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov:

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

kjer je

$\psi_{E,i}$ koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv i (glej 4.2.4)

4.2.4(2) Koeficiente za kombinacijo $\psi_{E,i}$, je treba izračunati z izrazom:

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i}$$

Vrednosti φ so podane v Nacionalnem dodatku k SIST EN 1998-1. Privzete so vrednosti φ iz preglednice 4.2 v SIST EN 1998-1:2004, stran 51. Vrednost φ za obravnavano stavbo v vrhnji etaži (streha) znaša $\varphi = 1,0$, v preostalih etažah, kjer so etaže zasedene neodvisno pa znaša $\varphi = 0,5$.

Za določitev projektnega potresnega vpliva sem v izračunu mase v vrhnji etaži upošteval naslednjo kombinacijo vplivov:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} 1,0 \cdot 0,3 \cdot Q_{k,i} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} 0,3 \cdot Q_{k,i} \quad (14)$$

$$\varphi = 1,0$$

$$\psi_{2,i} = 0,3; \quad \text{za bivalne prostore in pisarne}$$

$\psi_{2,i} = 0;$ za strehe. Spremenljivega vpliva koristne obtežbe strehe pri določitvi projektnega potresnega vpliva za izračun mas ne upoštevamo.

Za določitev projektnega potresnega vpliva sem v izračunu mas v preostalih etažah, kjer je spremenljiv vpliv zaseden neodvisno, upošteval naslednjo kombinacijo vplivov:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} 0,5 \cdot 0,3 \cdot Q_{k,i} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} 0,15 \cdot Q_{k,i} \quad (15)$$

$$\varphi = 0,5$$

$$\psi_{2,i} = 0,3$$

2.2.5.2 Izračun mas

Lastna teža in stalna obtežba posameznih sten in obtežbe plošče na enoto površine so določeni v poglavju o lastni teži in stalni obtežbi. Koristna obtežba v posameznih etažah je opisana v

poglavju o koristni obtežbi. Ob upoštevanju zgoraj opisanih enačb za določanje projektnega potresnega vpliva so v preglednicah 5, 6 in 7 prikazani izračuni obtežb in izračuni mas po posameznih etažah

Preglednica 5: Izračun teže sten v tipičnih etažah 5, 6 in 7

	Dolžina [m]	Višina [m]	G [kN/m ²]	Teža [kN]	Število sten	Skupaj [kN]
Nenosilne stene (jug)	3,40	2,60	3,58	31,60	3,00	94,81
	6,00	1,40	3,58	30,03	3,00	90,09
	2,00	0,50	3,58	3,58	3,00	10,73
Nenosilne stene (sever)	4,04	2,60	3,58	37,55	3,00	112,66
	6,00	1,40	3,58	30,03	3,00	90,09
Nosilne stene (jug)	4,20	2,60	5,75	62,79	3,00	188,37
Nosilne stene (sever)	3,00	2,60	5,75	44,85	3,00	134,55
Nosilne dilatacijske stene	13,00	2,60	5,75	194,35	1,00	194,35
Nosilne končne stene	13,00	2,60	5,75	194,35	1,00	194,35
Nosilne stene ob hodnikih	11,80	2,60	5,12	157,08	6,00	942,49
	1,00	0,60	5,12	3,07	6,00	18,43
Nenosilne zidane stene	12,80	2,60	2,95	98,01	4,00	392,04
Nosilne stene ob jašku	2,40	2,60	5,26	32,80	3,00	98,39
Predelne stene						816,00
Stena - lok						65,00
					Skupaj:	3442,34

Preglednica 6: Izračun teže plošče, balkonov in stopnic v tipičnih etažah 5, 6 in 7

	Površina [m ²]	ΣG [kN/m ²]	0,15Q [kN/m ²]	Teža [kN]
Stanovanja	555,26	6,44	0,30	3742,45
Balkoni, stopnice	128,82	6,44	0,45	887,56
			Skupaj:	4630,02

Preglednica 7: Celotna teža tipičnih etaž 5, 6 in 7

	Teža [kN]
Stene	3442,34
Plošča	4630,02
Ostalo (okna, vrata)	16,41
Skupaj:	8088,77

Izračun mase v tipični etaži 5, 6 in 7:

$$m = \frac{8088,77 \text{ kN}}{g} = 824,54 \text{ t} \quad (16)$$

Izberem maso tipične etaže 5, 6 in 7:	m = 830 t
---------------------------------------	------------------

2.2.5.3 Masni momenti

4.3.1(3) V splošnem se lahko upošteva, da konstrukcija sestoji iz več navpičnih sistemov, ki prenašajo vodoravno obtežbo, povezanih z vodoravnimi diafragmami.

4.3.1(4) Če lahko predpostavimo, da so stropne diafragme stavbe dovolj toge v svoji ravnini, lahko mase in masne momente v vsaki etaži koncentriramo v težišču.

5.10(1) Polna armiranobetonska plošča se lahko upošteva kot toga v svoji ravnini (kot »diafragma«), če ni tanjša od 70 mm in je armirana v obeh smereh z vsaj minimalno armaturo, določeno v EN 1992-1-1:2004.

Debelina plošče znaša 20 cm, tako da predpostavljamo plošče kot neskončno toge v vodoravni ravnini in neskončno podajne v navpični smeri. Mase in masne momente lahko koncentriramo v težišču. V preglednici 8 so podani masni momenti po posameznih etažah.

Preglednica 8: Masni momenti po posameznih etažah

Etaže	m [kNs ² /m]	r^2 [m ²]	$M = m \cdot r^2$ [kNms ²]
1	780	210,05	163837,4
2	1795	220,52	395833,4
3	865	206,08	178259,2
4	1015	193,94	196846,3
5	830	219,73	182375,9
6	830	219,73	182375,9
7	830	219,73	182375,9
8	710	213,18	151357,1

Izračun masnega momenta za tipične etaže 5, 6 in 7:

$$M = m \cdot r^2 = 830 \text{ kNs}^2/\text{m} \cdot 219,73 \text{ m}^2 = 182375,9 \text{ kNms}^2 \quad (17)$$

$$r^2 = \frac{I_{X,\text{tloris}} + I_{Y,\text{tloris}}}{A_{\text{tloris}}} = \frac{11070,77 \text{ m}^4 + 139212,59 \text{ m}^4}{683,9 \text{ m}^2} = 219,73 \text{ m}^2 \quad (18)$$

kjer je

- M masni moment posamezne etaže
- m masa posamezne etaže v tonah
- r^2 vztrajnostni polmer posamezne etaže

2.2.5.4 Vplivi slučajne torzije

4.3.2(1) Poleg upoštevanja dejanske ekscentričnosti moramo, zaradi negotovosti, povezanih s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja, premakniti masno središče v vsaki etaži i iz nazivne lege v vsaki smeri za slučajno ekscentričnost

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$$

kjer pomeni

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

L_i tlorisno dimenzijo etaže pravokotno na smer potresnega vpliva

Slučajna ekscentričnost se upošteva z pozitivnim in negativnim predznakom v obeh vodoravnih smereh. Za nesimetrično konstrukcijo je treba upoštevati slučajno ekscentričnost v štirih smereh.

$$e_x = \pm 0,05 \cdot 48 \text{ m} = \pm 2,4 \text{ m} \quad (19)$$

$$e_y = \pm 0,05 \cdot 48 \text{ m} = \pm 2,4 \text{ m} \quad (20)$$

Zaradi vpliva slučajne ekscentričnosti se spremenijo tudi masni momenti, ki so podani v preglednici 9.

Preglednica 9: Masni momenti ob upoštevanju slučajne ekscentričnosti

Etaže	m [kNs ² /m]	r^2 [m ²]	$M = m \cdot r^2$ [kNms ²]
1	780	219,73	171389,4
2	1795	230,93	414519,4
3	865	212,27	183613,6
4	1015	200,15	203156,1
5	830	226,67	188136,1
6	830	226,67	188136,1
7	830	226,67	188136,1
8	710	219,87	156110,9

Izračun masnega momenta za tipične etaže 5, 6 in 7 ob upoštevanju slučajne ekscentričnosti:

$$M = m \cdot r^2 = 830 \text{ kNs}^2/\text{m} \cdot 226,67 \text{ m}^2 = 188136,1 \text{ kNms}^2 \quad (21)$$

$$r^2 = \frac{I_{X,\text{tloris}} + I_{Y,\text{tloris}}}{A_{\text{tloris}}} = \frac{11443,75 \text{ m}^4 + 143587,26 \text{ m}^4}{683,9 \text{ m}^2} = 226,67 \text{ m}^2 \quad (22)$$

Povzetek

Vplive na konstrukcijo sem določil v skladu z določili standarda EC 0, EC 1 in EC 8. Stalni vpliv na konstrukcijo obsega vpliv lastne teže (lastna teža vertikalnih nosilnih elementov in lastna teža plošče debeline 20 cm), stalne obtežbe (predelne stene, zunanje zidane in prečne zidane stene, fasada ter obloge) in vpliv mirnega zemeljskega pritiska v spodnjih treh etažah v višini 8,2 m. Spremenljiv vpliv je določen kot vpliv koristne obtežbe za namen uporabe po posameznih etažah. Spremenljiv vpliv v spodnjih dveh etažah je izračunan kot koristna obtežba garaž, v etaži tri kot koristna obtežba kleti, v pritličju kot koristna obtežba pisarn, v preostalih etažah kot koristna obtežba stanovanjskih prostorov in kot koristna obtežba strehe na vrhu. Za potresni vpliv sem na podlagi maksimalnega projektnega pospeška za območje

Maribora $a_g = 0,1$ g, izbranega faktorja obnašanja $q = 2,4$ in pripadajočih parametrov za tla tipa B, določil osnovne vrednosti projektnega spektra odziva. Za določanje projektnega potresnega vpliva sem izračunal mase konstrukcije za projektno potresno obtežno kombinacijo v kateri sem upošteval celotno vrednost stalnega vpliva in 30 % vrednosti spremenljivega vpliva za vse etaže razen vrhnje, kjer delež spremenljivega vpliva znaša 15 %.

2.3 Modeliranje in analiza konstrukcije

Ob poznavanju potrebnih podatkov o konstrukciji in vplivov nanjo, sem v tretjem razdelku določil ustrezen računski model, ki je določen skladu z določili iz EC 8 in se razlikuje od računskega modela za izračun po obstoječem predpisu. Računski model je prenesen v računalniški program EAVEK s katerim je izvršena linearno-elastična modalna analiza s spektri odziva. V nadaljevanju so podani rezultati analize o nihajnih časih, nihajnih oblikah in efektivnih modalnih masah ter o celotni prečni sili ob vpetju konstrukcije za smer X in smer Y ob upoštevanju vpliva naključne ekscentričnosti in brez ter postopek računanja pomikov. Nazadnje je opisano še preverjanje varnosti, ki je razdeljeno na dva dela, o mejnem stanju nosilnosti in o omejitvi poškodb.

2.3.1 Modeliranje

Račun sem izvršil s programom EAVEK, ki uporablja psevdo tridimenzionalen računski model. Prostorski model konstrukcije je sestavljen iz ravninskih (makro)elementov, ki so povezani z medetažnimi ploščami. V računskem modelu je predpostavljeno, da so plošče neskončno toge v vodoravni ravnini in neskončno podajne v navpični smeri. Zaradi nesimetričnosti konstrukcije je upoštevan vpliv naključne ekscentričnosti v štirih različnih smereh.

V računskem modelu upoštevam 15 nosilnih elementov v X-smeri. Vse elemente v X-smeri, razen X8, podam kot konzolne stene. Za element X8 izračunam podajnostno matriko okvirja z računalniškim programom SAP. Prečke okvirja tvorijo plošče širine 1 m, v tretji etaži pa visokostenski nosilec. Elementi X1 - X7 v spodnjih treh etažah tvorijo en element, 42,6 m dolgo steno, ki je z ustreznimi vztrajnostnimi momenti in strižnimi prerezi razdeljena na sedem delov. V četrti etaži se elementi razdelijo na sedem kratkih sten, za katere za vsako posebej izračunam ustrezne karakteristike.

V smeri Y upoštevam 19 nosilnih elementov. Elemente Y7, Y8, Y9, Y10 podam kot stene z odprtinami, vse preostale elemente pa kot konzolne stene. Vse karakteristike elementov so podane v 2.1.3.2 in 2.1.3.3.

2.3.2 Analiza

2.3.2.1 Metode analize

Konstrukcijo sem analiziral ob predpostavki linearno elastičnega modela konstrukcije in ob uporabi projektnega spektra odziva.

4.3.3.1(3) Glede značilnosti konstrukcije stavbe se lahko uporabi eden od naslednjih dveh tipov analize:

a) »metoda z vodoravnimi silami«

b) »modalna analiza s spektrom odziva«

Obravnavana stavba ne izpolnjuje pogojev kriterija za pravilnost po višini za uporabo metode z vodoravnimi silami (SIST EN 1998-1:2005, 4.3.3.2.1(2)), zato za analizo konstrukcije uporabim metodo modalne analize s spektri odziva ob uporabi linearno elastičnega modela konstrukcije in projektnega spektra odziva.

Pogoji za tlorisno pravilnost niso izpolnjeni, poleg tega konstrukcija v višino meri 23,77 m in je višja od 10 m. S tem pogoji za uporabo linearne elastične analize z dvema ravninskima modeloma (SIST EN 1998-1:2005, 4.3.3.1(7,8,9)) niso izpolnjeni. Konstrukcijo je potrebno analizirati z uporabo prostorskega modela (SIST EN 1998-1:2005, 4.3.3.1(10)).

4.3.3.1(11) Vedno ko se uporablja prostorski model, mora projektni potresni vpliv (potresna obtežba) delovati v vseh relevantnih vodoravnih smereh in v smereh pravokotno na njih. Za stavbe z nosilnimi elementi v dveh pravokotnih smereh sta ti dve smeri relevantni smeri.

V mojem primeru sta ti dve relevantni smeri, smer X in smer Y, ki je pravokotna na smer X. V dveh glavnih smereh potekajo tudi nosilni elementi. Potresni vpliv upoštevam v smeri X in v smeri Y.

2.3.2.2 Modalna analiza s spektri odziva

2.3.2.2.1 Lastno nihanje

Po izračunu z programom EAVEK dobim za 9 nihajnih oblik nihajne čase prikazane v preglednici 10. Vsaka nihajna oblika je sestavljena iz komponent v obeh vodoravnih smereh in zasukov. Vendar pri tem pri vsaki obliki ena smer prevladuje. Smer X prevladuje v 1., 4., 6. in 8. nihajni obliki, smer Y pa v 2., 3., 5., 7. in 9. nihajni obliki.

2.3.2.2.2 Kombinacija nihajnih oblik

4.3.3.3.1(2)P Treba je upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo k globalnemu odzivu.

4.3.3.3.1(3) Upošteva se, da je zahteva odstavka (2)P izpolnjena, če se pokaže, da je izpolnjen eden od naslednjih pogojev:

- *vsota efektivnih modalnih mas za nihajne oblike, ki jih upoštevamo, znaša vsaj 90% celotne mase konstrukcije*
- *upoštevane so vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, večjimi od 5% celotne mase.*

4.3.3.3.1(4) Če se uporablja prostorski model, je treba zgornje pogoje preveriti za vse relevantne smeri.

Uporabljen je prostorski model, zato je potrebno vsote efektivnih mas preveriti za glavni nosilni smeri X in Y. Vsote efektivnih modalnih mas za smeri X in Y so podane v preglednici 10.

Efektivno modalno maso za nihajno obliko i izračunamo po enačbi:

$$m_i = \frac{(\phi_i^T \cdot M \cdot s)^2}{\phi_i^T \cdot M \cdot \phi_i} \quad (23)$$

kjer pomeni

ϕ_i nihajna oblika i

M masna matrika

s smerni vektor, ki je odvisen od smeri vzbujanja tal

Oba vektorja in matriki imajo red, ki je enak trikratnemu številu etaž, to je 24. Masna matrika ni diagonalna, ker izhodišče koordinatnega sistema ni v centru mas. Na diagonali so mase v etažah (2 * 8) in masni momenti v etažah. Smerni vektor s je sestavljen iz enic in ničel. Pri obtežbi v X-smeri je prvih osem vrednosti enakih 1,0, ostale pa so enake 0,0, pri obtežbi v Y smeri pa je drugih osem komponent enakih 1,0, prvih in zadnjih osem pa je enako 0,0. Program EAVEK ne računa efektivnih modalnih mas, izpisati pa je mogoče tako masno matriko kot tudi vektorje nihajnih oblik.

Preglednica 10: Nihajni časi, efektivne modalne mase in vsota efektivnih modalnih mas za smeri X in Y

Nih. oblika	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Nih. čas [s]	0,824	0,327	0,255	0,175	0,106	0,088	0,081	0,067	0,050
m_{ix} [%]	44,91	0	0	21,36	0	21,49	0	8,94	0
Σm_{ix}	44,91	44,91	44,91	66,27	66,27	87,76	87,76	96,7	96,7
m_{iy} [%]	0	69,64	0,01	0	24,24	0	0,26	0	3,52
Σm_{iy}	0	69,64	69,65	69,65	93,89	93,89	94,15	94,15	97,67

V preglednici 10 vidimo, da z izračunom za devet nihajnih oblik upoštevamo vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo k globalnemu odzivu konstrukcije.

2.3.2.2.3 Kombinacija odziva v posameznih nihajnih oblikah

4.3.3.3.2(1) Za odziva v dveh nihajnih oblikah i in j (upoštevane so tako translacijske kot torzijske nihajne oblike) lahko predpostavimo, da sta neodvisna, če njuna nihajna časa T_i in T_j (z $T_j < T_i$) ustrezata pogoju:

$$T_j < 0,9 \cdot T_i$$

Vrednosti nihajnih časov za obravnavano konstrukcijo se razlikujejo za več kot 10 %, tako da lahko predpostavimo, da so odzivi nihajnih oblik medsebojno neodvisni. Kombinacije končnih vrednosti (sile, pomiki) bi lahko izračunal z osnovno metodo za kombinacijo odziva v posameznih nihajnih oblikah, z tako imenovano SRSS metodo (SIST EN 1998-1:2005, 4.3.3.3.2(2)). V primeru, ko odzivi posameznih nihajnih oblik niso medsebojno neodvisni (SIST EN 1998-1:2005, 4.3.3.3.2(3)) je potrebno uporabiti bolj natančen postopek »kompletne kvadratne kombinacije«, metodo CQC, ki jo uporablja tudi računalniški program EAVEK. Kombinacije odzivov posameznih nihajnih oblik so tudi v nalogi izračunane z metodo CQC.

2.3.3 Rezultati

Rezultati, dobljeni s programom EAVEK za celotno prečno silo ob vpetju za potresno projektno stanje zaradi potresnega vpliva, ob upoštevanju vpliva naključne ekscentričnosti in brez nje so podani v preglednici 11. Prečna sila ob vpetju v smeri Y zaradi vpliva zemeljskega pritiska znaša 9811 kN.

Preglednica 11: Vrednosti prečne sile ob vpetju z naključno ekscentričnostjo in brez nje

Smer vzbujanja	X		Y		$E_{Edx}+0,3E_{E dy}$	$E_{Edx}+0,3E_{E dy}$
	$V'_{Edx,E}$	$V'_{E dy,E}$	$V'_{Edx,E}$	$V'_{E dy,E}$	$V'_{Edx,E}$	$V'_{E dy,E}$
Z naključno ekscentričnostjo [kN]	3794	200	200	6865	3854	6925
Brez naključne ekscentričnosti [kN]	3794	43	43	6865	3807	6878

V preglednici 11 vidimo, da se zaradi nesimetričnosti konstrukcije pojavijo tudi prečne sile, ki so pravokotne na smer vzbujanja. Delež teh sil v kombinaciji učinkov vodoravnih komponent potresnega vpliva ob upoštevanju naključne ekscentričnosti je majhen, saj znaša za smer vzbujanja v smeri X 1,6 %, v smeri Y pa 0,9 %.

V preglednici 12 so podane vrednosti prečnih sil in momentov, dobljenih z programom EAVEK, za steno X1 ob upoštevanju naključne ekscentričnosti in brez. Prikazane so vrednosti v 4. etaži kjer stena preide iz 42,6 m dolge stene v 2,8 m dolgo steno z prirobnicami in kjer so vrednosti notranjih sil za strižno in upogibno nosilnost najbolj kritične. Upoštevana je kombinacija potresnega vpliva, $E_{Edx} + 0,3 E_{E dy}$. Posebej so podani tudi rezultati zaradi vpliva zemeljskega pritiska.

Preglednica 12: Vrednosti prečnih sil in momentov za steno X1 v 4. etaži z upoštevanjem naključne ekscentričnosti in brez nje

Stena X1		V'_{Ed} [kN]	M'_{Ed} [kNm]
Z naključno ekscentričnostjo	Vzbujanje X	558	4713
	Vzbujanje Y	20	158
	Kombinacija $E_{Edx}+0,3E_{E dy}$	564	4760
	Zem. pritisk	1	4
Brez naključne ekscentričnosti	Vzbujanje X	557	4706
	Vzbujanje Y	2	17
	Kombinacija $E_{Edx}+0,3E_{E dy}$	558	4711
	Zem. pritisk	1	4

V preglednici 12 vidimo, da se pojavijo notranje sile tudi zaradi vzbujanja pravokotno na smer nosilnega elementa vendar te vrednosti v kombinaciji potresnega vpliva v kritični 4. etaži dosegajo največ 1 % celotnih vrednosti notranjih sil in so zanemarljivo majhne. Enako velja tudi za vpliv naključne ekscentričnosti in vpliva zemeljskega pritiska katerih vplivi so zanemarljivo majhni.

V preglednici 13 so podane vrednosti prečnih sil in momentov, dobljenih z programom EAVEK, za steno z odprtinami Y7 ob vpetju, ob upoštevanju naključne ekscentričnosti in brez. Ob vpetju je stena razdeljena na levo in desno steno in povezana z prečko. Vrednosti notranjih sil za strižno in upogibno nosilnost so kritične v desno steni, zato so prikazani rezultati za desno steno. Upoštevana je kombinacija potresnega vpliva, $E_{Edy} + 0,3 E_{Edx}$. Posebej so podani tudi rezultati zaradi vpliva zemeljskega pritiska.

Preglednica 13: Vrednosti prečnih sil in momentov za desno steno Y7 ob vpetju ob upoštevanju naključne ekscentričnosti in brez nje

Element Y7		V'_{Ed} [kN]	M'_{Ed} [kNm]
Z naključno ekscentričnostjo	Vzbujanje X	128	404
	Vzbujanje Y	1217	9500
	Kombinacija $E_{Edx}+0,3E_{Edy}$	1255	9621
	Zem. pritisk	1135	3794
Brez naključne ekscentričnosti	Vzbujanje X	109	260
	Vzbujanje Y	869	6959
	Kombinacija $E_{Edx}+0,3E_{Edy}$	902	7037
	Zem. pritisk	1135	3794

V preglednici 13 vidimo, da se pojavijo velike razlike ob upoštevanju naključne ekscentričnosti. Tako se zaradi potresnega vpliva vrednosti za prečne sile ob upoštevanju naključne ekscentričnosti povečajo za 39 %, vrednosti momentov pa za 37 %. Pomemben je tudi vpliv zemeljskega pritiska zaradi katerega so prečne sile ob vpetju brez upoštevanja naključne ekscentričnosti celo večje od vrednosti zaradi potresnega vpliva. Vrednosti notranjih sil zaradi vzbujanja v smeri pravokotno na nosilno smer stene Y7, dosegajo največ 2 % vrednosti celotnih notranjih količin.

2.3.4 Račun pomikov

4.3.4(1) Če je opravljena linearna analiza, potem pomike, ki jih povzroča projektni potresni vpliv, izračunamo s pomočjo elastične deformacije konstrukcijskega sistema ob uporabi naslednjega poenostavljenega izraza

$$d_s = q_d \cdot d_e$$

kjer pomeni

d_s pomik točke konstrukcijskega sistema zaradi projektne potresne 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 analizo z uporabo projektne spektra po 3.2.2.5

Pri računu pomikov moramo torej upoštevati, da je potresna analiza narejena z zmanjšanimi potresnimi silami in da so pomiki, dobljeni z linearno analizo premajhni. Dejanske vrednosti pomikov dobimo torej tako, da pomnožimo pomike, dobljene z linearno analizo, s faktorjem obnašanja.

Kot primer izračunam maksimalni pomik na vrhu in maksimalni etažni pomik v X in Y smeri zaradi potresnega vpliva. Pomiki zaradi vpliva zemeljskega pritiska so zanemarljivo majhni.

a) Maksimalni pomik na vrhu v smeri X zaradi potresnega vpliva

$$d_{\max, sx} = d_{\max, ex} \cdot q_d = 1,86 \text{ cm} \cdot 2,4 = 4,46 \text{ cm} \quad (24)$$

b) Maksimalni pomik na vrhu v smeri Y zaradi potresnega vpliva

$$d_{\max, sy} = d_{\max, ey} \cdot q_d = 0,495 \text{ cm} \cdot 2,4 = 1,19 \text{ cm} \quad (25)$$

c) Maksimalni etažni pomik v smeri X zaradi potresnega vpliva

$$d_{et,sx} = d_{et,ex} \cdot q_d = 0,41 \text{ cm} \cdot 2,4 = 0,98 \text{ cm (v 8. etaži)} \quad (26)$$

d) Maksimalni etažni pomik v smeri Y zaradi potresnega vpliva

$$d_{et,sy} = d_{et,ey} \cdot q_d = 0,08 \text{ cm} \cdot 2,4 = 0,19 \text{ cm (v 4. etaži)} \quad (27)$$

2.3.5 Preverjanje varnosti

EC 8 določa preverjanje mejnega stanja nosilnosti (SIST EN 1998-1:2005, 4.4.2) in omejitve poškodb (SIST EN 1998-1:2005, 4.4.3).

2.3.5.1 Mejno stanje nosilnosti

2.3.5.1.1 Splošno

Upošteva se, da je varnost proti porušitvi (mejno stanje nosilnosti) pri potresni projektni kombinaciji zagotovljena, če so izpolnjeni pogoji glede nosilnosti, duktilnosti, ravnotežja, stabilnosti temeljev in dilatacij (SIST EN 1998-1:2005, 4.4.2.2 – 4.4.2.7). Ob predpostavki, da so pogoji ravnotežja, stabilnosti temeljev in dilatacij izpolnjeni, sem v diplomski nalogi obravnaval samo pogoja nosilnosti in duktilnosti.

2.3.5.1.2 Pogoj nosilnosti

4.4.2.2(1) Za vse elemente konstrukcije – vključno s spoji – in za vse relevantne nekonstrukcijske elemente mora biti izpolnjen naslednji odnos

$$E_d < R_d$$

kjer pomeni

E_d projektna vrednost učinka vpliva pri potresni projektni kombinaciji.

R_d odgovarjajoča projektna nosilnost elementa, izračunana po pravilih, ki veljajo za uporabljen material.

V diplomski nalogi sem za predpisan pogoj nosilnosti preveril vertikalne nosilne elemente za prevzem horizontalne in vertikalne obtežbe. V naslednjih razdelkih so podani izračuni zgolj za dva kritična elementa v konstrukciji, po en za vsako nosilno smer in sicer za steno X1 in steno Y7.

4.4.2.2(2) Vpliva teorije 2. reda (P-delta efekt) ni treba upoštevati, če je v vseh etažah izpolnjen pogoj

$$\theta = \frac{P_{tot} * d_r}{V_{tot} * h} \leq 0,10$$

kjer pomeni

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

Najbolj neugoden koeficient občutljivosti za etažne pomike θ je v etaži 5, v smeri X:

$$\theta = \frac{31392 \text{ kN} \cdot 0,00768 \text{ m}}{2408 \text{ kN} \cdot 2,8 \text{ m}} = 0,0358 \leq 0,10 \quad (28)$$

$$P_{\text{tot}} = (m_5 + m_6 + m_7 + m_8) \cdot g = (710 \text{ t} + 3 \cdot 830 \text{ t}) \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 31392 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tot}} = 2408 \text{ kN}$$

$$m_5 = 710 \text{ t}$$

$$m_6 = m_7 = m_8 = 830 \text{ t}$$

$$h = 2,8 \text{ m}$$

$$d_r = q \cdot d_{\text{et}} = 2,4 \cdot 0,0032 \text{ m} = 0,00768 \text{ m}$$

Pogoj je s tem izpolnjen v vseh etažah. Vpliva teorije 2. reda ni potrebno upoštevati.

4.4.2.2(6) Pri potresnem projektne stanju ni treba preverjati odpornosti pri utrujanju.

2.3.5.1.3 Pogoj globalne in lokalne duktilnosti

Zagotovitev globalne in lokalne duktilnosti posameznih elementov konstrukcije in konstrukcije kot celote je potrebno določiti v skladu z poglavji o pogoju globalne in lokalne duktilnosti (EN 1998-1:2004, 4.4.2.3), pravilu načrtovanja nosilnosti (EN 1998-1:2004, 5.2.3.3) in poglavju o merilu lokalne duktilnosti (EN 1998-1:2004, 5.2.3.4). Pogoj globalne in lokalne duktilnosti sem preveril za vertikalne nosilne elemente konstrukcije za predvideno srednjo stopnjo duktilnosti – DCM ob izbiri ustreznih materialov za zagotovitev lokalne duktilnosti.

2.3.5.2 Omejitev poškodb

2.3.5.2.1 Splošno

Zahteva po omejitvi poškodb (SIST EN 1998-1:2005, 4.4.3.1(1)) za običajno stanovanjsko-poslovno zgradbo je izpolnjena, če je izpolnjen pogoj o omejitvi etažnih pomikov (SIST EN 1998-1:2005, 4.4.3.2).

2.3.5.2.2 Omejitev etažnih pomikov

Mejna vrednost za omejitev etažnih pomikov za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov:

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h \quad (4.31, \text{ SIST EN 1998-1:2005})$$

kjer pomeni

d_r etažni pomik

h etažna višina

v redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb

Priporočena privzeta vrednost redukcijskega faktorja za kategorijo pomembnosti II v Nacionalnem dodatku k SIST EN 1998-1:2005 znaša $v = 0,5$.

$$d_r = q \cdot d_e = 2,4 \cdot 0,0041 \text{ m} = 0,00984 \text{ m} \quad (29)$$

$$d_r \cdot v = 0,00984 \text{ m} \cdot 0,5 = 0,00492 \text{ m} \leq 0,005 \cdot h = 0,005 \cdot 2,8 \text{ m} = 0,014 \text{ m} \quad (30)$$

Pogoj omejitve etažnih pomikov je s tem izpolnjen, s čimer je izpolnjena tudi zahteva po omejitvi poškodb.

Povzetek

Računski model je sestavljen iz 15 nosilnih elementov v X smeri in 19 nosilnih elementov v Y smeri. Predpostavljeno je, da so plošče neskončno toge v svoji ravnini in tvorijo učinek togih diafragm, zaradi česar se horizontalni vplivi enakomerno porazdelijo po vertikalnih nosilnih elementih. Upoštevan je vpliv razpokanosti prerezov, zaradi nesimetričnosti konstrukcije pa je upoštevan tudi vpliv naključne ekscentričnosti v štirih različnih smereh.

Modalna analiza s spektri odziva je izvršena z računalniškim programom EAVEK, ki upošteva CQC kombinacijo odziva v posameznih nihajnih oblikah. Rezultati za prečne sile in momente kažejo, da se zaradi nesimetričnosti konstrukcije zaradi potresnega vpliva pojavijo tudi notranje sile pravokotno na smer vzbujanja, ki pa so zanemarljivo majhne. Drugače je ob upoštevanju vpliva naključne ekscentričnosti zaradi katere so, za steno Y7, vrednosti prečnih sil ob vpetju za 39 %, vrednosti momentov pa za 37 % večje kot pri izračunu brez upoštevanja naključne ekscentričnosti. Razlike zaradi upoštevanja vpliva naključne ekscentričnosti za steno X1 v kritični 4. etaži pa so, nasprotno, zanemarljive. Maksimalni pomik na vrhu etaže v X smeri znaša 4,46 cm, v Y smeri pa 1,19 cm. Maksimalni etažni pomik v X smeri znaša 0,98 cm (v 8. etaži), v Y smeri pa 0,19 cm (v 4. etaži). Za mejno stanje nosilnosti ni potrebno upoštevati teorije drugega reda. Zahteva o omejitvi poškodb je izpolnjena, saj je izpolnjen pogoj omejitve etažnih pomikov.

2.4 Projektiranje za stopnjo duktilnosti DCM

Z ustreznimi podatki iz prvih treh razdelkov (podatki o konstrukciji, vplivi na konstrukcijo in mase konstrukcije, modeliranje in analiza) sem v zadnjem opisal še dimenzioniranje in konstruiranje posameznih nosilnih elementov za stopnjo duktilnosti DCM. Prikazan je postopek za projektiranje dveh nosilnih elementov, ki potekata od temeljev do vrha zgradbe in sicer po enega za vsako izmed glavnih nosilnih smeri X in Y. Ob predpisanih geometrijskih omejitvah in izračunanih projektnih notranjih silah je projektirana konzolna stena X1 za nosilno smer X in stena z odprtini Y7 za smer Y. Preverjen je pogoj za normirano osno silo in določena upogibna in strižna nosilnost. V nadaljevanju je opisan še način določanja stremenske armature in pravila za določitev sidranja in preklopov vertikalne in horizontalne armature.

2.4.1 Geometrijske omejitve za duktilne stene

5.4.3.4.2(1) Širina stojine b_{w0} (v metrih) mora zadostiti naslednjemu izrazu:

$$b_{w0} \geq \max \{0,15; h_s / 20\}$$

kjer je h_s svetla etažna višina v metrih.

Etaži 1 in 2:

$$b_{w0} \geq \max \{0,15; 2,3 / 20\} = \max \{0,15; 0,115\} = 0,15 \text{ m} \quad (31)$$

Izberem: $b_{w0} = 20 \text{ cm}$

Etaža 4:

$$b_{w0} \geq \max \{0,15; 4,17 / 20\} = \max \{0,15; 0,2085\} = 0,2085 \text{ m} \quad (32)$$

Širine stojin sten v 4. etaži morajo biti zaradi geometrijskih omejitev široke vsaj 20,85 cm. Vendar pa zaradi koncentracije napetosti v 4. etaži, velike višine in konstrukcijskih zahtev, ki so opisane v naslednjih razdelkih, izberemo širino sten v 4. etaži $b_{w0} = 30$ cm.

Izberem: $b_{w0} = 30$ cm

Etaže 3,5,6,7 in 8:

$$b_{w0} \geq \max \{0,15; 2,6 / 20\} = \max \{0,15; 0,13\} = 0,15 \text{ m} \quad (33)$$

Izberem: $b_{w0} = 20$ cm

2.4.2 Projektni učinki vplivov (projektne notranje sile) za duktilne stene

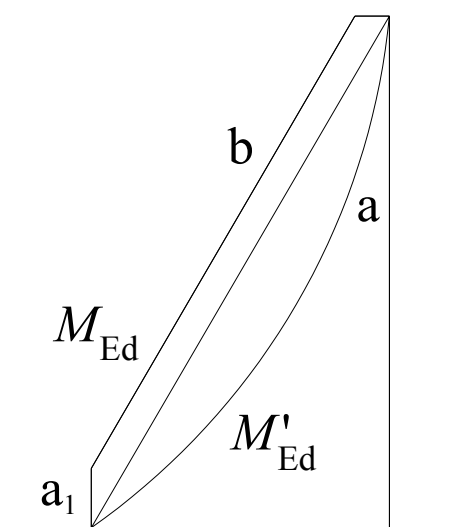
5.4.2.4(1) Upoštevati se mora (vsaj z ustreznimi poenostavljenimi metodami) nezanesljivosti v analizi in pri neelastičnih dinamičnih učinkih. Če nimamo natančnejše metode, se lahko uporabi pravila za določanje projektnih ovojnica upogibnih momentov in faktorjev povečanja za prečne sile, ki so podana v členih v nadaljevanju.

5.4.2.4(4)P Upoštevati se mora nezanesljivosti pri razporeditvi momenta vzdolž višine vitkih primarnih sten (vitke so stene, ki imajo razmerje med višino in dolžino h_w/l_w večje od 2,0).

Nezanesljivost pri razporeditvi momenta je upoštevana pri dimenzioniranju stene X1 v razdelku 2.4.3.1. Stena X1 je vitka od 4. etaže navzgor. Na tem delu je podana ovojnica diagrama upogibnih momentov. Razmerje h_w/l_w stene Y7 je manjše kot 2, zato za steno Y7 ni potrebno upoštevati nezanesljivosti pri razporeditvi momenta.

5.4.2.4(5) Ne glede kakšen tip analize uporabljamo, se lahko zahteva (4)P iz tega podčlena izpolni z uporabo naslednjega poenostavljenega postopka.

Diagram projektnih upogibnih momentov vzdolž višine stene se poda z ovojnico diagrama upogibnih momentov iz analize, ki je premaknjena v navpični smeri (premik momentne črte). Predpostavi se lahko linearno ovojnico s pogojem, da konstrukcija nima po višini pomembnih nezveznosti v masah, togosti ali nosilnosti (glej sliko 5.3). Premik momentne črte naj bo skladen s privzetim naklonom tlačnih diagonal pri preverjanju striga v mejnem stanju nosilnosti. Pri tem se upošteva možno pahljačasto razporeditev tlačnih diagonal v bližini vpetja in stropnih plošč, ki delujejo kot vezi.



Legenda

- a* momentni diagram iz analize
- b* projektna ovojnica
- a*₁ premik momentne črte

Slika: Ovojnica upogibnih momentov za projektiranje vitkih sten (stenasti sistem)

5.4.2.4(6)P Upoštevati je treba možno povečanje prečnih sil zaradi plastifikacije ob vpetju primarnih potresnih sten.

5.4.2.4(7) Zahtevi (6)P tega podčlena se lahko zadosti, če se upošteva projektne prečne sile, ki so za 50% večje od tistih, ki so bile določene z analizo.

Za projektne vrednosti prečnih sil za potresno projektno stanje v steni X1 in Y7 je potrebno vse vrednosti prečnih sil iz analize povečati za 50 % (2.4.3.1 in 2.4.4.1).

2.4.3 Dimenzioniranje stene X1

2.4.3.1 Notranje sile

(1) Notranje sile dobljene z programom EAVEK

V pregledicah 14 in 15 so prikazane vrednosti prečnih sil in momentov, dobljene iz analize za potresno projektno stanje s programom EAVEK. Upoštevan je vpliv naključne ekscentričnosti in kombinacija vodoravnih komponent potresnega vpliva $E_{Edx} + 0,3 E_{Edy}$ ter vpliv zemeljskega pritiska.

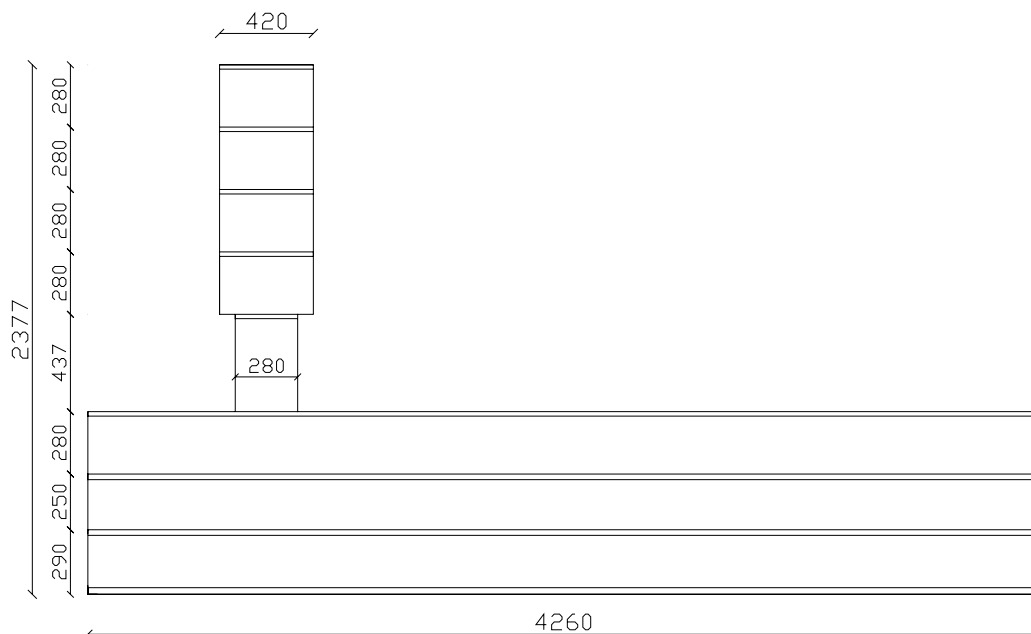
Preglednica 14: Vrednosti prečnih sil za steno X1

Etaža	$V_{Ed,Ex}$ [kN]	$V_{Ed,Ey}$ [kN]	$V_{Ed,Ex} +$ $0,3V_{Ed,Ey}$	$V_{Ed,G}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
8	183	8	185	0	185
7	249	8	251	0	251
6	290	9	293	0	293
5	273	11	276	0	276
4	558	20	564	0	564
3	4223	311	4316	16	4332
2	1808	1177	2161	168	2329
1	1565	841	1817	238	2055

Preglednica 15: Vrednosti momentov za steno X1

Etaža	$M'_{Ed,Ex}$ [kNm]	$M'_{Ed,Ey}$ [kNm]	$M'_{Ed,Ex} + 0,3M'_{Ed,Ey}$	$M'_{Ed,G}$ [kNm]	M'_{Ed} [kNm]
8	512	22	519	0	519
7	1184	34	1194	0	1194
6	1905	54	1921	0	1921
5	2494	76	2517	0	2517
4	4713	158	4760	4	4764
3	27289	1327	27687	57	27744
2	31485	4225	32753	480	33233
1	35570	6646	37564	1163	38727

V preglednicah 14 in 15 lahko vidimo, da v etažah 1 do 3 pride do veliko večjih notranjih sil v primerjavi z notranjimi silami v etažah 4 do 8. Kot je bilo že opisano, preide stena X1 z dolžino 2,8 m v 4. etaži, v 42,6 m dolgo steno v etažah 1 do 3 (slika 9). Kljub velikim notranjim silam v spodnjih treh etažah, je za strižno in upogibno nosilnost kritičen prerez v etaži 4.

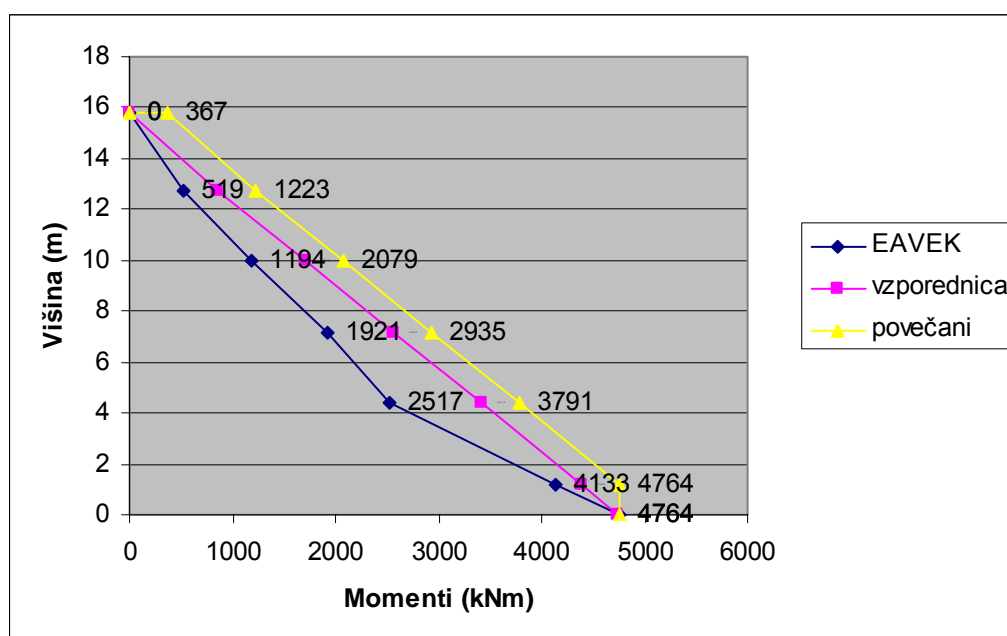


Slika 9: Naris stene X1

(2) Ovojnica momentov

Stena je vitka od 4. etaže navzgor, kjer konstrukcija nima po višini pomembnih nezveznosti v masah, togosti ali nosilnosti in se lahko predpostavi linearno ovojnico. Najmanjša vrednost za pomik momentne črte a_1 , če privzamemo naklon tlačnih diagonal pod kotom 45° stopinj, je $z/2$, kjer je z ročica notranjih sil v prerezu stene. Ker je $z = 0,8 * l_w$, ($l_w = 2,8$ m) sledi $a_{1,min} = 1,12$ m.

Izberem $a_1 = 1,2$ m.



Slika 10: Ovojnica momentov za steno X1 od 4. etaže navzgor

(3) Projektne obremenitve

Vrednosti prečnih sil iz analize za potresno projektno stanje so povečane za 50 %, vrednosti momentov pa so povečane od 4. etaže navzgor zaradi nezanesljivosti vzdolž vitkih sten z ovojnico momentov. Osne sile dobim s prevzemom vertikalne obremenitve vplivnih površin za steno X1 s programom SAP po posameznih etažah in z lastno težo ter stalno obtežbo stene X1.

Preglednica 16: Projektne obremenitve stene X1

Etaža	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]
8	118	278	1223
7	284	377	2079
6	449	439	2935
5	614	414	3791
4	897	846	4764
3	3979	6498	27744
2	4806	3494	33233
1	5732	3083	38727

V naslednjem razdelku 2.4.3.2 o preverjanju mejnih stanj bom prikazal izračun za kritičen prerez v 4. etaži. Projektne obremenitve na katere bom preveril strižno in upogibno nosilnost prereza so torej projektna osna sila $N_{Ed} = 897$ kN, projektna prečna sila $V_{Ed} = 846$ kN in projektna vrednost momenta $M_{Ed} = 4764$ kNm.

2.4.3.2 Preverjanje mejnih stanj

2.4.3.2.1 Normirana osna sila

5.4.3.4.1(2) Normirana osna sila v_d v primarnih potresnih stenah ne sme preseči 0,4.

Normirana osna sila v_d v steni X1 je največja v etaži 4:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_C \cdot f_{cd}} < 0,4 \quad (34)$$

kjer je

$N_{Ed} = 897$ kN ...projektna osna sila
 $A_C = 1,14 \text{ m}^2 = 11400 \text{ cm}^2$...prečni prerez stene X1 v 4. etaži
 $f_{cd} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$...projektna tlačna trdnost betona

$$v_d = \frac{897 \text{ kN}}{11400 \text{ cm}^2 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2} = 0,047 < 0,4 \quad (35)$$

2.4.3.2.2 Strižna nosilnost

Na strig je kritična etaža 4, kjer je glede na strižni prerez največja strižna obremenitev. V nadaljevanju je prikazan postopek določitve strižne armature. Projektna vrednost prečne sile v etaži 4 znaša $V_{Ed} = 846 \text{ kN}$. Najprej preverimo, če lahko sam beton prevzame strižno obremenitev. Projektiram v skladu z EN 1992-1-1:2004, razdelek 6.2.

(1) Najprej preverimo če lahko sam beton prevzame strižno obremenitev

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (6.2a, EN 1992-1-1:2004)$$

kjer je

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

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1 + (200 / 2100)^{1/2} = 1,31 < 2,0, \quad d \text{ v mm}$$

$$d = 280 - 70 = 210 \text{ cm} \quad \dots \text{dolžina od roba prereza do težišča natezne armature}$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 44,64 \text{ cm}^2 / (30 \text{ cm} \cdot 210 \text{ cm}) = 0,0071 < 0,02$$

$$A_{sl} = 18,48 \text{ cm}^2 + 2 \cdot 5,03 \text{ cm}^2 / \text{m} \cdot 2,6 \text{ m} = 44,64 \text{ cm}^2$$

...količina natezne armature (upoštevam armaturo 12 palic $\Phi 14$
mm in dve mreži Q 503)

$$f_{ck} = 25,0 \text{ MPa} \quad \dots \text{karakteristična tlačna trdnost betona}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 897 \text{ kN} / 11400 \text{ cm}^2 = 0,079 \text{ kN/cm}^2 < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,344 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_1 = 0,15$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,31 \cdot (100 \cdot 0,0071 \cdot 25 \text{ MPa})^{1/3} + 0,15 \cdot 0,79 \text{ MPa} \right] \cdot 300 \text{ mm} \cdot 2100 \text{ mm} \quad (36)$$

$$V_{Rd,c} = 332996 \text{ N} = 333 \text{ kN}$$

Najmanjša vrednost pa je:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (6.2b, EN 1992-1-1:2004)$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,31^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,262$$

$$V_{Rd,c} = (0,262 + 0,15 \cdot 0,79 \text{ MPa}) \cdot 300 \text{ mm} \cdot 2100 \text{ mm} = 239715 \text{ N} = 239,72 \text{ kN} \quad (37)$$

$$V_{Ed} = 846 \text{ kN} > 333 \text{ kN} = V_{Rd,c} \quad (38)$$

Sam beton ne more prevzeti striga, zato je potrebno ves strig prevzeti s strižno armaturo.

(2) Določitev minimalne horizontalne armature v stojini stene:

$$\rho_{h,min} = \frac{A_{sw}}{b_{w0} \cdot l_w} \geq 0,002 \quad (39)$$

kjer je

$\rho_{h,min}$	minimalni volumski delež horizontalnih palic
b_{w0}	širina stojine stene
l_w	dolžina stene
A_{sw}	prerez prečnih ojačitev

Etaža 4:

$$b_{w0} = 30 \text{ cm}$$

$$A_{sw} = 3,08 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 2 \cdot 2,8 \text{ m} = 17,25 \text{ cm}^2$$

$$l_w = 280 \text{ cm}$$

$$\rho_{h,min} = \frac{17,25 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} \cdot 280 \text{ cm}} = 0,00205 > 0,002 \quad (40)$$

Minimalna mrežna armatura v 4. etaži: 2 mreži Q 308

Ostale etaže:

$$b_{w0} = 20 \text{ cm}$$

$$A_{sw} = 2,26 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 2 \cdot 2,8 \text{ m} = 12,66 \text{ cm}^2$$

$$l_w = 280 \text{ cm}$$

$$\rho_{h,\min} = \frac{12,66 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm} \cdot 280 \text{ cm}} = 0,0023 > 0,002 \quad (41)$$

Minimalna mrežna armatura v ostalih etažah: 2 mreži Q 226

(3) Strižna nosilnost za elemente s strižno armaturo

Za elemente s strižno armaturo, je strižna nosilnost V_{Rd} manjša vrednost od:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (6.8, \text{EN } 1992-1-1:2004)$$

in

$$V_{Rd,\max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (6.9, \text{EN } 1992-1-1:2004)$$

kjer je

A_{sw} prečni prerez horizontalnih palic mrežne armature

s razmak med stremeni

z ročica notranjih sil (po EN 1992-1-1:2004 se upošteva $z = 0,8 l_w$)

θ naklon tlačnih diagonal

f_{ywd} projektna meja plastičnosti za prečne ojačitve

α_{cw} koeficient stanja napetosti ($\alpha_{cw} = 1$, za elemente, ki niso prednapeti)

v_1 faktor zmanjšane nosilnosti za porušitev betona v strigu

Izračun za minimalno horizontalno armaturo, 2 mreži Q 308:

$$A_{sw} / s = 2 \cdot 3,08 \text{ cm}^2/\text{m} = 6,16 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \dots \text{delež horizontalnih palic mrežne armature}$$

$z = 0,8 \cdot 280 \text{ cm} = 224 \text{ cm} = 2,24 \text{ m}$...ročica notranjih sil (po EN 1992-1-1:2004 se upošteva $z = 0,8 l_w$)
$f_{ywd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$...projektna meja plastičnosti za prečne ojačitve
$\theta = 45^\circ$...naklon tlačnih diagonal
$\alpha_{cw} = 1$...koeficient stanja napetosti ($\alpha_{cw} = 1$, za elemente, ki niso prednapeti)
$v_1 = v = 0,6 \cdot [1 - f_{ck} / 250] = 0,54$...faktor zmanjšane nosilnosti za porušitev betona v strigu
$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$...karakteristična tlačna trdnost betona

$$V_{Rd,s} = 6,16 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 2,24 \text{ m} \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1 = 599,95 \text{ kN} \quad (42)$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 224 \text{ cm} \cdot 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 3030,05 \text{ kN} \quad (43)$$

$$V_{Ed} = 846 \text{ kN} > 600 \text{ kN} = V_{Rd} = V_{Rd,s} \quad (44)$$

Minimalna mrežna armatura, 2 mreži Q 308, ne zadostuje za prevzem striga v 4. etaži.

Izračun za dve mreži Q 503:

$$A_{sw} / s = 2 \cdot 5,03 \text{ cm}^2/\text{m} = 10,06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$V_{Rd,s} = 10,06 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 2,24 \text{ m} \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1 = 979,80 \text{ kN} \quad (45)$$

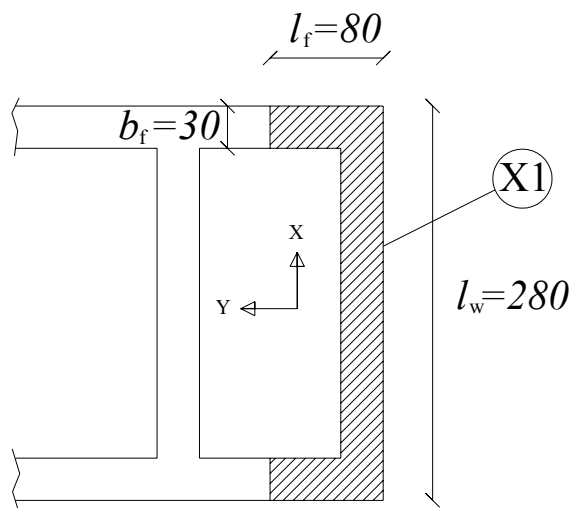
$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 224 \text{ cm} \cdot 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 3030,05 \text{ kN} \quad (46)$$

$$V_{Ed} = 846 \text{ kN} < 980 \text{ kN} = V_{Rd} = V_{Rd,s} \quad (47)$$

**Izberem strižno (mrežno) armaturo: dve mreži Q 503
Palice Φ 8 mm / 10 cm**

2.4.3.2.3 Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti

5.4.3.4.2(7) *Objet robni element ni potreben vzdolž prirobnic stene, ki imajo debelino $b_f \geq h_s/15$ in širino $l_f \geq h_s/5$, kjer h_s označuje svetlo etažno višino (slika). Vendar pa so objeti robni elementi lahko potrebni na konceh takih prirobnic, da preprečijo zvoj izven ravnine stene.*



Slika 11: Prirobnici stene X1 v 4. etaži

Etaža 4:

$$b_f = 30 \text{ cm} \geq h_s / 15 = 417 \text{ cm} / 15 = 27,8 \text{ cm} \quad (48)$$

$$l_f = 80 \text{ cm} \geq h_s / 5 = 417 \text{ cm} / 5 = 83,4 \text{ cm} \quad (49)$$

Kljub temu, da pogoju ni zadoščeno, ne potrebujem robnega stebra, saj je stena zelo kratka (2,8 m) in ker z sosednjo steno in prirobnicama tvori jedro, bi zelo težko prišlo do zvoja izven ravnine stene.

2.4.3.2.4 Upogibna nosilnost

Na upogib je kritična etaža 4, kjer je upogibna obremenitev glede na prečni prerez največja. Projektna vrednost momenta na dnu etaže 4 znaša $M_{Ed} = 4764 \text{ kNm}$ ob projektni osni sili $N_{Ed} = 897 \text{ kN}$.

5.4.3.4.1(3)P V računu upogibne nosilnosti prerezov se mora upoštevati navpična armatura v stojini.

(1) Vogalna armatura

Na vogalih, kjer se združita stojina in pasnici, dam konstruktivno armaturo:

Izberem armaturo v vogalu: 12 palic Φ 14 mm

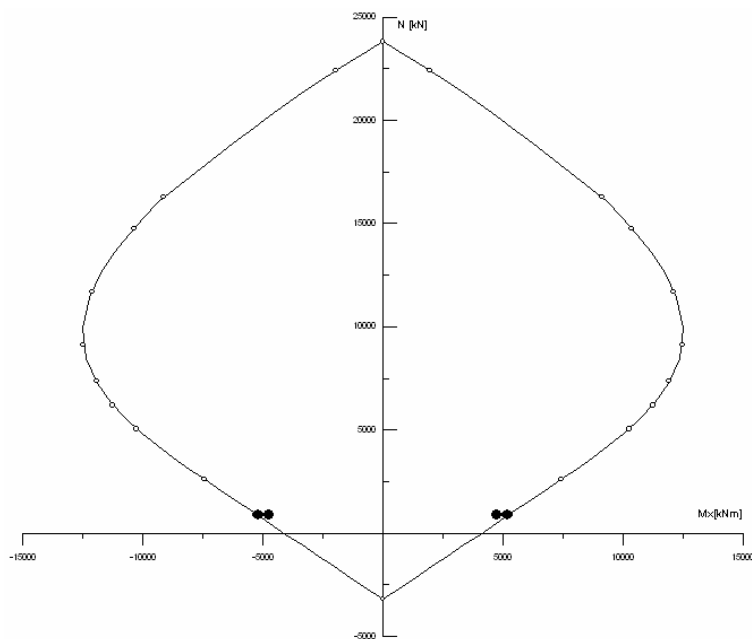
(2) Projektna upogibna nosilnost

Izračun s programom DIAS za 2 * 12 palic Φ 14 mm in 2 mreži Q 503:

$$N_{Ed} = 897 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 4764 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 4764 \text{ kNm} < 5200 \text{ kNm} = M_{Rd} \quad (50)$$



Slika 12: Interakcijski diagram stene X1 v 4. etaži

V interakcijskem diagramu na sliki 12 vidimo, da znaša projektna upogibna odpornost M_{Rd} pri projektni osni sili 897 kN, 5200 kNm in je večja od projektne upogibne obremenitve $M_{Ed} = 4764$ kNm, torej količina vzdolžne armature zadostuje.

(3) Pogoj minimalne vertikalne armature v steni

$$\rho_{v,\min} = \frac{A_s}{b \cdot l} \geq 0,003 \quad (51)$$

$\rho_{v,\min}$...minimalni volumski delež vertikalnih palic

$b = 30$ cm ...širina stene

$l = 380$ cm ...dolžina stene

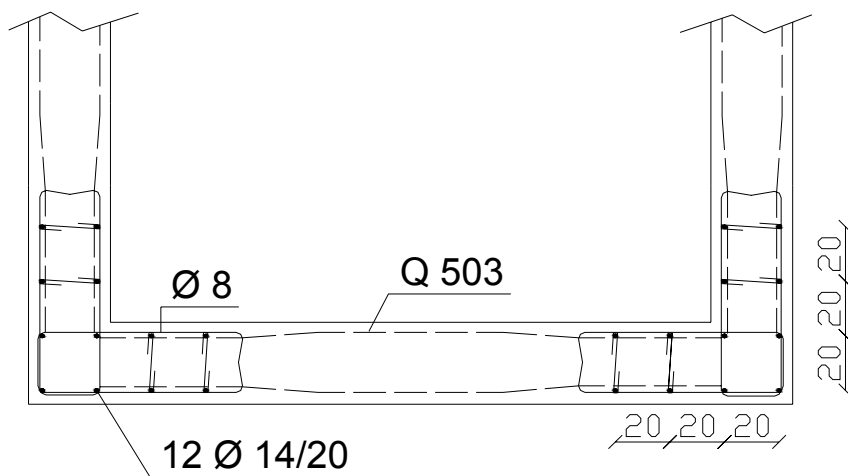
$$A_s = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 2 \cdot 3,8 \text{ m} + 2 \cdot 12 \cdot \pi \cdot (0,7 \text{ cm})^2 = 75,17 \text{ cm}^2$$

...skupni prerez vertikalne armature

$$\rho_{h,\min} = \frac{75,17 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} \cdot 380 \text{ cm}} = 0,0066 > 0,003 \quad (52)$$

Izberem armaturo: 2 * 12 palic Φ 14 mm + dve mreži Q 503

Detajl prečnega prereza stene X1 v 4. etaži je prikazan na sliki 13.



Slika 13: Prečni prerez stene X1 v 4. etaži

Izbrana armatura po posameznih etažah je izračunana s programom DIAS in je prikazana v preglednici 17.

Preglednica 17: Izbrana armatura za element X1 v posameznih etažah

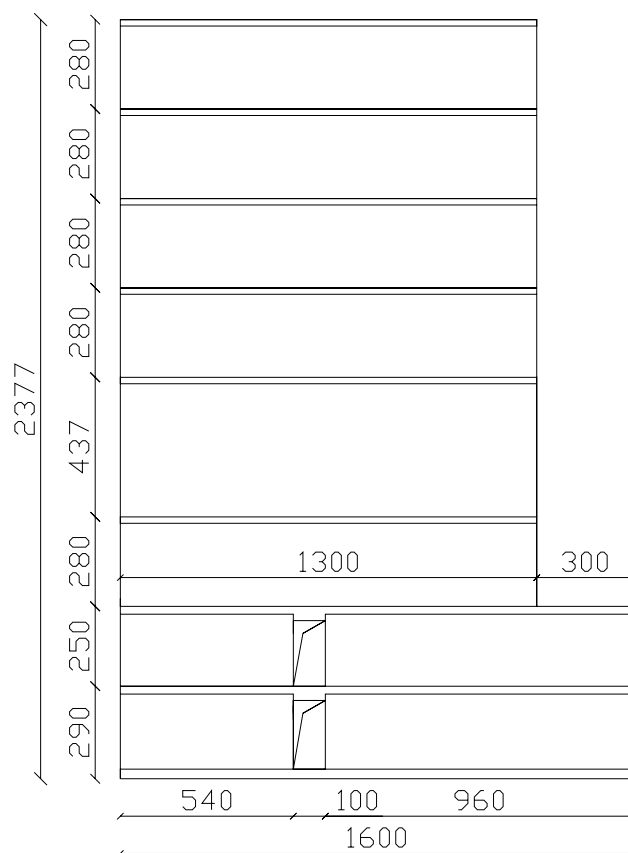
Etaža	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Armaturene mreže	Vertikalne palice
8	118	1223	3100	Q 226	12 Φ 14
7	284	2079	3300	Q 226	12 Φ 14
6	449	2935	3500	Q 226	12 Φ 14
5	614	3791	3800	Q 226	12 Φ 14
4	897	4764	5200	Q 503	12 Φ 14
3	3979	27744	280000	Q 226	12 Φ 14
2	4806	33233	300000	Q 226	12 Φ 14
1	5732	38727	320000	Q 226	12 Φ 14

2.4.4 Dimenzioniranje stene Y7

2.4.4.1 Notranje sile

(1) Notranje sile dobljene z programom EAVEK

V tabelah XY so prikazane vrednosti prečnih sil in momentov, dobljene z modalno analizo z programom EAVEK. Upoštevan je vpliv naključne ekscentričnosti in kombinacija vodoravnih komponent potresnega vpliva $E_{Edx} + 0,3 E_{Edy}$ ter vpliv zemeljskega pritiska. V spodnjih dveh etažah je stena razdeljena na 5,4 m dolgo levo in 9,6 m dolgo desno steno in povezana z prečko (slika 14). Zaradi velikega vztrajnostnega momenta je za strižno in upogibno nosilnost kritičen prerez desne stene ob vpetju, zato so v spodnjih dveh etažah prikazani rezultati za desno steno.



Slika 14: Naris stene Y7

Preglednica 18: Vrednosti prečnih sil iz analize za steno Y7

Etaža	$V_{Ed,Ex}$ [kN]	$V_{Ed,Ey}$ [kN]	$V_{Ed,Ex} + 0,3V_{Ed,Ey}$	$V_{Ed,G}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
8	1052	144	1095	14	1109
7	1396	184	1451	16	1467
6	1696	216	1761	20	1781
5	1916	198	1975	24	1999
4	1880	224	1947	26	1973
3	1074	176	1127	128	1255
2	1337	190	1394	511	1905
1	1217	128	1255	1135	2390

Preglednica 19: Vrednosti momentov

Etaža	$M_{Ed,Ex}$ [kNm]	$M_{Ed,Ey}$ [kNm]	$M_{Ed,Ex} + 0,3M_{Ed,Ey}$	$M_{Ed,G}$ [kNm]	M_{Ed} [kNm]
8	1368	204	1429	18	1447
7	2992	406	3114	30	3144
6	4598	622	4785	34	4819
5	6324	754	6550	16	6566
4	8206	996	8505	154	8659
3	4066	735	4287	447	4734
2	6396	346	6500	701	7201
1	9500	404	9621	3794	13415

V preglednicah 18 in 19 vidimo, da se največje vrednosti prečnih sil in momentov pojavijo ob vpetju, kjer je vrednost prečnih sil zaradi vpliva zemeljskega pritiska le malenkost manjša v primerjavi z vrednostmi zaradi potresnega vpliva. Vrednost momentov zaradi vpliva zemeljskega vpliva pa ob vpetju pa znaša 39 % vrednosti momentov zaradi potresnega vpliva.

(2) Projektne obremenitve

Projektne obremenitve s katerimi dimenzioniramo steno Y7 so določene za potresno obtežno kombinacijo $G + A_{Ed} + 0,3Q$. Vrednosti prečnih sil iz analize z programom EAVEK so povečane za 50%, medtem ko vrednosti momentov ostanejo enake kot iz analize, saj stena ni vitka in jih ni potrebno povečati z ovojnico momentov zaradi nezanesljivosti vzdolž vitkih

sten. Osne sile dobim z prevzemom vertikalne obremenitve vplivnih površin za steno Y7 z programom SAP po posameznih etažah in z lastno težo ter stalno obtežbo stene Y7. V spodnjih dveh etažah so prikazane dvojne vrednosti projektnih osnih sil. V prvem primeru so to osne sile, ko zaradi potresnega vpliva pride do natezne obremenitve v steni z odprtini v spodnjih dveh etažah. V drugem primeru pa so to osne sile, ko zaradi potresnega vpliva pride v spodnjih dveh etažah do tlačne obremenitve.

Preglednica 20: Projektne obremenitve stene z odprtini Y7

Etaža	N_{Ed} (nateg) [kN]	N_{Ed} (tlak) [kN]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]
8	572	572	1664	1447
7	1070	1070	2201	3144
6	1567	1567	2671	4819
5	2064	2064	2999	6566
4	2860	2860	2960	8659
3	3169	3169	1882	4734
2	837	7047	2858	7201
1	1248	7596	3586	13415

Tudi ko zaradi potresnega vpliva pride do natezne obremenitve v spodnjih dveh etažah, je desna stena zaradi velike obtežbe lastne teže in stalne obtežbe ter koristne obtežbe še vedno obremenjena tlačno. V naslednjem podpoglavju? o preverjanju mejnih stanj bom prikazal izračun za kritičen prerez desne stene ob vpetju. Potrebno je preveriti normirano osno silo za projektno osno silo $N_{Ed} = 7596$ kN. Kritične projektne obremenitve na katere bom preveril strižno in upogibno nosilnost prereza pa so tiste, ko zaradi potresnega vpliva pride do natezne obremenitve v spodnjih dveh etažah. Projektna osna sila $N_{Ed} = 1248$ kN, projektna prečna sila $V_{Ed} = 3586$ kN in projektna vrednost momenta $M_{Ed} = 13415$ kNm.

2.4.4.2 Preverjanje mejnih stanj

2.4.4.2.1 Normirana osna sila

Normirana osna sila v_d v steni ob vpetju (preverim za primer, ko zaradi potresnega vpliva pride do tlačne obremenitve):

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{7596 \text{ kN}}{21500 \text{ cm}^2 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2} = 0,212 < 0,4 \quad (53)$$

$N_{Ed} = 7596 \text{ kN}$...projektna osna sila ob vpetju desne stene Y7

$A_c = 2,15 \text{ m}^2 = 21500 \text{ cm}^2$...prečni prerez desne stene Y7 ob vpetju

$f_{cd} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$...projektna tlačna trdnost

2.4.4.2.2 Strižna nosilnost

(1) Najprej preverimo če lahko sam beton prevzame obremenitev

Preveritev strižne nosilnosti za primer, ko potresni vpliv povzroča natezno obremenitev:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (6.2a, \text{EN } 1992-1-1:2004)$$

kjer je

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_C = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/5800)^{1/2} = 1,19 < 2,0, \quad d \text{ v mm}$$

$$d = 960 - 380 = 580 \text{ cm} \quad \dots \text{dolžina od roba prereza do težišča natezne armature}$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 133,4 \text{ cm}^2 / (20 \text{ cm} \cdot 580 \text{ cm}) = 0,0115 < 0,02$$

$$A_{sl} = 20,36 \text{ cm}^2 + 2 \cdot 6,28 \text{ cm}^2 / \text{m} \cdot 9 \text{ m} = 133,4 \text{ cm}^2$$

...količina natezne armature (upoštevam armaturo 18 palic Φ 12 mm in dve mreži Q 628)

$$f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$$

...karakteristična tlačna trdnost betona

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 7596 \text{ kN} / 21500 \text{ cm}^2 = 0,353 \text{ kN/cm}^2 > 0,2 \cdot f_{cd} = 0,344 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_1 = 0,15$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,19 \cdot (100 \cdot 0,0115 \cdot 25 \text{ MPa})^{1/3} + 0,15 \cdot 3,44 \text{ MPa} \right] \cdot 200 \text{ mm} \cdot 5800 \text{ mm} \quad (54)$$

$$V_{Rd,c} = 1106016 \text{ N} = 1106,02 \text{ kN}$$

Najmanjša vrednost pa je:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (6.2b, \text{EN } 1992-1-1:2004)$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,19^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,227$$

$$V_{Rd,c} = (0,227 + 0,15 \cdot 3,44 \text{ MPa}) \cdot 200 \text{ mm} \cdot 5800 \text{ mm} = 861880 \text{ N} = 861,88 \text{ kN} \quad (55)$$

$$V_{Ed} = 3586 \text{ kN} > 1106 \text{ kN} = V_{Rd,c} \quad (56)$$

Sam beton ne more prevzeti striga, zato je potrebno ves strig prevzeti s strižno armaturo.

(2) Strižna nosilnost za elemente s strižno armaturo

Za elemente s strižno armaturo, je strižna nosilnost V_{Rd} manjša vrednost od:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (6.8, \text{EN } 1992-1-1:2004)$$

in

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (6.9, EN 1992-1-1:2004)$$

kjer je

- A_{sw} prečni prerez horizontalnih palic mrežne armature
- s razmak med stremeni
- z ročica notranjih sil (po EN 1992-1-1:2004 se upošteva $z = 0,8 l_w$)
- θ naklon tlačnih diagonal
- f_{ywd} projektna meja plastičnosti za prečne ojačitve
- α_{cw} koeficient stanja napetosti ($\alpha_{cw} = 1$, za elemente, ki niso prednapeti)
- v_1 faktor zmanjšane nosilnosti za porušitev betona v strigu

Izračun za minimalno horizontalno armaturo ob vpetju stene, 2 mreži Q 226:

$$A_{sw} / s = 2 \cdot 2,26 \text{ cm}^2/\text{m} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$z = 0,8 \cdot 960 \text{ cm} = 768 \text{ cm} = 7,68 \text{ m}$$

$$f_{ywd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$v_1 = v = 0,6 \cdot [1 - f_{ck} / 250] = 0,54$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,s} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 7,68 \text{ m} \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1 = 1509,35 \text{ kN} \quad (57)$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 768 \text{ cm} \cdot 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 6925,82 \text{ kN} \quad (58)$$

$$V_{Ed} = 3586 \text{ kN} > 1509 \text{ kN} = V_{Rd} = V_{Rd,s} \quad (59)$$

Minimalna mrežna armatura, 2 mreži Q 226, ne zadostuje za prevzem striga ob vpetju stene.

Izračun za 2 mreži Q 628:

$$A_{sw} / s = 2 \cdot 6,28 \text{ cm}^2/\text{m} = 12,56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$V_{Rd,s} = 12,56 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 7,68 \text{ m} \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1 = 4194,12 \text{ kN} \quad (60)$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 768 \text{ cm} \cdot 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 6925,82 \text{ kN} \quad (61)$$

$$V_{Ed} = 3586 \text{ kN} < 4194 \text{ kN} = V_{Rd} = V_{Rd,s} \quad (62)$$

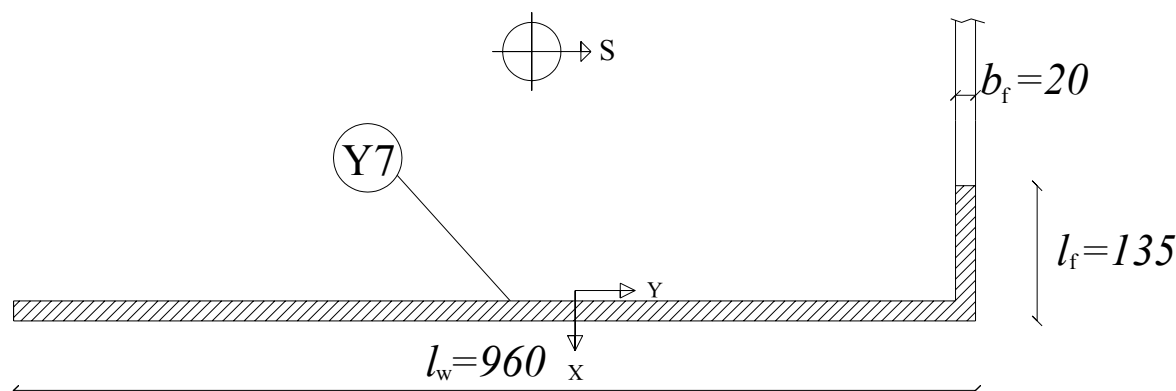
**Izberem strižno (mrežno) armaturo: dve mreži Q 628
Palice Φ 10 mm / 12,5 cm**

2.4.4.2.3 Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti

(1) Določitev področja robnega stebra

5.4.3.4.2(7) *Objet robni element ni potreben vzdolž prirobnic stene, ki imajo debelino $b_f \geq h_s/15$ in širino $l_f \geq h_s/5$, kjer h_s označuje svetlo etažno višino (slika 5.9). Vendar pa so objeti robni elementi lahko potrebni na konceh takih prirobnic, da preprečijo zvoj izven ravnine stene.*

Desna stena Y7 ima ob vpetju na S strani prirobnico dolžine 135 cm in širine 20 cm. Na drugi strani, pri odprtini, pa se stena konča s prostim robom.



Slika 15: Prečni prerez desne stene Y7 ob vpetju

$$b_f = 20 \text{ cm} \geq h_s / 15 = 230 \text{ cm} / 15 = 15,33 \text{ cm} \quad (63)$$

$$l_f = 135 \text{ cm} \geq h_s / 5 = 230 \text{ cm} / 5 = 46 \text{ cm} \quad (64)$$

Stena ima dovolj veliko prirobnico na S strani, tako da ni potreben objeti robni element, ki pa je potreben na prostem koncu stene pri odprtini.

Višina kritičnega območja:

5.4.3.4.2(1) *Višina kritičnega območja h_{cr} nad vpetjem se oceni:*

$$h_{cr} = \max[l_w, h_w / 6]$$

z omejitvijo

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

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

V primeru stene Y7, je mesto vpetja na nivoju temeljev, nad katerim določimo višino kritičnega območja za $n = 8$ etaž.

$$h_{cr} = \max[9,6 \text{ m}, 23,77 \text{ m} / 6 = 3,96 \text{ m}] = 9,6 \text{ m} \quad (65)$$

z omejitvijo

$$h_{cr} \leq [2 \cdot 9,6 \text{ m} = 19,2 \text{ m}, 2 \cdot 2,3 \text{ m} = 5,4 \text{ m}] = 4,6 \text{ m} \quad (66)$$

Izberem robni steber v višini dveh etaž.

Izberem višino kritičnega območja (robni steber): $h_{cr} = 5 \text{ m}$

Dolžina robnega stebra:

Dolžina robnega elementa ne sme biti manjša od $0,15 l_w$ ali $1,5 b_w$ (SIST EN 1998-1:2005, 5.4.3.4.2(6))

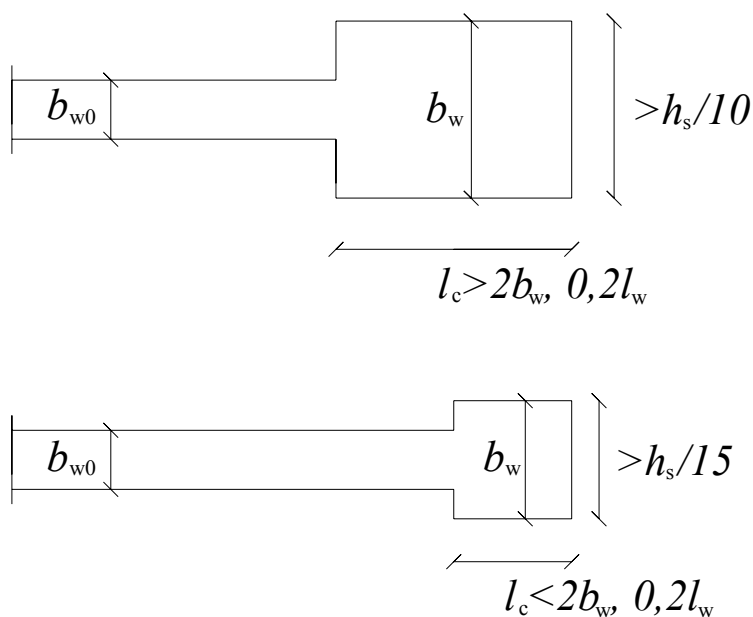
$$0,15 \cdot l_w = 0,15 \cdot 960 \text{ cm} = 144 \text{ cm} \quad (67)$$

$$1,5 \cdot b_w = 1,5 \cdot 20 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \quad (68)$$

Izberem dolžino robnega stebra: $l_c = 160 \text{ cm}$

Debelina robnega stebra:

5.4.3.4.2(10) Debelina objetega dela prereza stene (robni elementov) ne sme biti manjša od 200 mm. Poleg tega, ne sme biti manjša od $h_s/15$, če dolžina objetega dela ni daljša od $0,2l_w$ ali $2b_w$ (upošteva se večja vrednost). Če pa je dolžina objetega dela daljša od večje vrednosti od $0,2l_w$ in $2b_w$, b_w ne sme biti manjša od $h_s/10$ (glej sliko).



Slika: Najmanjša debelina objetih robnih elementov

Dolžina objetega dela je krajša od $0,2 l_w$, zato velja pogoj:

$$b_w \geq \max[20 \text{ cm}, h_s / 15] = \max[20 \text{ cm}, 230 \text{ cm} / 15] = \max[20 \text{ cm}, 15,33 \text{ cm}] = 20 \text{ cm} \quad (69)$$

Izberem debelina robnega stebra: $b_w = 20 \text{ cm}$

(2) Določitev potrebne vzdolžne armature v robnih elementih

5.4.3.4.2(8) *Delež vzdolžne armature v robnih elementih ne sme biti manjši od 0,005.*

$$\rho_{\min} = \frac{A}{l_c \cdot b_w} \geq 0,005 \quad (70)$$

ρ_{\min} ...minimalni delež vzdolžne armature v robnih stebrih

A ...količina vzdolžne armature v robnem stebru

$l_c = 160 \text{ cm}$...dolžina robnega stebra

$b_w = 20 \text{ cm}$...debelina robnega stebra

$$A \geq \rho_{\min} \cdot l_c \cdot b_w = 0,005 \cdot 160 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm} = 16 \text{ cm}^2 \quad (71)$$

**Izberem vzdolžno armaturo v robnem stebru: 18 palic $\Phi 12 \text{ mm}$
 $A_{\text{dejansko}} = 20,36 \text{ cm}^2$**

(3) Določitev stremenske armature v robnih stebrih

5.4.3.2.2(10)P *V kritičnih območjih je potrebno postaviti stremena in prečne vezi s premerom vsaj 6 mm na takšni medsebojni razdalji, da je zagotovljena minimalna duktilnost in preprečen lokalni uklon vzdolžnih armaturnih palic.*

Izberem stremena: fi 8 mm

5.4.3.2.2(11) Upošteva se, da so minimalni pogoji iz (10)P tega podčlena izpolnjeni, če so izpolnjeni naslednji pogoji:

a) razmak stremen s (v milimetrih) ne presega:

$$s = \min \{ b_0 / 2; 175; 8d_{bL} \} \text{ v mm}$$

kjer je

b_0 (v milimetrih) minimalna dimenzija betonskega jedra (merjena do srednje črte stremen), in

d_{bL} minimalni premer vzdolžnih armaturnih palic (v milimetrih).

$$s = \min \{ 145 / 2; 175; 8 \cdot 12 \} = \min \{ 72,5; 175; 96 \} = 72,5 \text{ mm} \quad (72)$$

Izberem razdaljo med stremeni: $s = 5 \text{ cm}$

b) razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi, ne sme biti večja od 200 mm ob upoštevanju EN 1992-1-1:2004, 9.5.3(6).

Izberem razdaljo med vzdolžnimi palicami: 200 mm

(4) Pogoj potrebne armature objetja v robnih stebrih

Preverim za primer, ko potresni vpliv povzroča tlačno obremenitev (bolj kritično kot v primeru natezne obremenitve):

5.4.3.4.2(2) V kritičnih območjih sten mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ vsaj enaka vrednosti izrazov (5.4) in (5.5) v 5.2.3.4(3). V teh izrazih se zamenja osnovno vrednost q_0 s produktom q_0 in maksimalne vrednosti M_{Ed} / M_{Rd} , ki je določeno ob vpetju stene, za potresno projektno stanje. Pri tem je M_{Ed} projektni upogibni moment iz analize in M_{Rd} projektna upogibna nosilnost.

$$(5.4) \quad \mu_{\phi} = 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot T_C / T_1 \quad \text{če } T_1 < T_C$$

$$(5.1) \quad q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5$$

$$M_{Rd} (N_{Ed} = 7596 \text{ kN}) = 54000 \text{ kNm}$$

$$T_1 = 0,327 \text{ s} < 0,5 \text{ s} = T_C$$

$$q_0 = 2,4 \cdot 13415 \text{ kNm} / 54000 \text{ kNm} = 0,6 < 1,5$$

$$k_w = 1 \Rightarrow q_0 = 1,5$$

$$\mu_{\phi} = 1 + 2 \cdot (1,5 - 1) \cdot 0,5 \text{ s} / 0,327 \text{ s} = 2,53 \tag{73}$$

5.4.3.4.2(3) Če se ne uporabi bolj natančna metoda, se lahko predpisana vrednost μ_{ϕ} iz točke (2) tega podčlena zagotovi z armaturo objetja v robnih območjih prereza stene, ki jih imenujemo robni elementi.

5.4.3.4.2(4) Za stene pravokotnega preseka mora mehanski delež potrebne armature objetja ω_{wd} ustrezati izrazu:

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

Vsi parametri za pogoj potrebne armature objetja, razen ω_v , ki je mehanski delež navpične armature v stojini, so definirani v SIST EN 1998-1:2005, 5.4.3.2.2(8) in se glasijo:

ω_{wd} mehanski volumski delež (zaprtih) stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega območja

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{prostornina stremen za objetje}}{\text{prostornina objetega betonskega jedra}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right]$$

v_d normirana osna sila

- μ_ϕ zahtevana vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost
 h_0 višina objetega jedra (merjena od srednje črte stremen)
 b_0 širina objetega jedra (merjena do srednje črte stremen)
 b_c širina celega betonskega prereza
 $\varepsilon_{sy,d}$ projektna vrednost deformacije na meji plastičnosti za natezno armaturo
 α faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra, ki je enak $\alpha = \alpha_n * \alpha_s$. Pri tem velja za pravokotne prereze:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6 \cdot b_0 \cdot h_0$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2 \cdot b_0) \cdot (1 - s / 2 \cdot h_0)$$

kjer je:

n skupno število vzdolžnih armaturnih palic, ki jih v prečni smeri podpirajo stremena ali prečne vezi, in

b_i razdalja med sosednjimi podprtimi palicami

Izračun potrebnih parametrov za pogoj potrebne armature objetja:

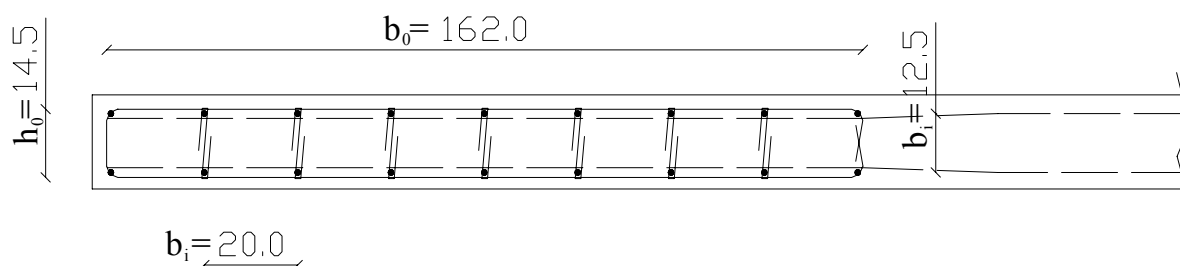
$$\omega_v = \rho_v \cdot f_{yd,v} / f_{cd} = 0,00628 \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2 / 1,67 \text{ kN/cm}^2 = 0,164$$

$$\rho_v = 2 \cdot 6,28 \text{ cm}^2 / (20 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm}) = 0,00628$$

$$\omega_{wd} = \frac{(2 \cdot 162 \text{ cm} + 9 \cdot 14,5 \text{ cm}) \cdot (0,8 \text{ cm})^2 \cdot \pi / 4 \cdot 34,78 \text{ kN/cm}^2}{7,5 \text{ cm} \cdot 162 \text{ cm} \cdot 14,5 \text{ cm}} \cdot \frac{34,78 \text{ kN/cm}^2}{1,67 \text{ kN/cm}^2} = 0,270 > 0,08$$

$$\nu_d = N_{Ed} / A_C \cdot f_{cd} = 7596 \text{ kN} / 21500 \text{ cm}^2 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 = 0,212 < 0,4$$

$$\varepsilon_{sy,d} = f_{yd} / \sigma_{sy,d} = 34,78 \text{ kN/cm}^2 / 21000 \text{ kN/cm}^2 = 0,0017$$



Slika 16: Razdalje za izračun faktorja učinkovitosti betonskega jedra

$$\alpha_n = 1 - \left(16 \cdot (20 \text{ cm})^2 + 2 \cdot (12,5 \text{ cm})^2 \right) / (6 \cdot 14,5 \text{ cm} \cdot 162 \text{ cm}) = 0,524$$

$$\alpha_s = (1 - 7,5 \text{ cm} / 2 \cdot 14,5 \text{ cm}) \cdot (1 - 7,5 \text{ cm} / 2 \cdot 162 \text{ cm}) = 0,724$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,524 \cdot 0,724 = 0,379$$

Neenačba za potreben mehanski volumski delež potrebne armature objetja:

$$0,379 \cdot 0,270 \geq 30 \cdot 2,53 \cdot (0,212 + 0,164) \cdot 0,0017 \cdot \frac{20 \text{ cm}}{14,5 \text{ cm}} - 0,035 \quad (74)$$

$$0,1023 > 0,0319$$

Neenačbi je zadoščeno, delež armature objetja je ustrezen.

2.4.4.2.4 Upogibna nosilnost

(1) Projektna upogibna nosilnost

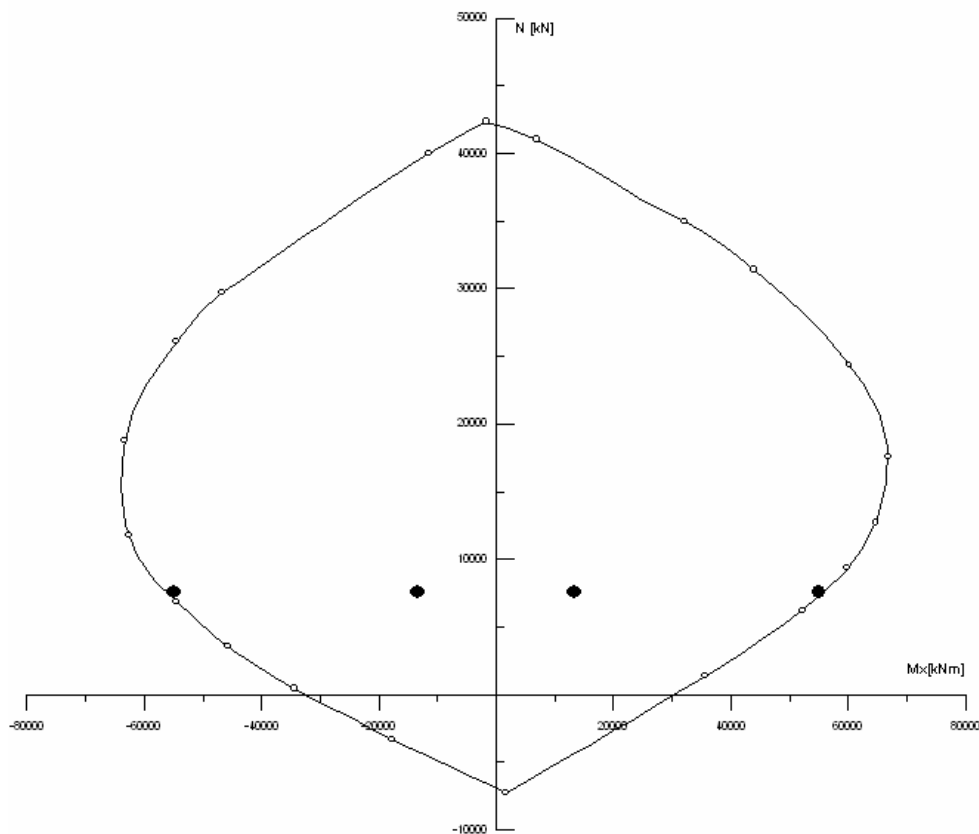
Na prostem koncu stene je izbrana vzdolžna armatura robnega stebra 18 palic Φ 12 mm. Na vogalu, kjer se stikata stojina in pasnica, izberem konstruktivno armaturo, 12 palic Φ 12 mm. Na vsaki strani stene je po celi dolžini stene postavljena še mrežna armatura Q 628.

Preveritev upogibne nosilnosti za primer, ko potresni vpliv v steni povzroča tlačno osno silo:

$$N_{Ed} = 7596 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 13415 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 13415 \text{ kNm} < 55000 \text{ kNm} = M_{Rd} \quad (75)$$



Slika 17: Interakcijski diagram desne stene Y7 ob vpetju, ko potresni vpliv povzroča tlačno osno silo

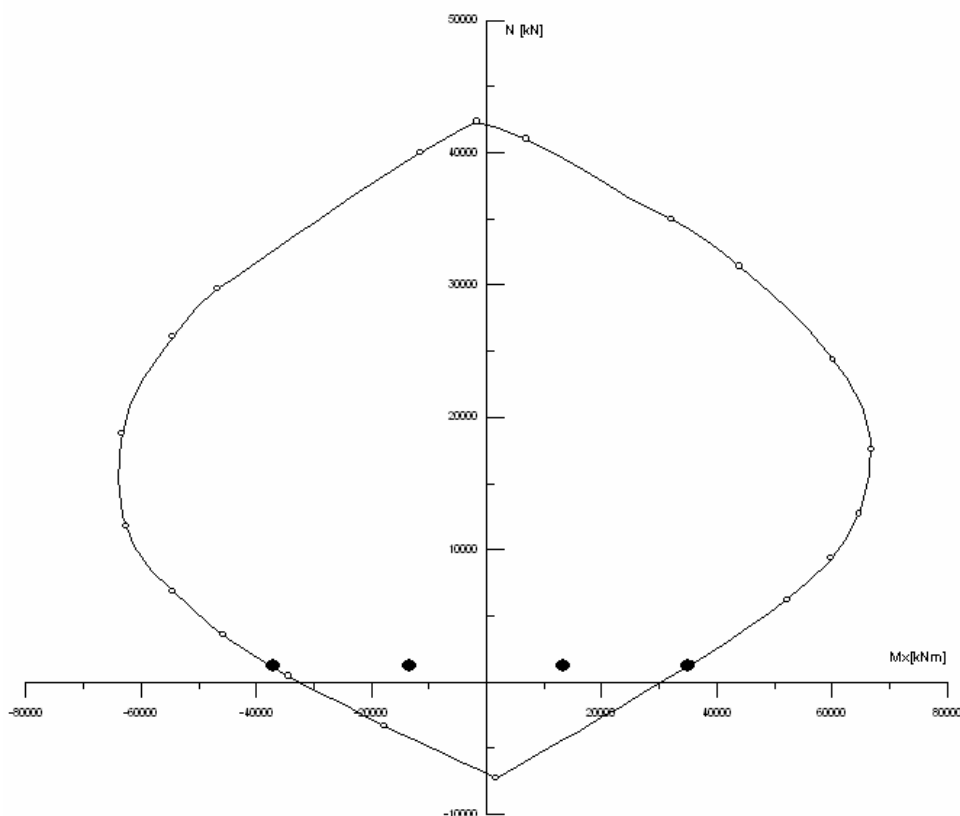
Projektna upogibna odpornost M_{Rd} pri projektni osni sili 7596 kN je 55000 kNm in je večja od projektne upogibne obremenitve $M_{Ed} = 13415$ kNm, torej količina vzdolžne armature zadostuje.

Preveritev upogibne nosilnosti za primer, ko potresni vpliv v steni povzroča natezno osno silo:

$$N_{Ed} = 1248 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 13415 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 13415 \text{ kNm} < 35000 \text{ kNm} = M_{Rd} \quad (76)$$



Slika 18: Interakcijski diagram desne stene Y7 ob vpetju, ko potresni vpliv povzroča natezno osno silo

Projektna upogibna odpornost M_{Rd} pri projektni osni sili 1248 kN je 35000 kNm in je večja od projektne upogibne obremenitve $M_{Ed} = 13415$ kNm, torej količina vzdolžne armature zadostuje.

(2) Pogoj minimalne vertikalne armature v stene:

$$\rho_{v,\min} = \frac{A_s}{b \cdot l} \geq 0,003 \quad (77)$$

$\rho_{v,\min}$...minimalni volumski delež vertikalnih palic

$b = 20$ cm ...širina stene

$l = 1400$ cm ...dolžina stene

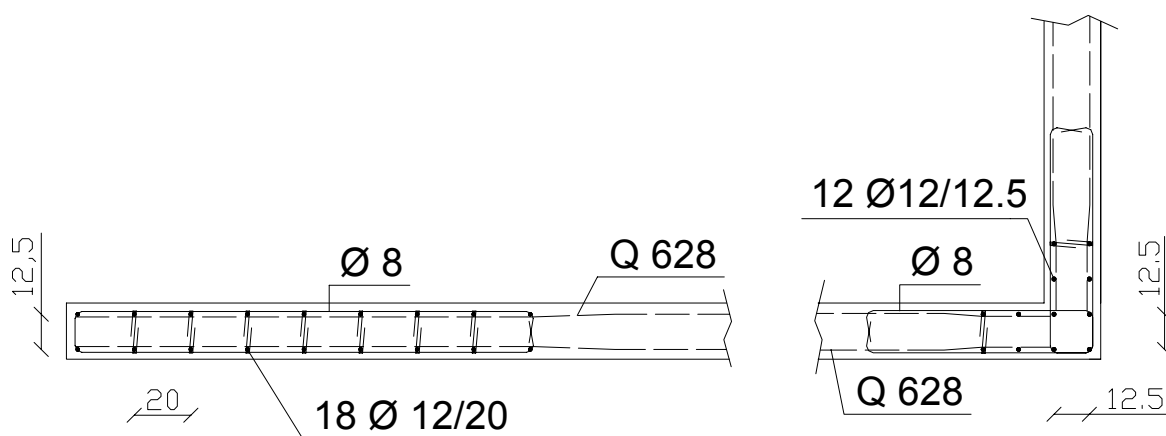
$$A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 2 \cdot (9,6 \text{ m} + 1,15 \text{ m}) + 30 \cdot \pi \cdot (0,6 \text{ cm})^2 = 168,95 \text{ cm}^2$$

...skupni prerez vertikalne armature

$$\rho_{h,\min} = \frac{168,95 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm} \cdot 1075 \text{ cm}} = 0,0079 > 0,003 \quad (78)$$

**Izberem upogibno armaturo: 18 palic Φ 12 mm (robni steber) in
12 palic Φ 12 mm (vogal)
+ dve mreži Q 628**

Detajl prečnega prereza desne stene Y7 ob vpetju prikazan na sliki 19.



Slika 19: Prečni prerez desne stene Y7 ob vpetju

Izbrana armatura po posameznih etažah je izračunana s programom DIAS in je prikazana v preglednici 21. V spodnjih dveh etažah je prikazana armatura za desno steno.

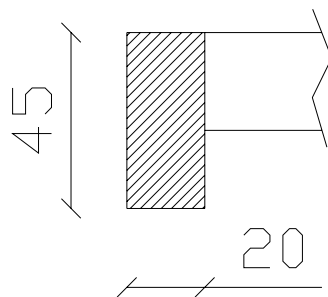
Preglednica 21: Izbrana armatura za element Y7 v posameznih etažah

Etaža	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Armaturne mreže	Vertikalne palice
8	572	1147	23000	Q 335	8 Φ 12
7	1070	3144	26000	Q 335	8 Φ 12
6	1567	4819	28000	Q 335	8 Φ 12
5	2064	6566	30000	Q 335	8 Φ 12
4	2860	8659	37000	Q 335	12 Φ 12
3	3169	4734	38000	Q 335	12 Φ 12
2	837	7201	32000	Q 628	18/12 Φ 12
1	1248	13415	35000	Q 628	18/12 Φ 12

2.4.4.3 Dimenzioniranje prečke

Za robne stene je sodelujoča širina plošče enaka širini stene (SIST EN 1998-1:2005, 5.4.3.1.1(3)).

Vzamem pravokotni prerez prečke:



Slika 20: Prečni prerez prečke Y7

Geometrijske karakteristike prečke:

$$A^P = 0,2 \text{ m} \cdot 0,45 \text{ m} = 0,09 \text{ m}^2 \quad (79)$$

$$A_{\text{strižno}}^P = A^P / 1,2 = 0,09 \text{ m}^2 / 1,2 = 0,075 \text{ m}^2 \quad (80)$$

$$I^P = 0,2 \text{ m} \cdot (0,45 \text{ m})^3 / 12 = 0,00152 \text{ m}^4 \quad (81)$$

$$A_{\text{razpokan}}^P = A_{\text{strižno}}^P / 2 = 0,075 \text{ m}^2 / 2 = 0,0375 \text{ m}^2 \quad (82)$$

$$I_{\text{razpokan}}^P = I^P / 2 = 0,00152 \text{ m}^4 / 2 = 0,00076 \text{ m}^4 \quad (83)$$

Projektna prečna sila v prečki:

$$V_{\text{Ed}} = V_{\text{Ed,Ey}} + V_{\text{Ed,Ex}} + V_{\text{Ed,G}} = 51 \text{ kN} + 0,3 \cdot 4 \text{ kN} + 24 \text{ kN} = 76 \text{ kN} \quad (84)$$

2.4.4.3.1 Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti

5.4.3.1.2(2) *V primarnih potresnih gredah, ki podpirajo nezvezne (prekinjene) navpične elemente, se kot kritična obravnavajo območja na razdalji $2h_w$ (kjer h_w označuje višino grede) na vsaki strani od podprtega navpičnega elementa.*

Višina prečke $h_w = 45$ cm, dolžina $l = 100$ cm, tako da prečko pri steni z odprtini Y7 v celoti obravnavamo kot kritično območje.

5.4.3.1.2(3)P *Da zadostimo zahtevam za lokalno duktilnost v kritičnih območjih primarnih potresnih gred, mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ vsaj enaka vrednosti iz 5.2.3.4(3).*

5.4.3.1.2(4) *Upošteva se, da je zahteva iz (3)P tega podčlena izpolnjena, če sta za obe pasnici grede izpolnjena naslednja pogoja:*

a) *v tlačni coni je poleg morebitne armature, ki sledi iz preveritve mejnega stanja grede pri potresnem projektne stanju, položena še armatura s prerezom vsaj polovice prereza dejanske natezne armature.*

b) *Delež armature v natezni coni ρ ne presega vrednosti ρ_{max} , ki je enaka:*

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

Pri tem sta delež armature v natezni (ρ) in tlačni (ρ') coni normirana z bd , kjer je b širina tlačene pasnice grede. Če je v natezni coni plošča, vključuje delež natezne armature ρ tudi armaturo plošče (v smeri vzporedni gredi) znotraj sodelujoče širine, definirane v 5.4.3.1.1(3).

5.4.3.1.2(5)P Vz dolž cele dolžine primarne potresne grede ne sme biti delež armature v natezni coni ρ manjši od naslednje minimalne vrednosti ρ_{\min} :

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

Izračun za zagotovitev lokalne duktilnosti za 3 palice Φ 14 (spodaj) in 2 palici Φ 14 (zgoraj):

$$A_s = 3 \cdot (1,4 \text{ cm})^2 \cdot \pi / 4 = 4,62 \text{ cm}^2$$

...količina armature spodaj

$$A_s' = 2 \cdot (1,4 \text{ cm})^2 \cdot \pi / 4 = 3,08 \text{ cm}^2$$

...količina armature zgoraj

$$b = 20 \text{ cm}$$

...širina prečke

$$d = 45 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 42 \text{ cm}$$

...statična višina prečke

$$\mu_{\phi} = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot 2,4 - 1 = 3,8$$

...faktor duktilnosti za ukrivljenost

$$f_{cd} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$$

...projektna tlačna trdnost betona

$$f_{yd} = 34,78 \text{ kN/cm}^2$$

...projektna meja plastičnosti jekla

$$\rho = A_s / (b \cdot d) = 4,62 \text{ cm}^2 / (20 \text{ cm} \cdot 42 \text{ cm}) = 0,0055$$

...delež natezne armature spodaj

$$\rho' = A_s' / (b \cdot d) = 3,08 \text{ cm}^2 / (20 \text{ cm} \cdot 42 \text{ cm}) = 0,00367$$

...delež tlačne armature zgoraj

$$f_{ctm} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$$

...srednja vrednost natezne trdnosti betona, privzeta

iz preglednice 3.1 v EN 1992-1-1:2004, stran 29

$$f_{yk} = 40 \text{ kN/cm}^2$$

...karakteristična vrednost meje plastičnosti jekla

Pogoj polovice prereza natezne armature v tlačni coni prečke:

$$0,5 \cdot \rho = 0,5 \cdot 0,0055 = 0,00275 \quad \dots 1/2 \text{ prereza natezne armature}$$

$$\rho' = 0,00367 > 0,00275 = \rho \quad (85)$$

Pogoj maksimalnega deleža armature v natezni coni:

$$\rho_{\max} = 0,00367 + \frac{0,0018}{3,8 \cdot 0,0017} \cdot \frac{1,67 \text{ kN/cm}^2}{34,8 \text{ kN/cm}^2} = 0,0171 \quad (86)$$

$$\rho_{\max} = 0,0171 > 0,0055 = \rho \quad (87)$$

Pogoj minimalnega deleža armature v natezni coni

$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot \left(\frac{0,26 \text{ kN/cm}^2}{40 \text{ kN/cm}^2} \right) = 0,00325 \quad (88)$$

$$\rho = 0,0055 > 0,00325 = \rho_{\min} \quad (89)$$

Izbrana armatura 3 palice $\Phi 14$ (spodaj) in 2 palici $\Phi 14$ (zgoraj) zadostijo vsem pogojem za zagotovitev lokalne duktilnosti.

Izberem vzdolžno armaturo: 3 palice $\Phi 14$ (spodaj) in 2 palici $\Phi 14$ (zgoraj)

2.4.4.3.2 Strižna nosilnost

Dimenzioniram v skladu z EN 1992-1-1:2004 (EC 8, 5.4.3.1.1(1)).

(1) Najprej preverimo če lahko sam beton prevzame strižno obremenitev:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (6.2a, EN 1992-1-1:2004)$$

kjer je

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

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1 + (200 / 420)^{1/2} = 1,69 < 2,0, \quad d \text{ v mm}$$

$$d = 45 - 3 = 42 \text{ cm} \quad \dots \text{dolžina od roba prereza do težišča natezne armature}$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 4,62 \text{ cm}^2 / (20 \text{ cm} \cdot 42 \text{ cm}) = 0,0055 < 0,02$$

$$A_{sl} = 4,62 \text{ cm}^2$$

...količina natezne armature (upoštevam armaturo 3 palice Φ 14 mm)

$$f_{ck} = 25,0 \text{ MPa} \quad \dots \text{karakteristična tlačna trdnost betona}$$

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

$$k_1 = 0,15$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,69 \cdot (100 \cdot 0,0055 \cdot 25 \text{ MPa})^{1/3} + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 200 \text{ mm} \cdot 420 \text{ mm} \quad (90)$$

$$V_{Rd,c} = 40811 \text{ N} = 40,81 \text{ kN}$$

Najmanjša vrednost pa je:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (6.2b, \text{ EN } 1992-1-1:2004)$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,69^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,384$$

$$V_{Rd,c} = (0,384 + 0,15 \cdot 0) \cdot 200 \text{ mm} \cdot 420 \text{ mm} = 32256 \text{ N} = 32,26 \text{ kN} \quad (91)$$

$$V_{Ed} = 76 \text{ kN} > 41 \text{ kN} = V_{Rd,c} \quad (92)$$

Sam beton ne more prevzeti striga, zato je potrebno ves strig prevzeti s strižno armaturo.

(2) Strižna nosilnost za elemente s strižno armaturo

Najprej izberemo stremena

5.4.3.1.2(6)P V kritičnih območjih morajo biti predpisana (zaprta) stremena, ki ustrezajo naslednjim pogojem:

a) premer stremen d_{bw} (v milimetrih) ne sme biti manjši od 6;

Izberem stremena: Φ 8 mm

b) razmik stremen s (v milimetrih) ne sme biti večji od:

$$s = \min \{ h_w / 4; 24 \cdot d_{bw}; 225; 8 \cdot d_{bl} \}$$

kjer je

d_{bl} premer najtanjše palice v milimetrih in

h_w višina grede v milimetrih;

$$s = \min \{ 450\text{mm} / 4; 24 \cdot 8\text{mm}; 225\text{mm}; 8 \cdot 14\text{mm} \} = \min \{ 113; 192; 225; 112 \} = 112 \text{ mm} \quad (93)$$

$$s = 11,2 \text{ cm}$$

Izberem razmik med stremeni: $s = 10 \text{ cm}$

c) prvo streme na krajišču grede ni oddaljeno več kot 50 mm od stebra (v tem primeru stene).

Za elemente s strižno armaturo, je strižna nosilnost V_{Rd} manjša vrednost od:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (6.8, \text{EN } 1992-1-1:2004)$$

in

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (6.9, \text{EN } 1992-1-1:2004)$$

kjer je

- A_{sw} prečni prerez horizontalnih palic mrežne armature
 s razmak med stremeni
 z ročica notranjih sil (po EN 1992-1-1:2004 se upošteva $z = 0,8 l_w$)
 θ naklon tlačnih diagonal
 f_{ywd} projektna meja plastičnosti za prečne ojačitve
 α_{cw} koeficient stanja napetosti ($\alpha_{cw} = 1$, za elemente, ki niso prednapeti)
 ν_1 faktor zmanjšane nosilnosti za porušitev betona v strigu

Izračun za stremena $\Phi 8$ mm:

$$A_{sw} / s = 2 \cdot (0,8 \text{ cm})^2 \cdot \pi / 4 = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 42 \text{ cm} = 37,8 \text{ cm} = 0,378 \text{ m}$$

$$f_{ywd} = 34,78 \text{ kN/cm}^2$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$\nu_1 = \nu = 0,6 \cdot [1 - f_{ck} / 250] = 0,54$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,s} = 1,01 \text{ cm}^2 / 0,1 \text{ m} \cdot 0,378 \text{ m} \cdot 34,78 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1 = 132,78 \text{ kN} \quad (94)$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 37,8 \text{ cm} \cdot 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 340,88 \text{ kN} \quad (95)$$

$$V_{Ed} = 76 \text{ kN} < 133 \text{ kN} = V_{Rd} = V_{Rd,s} \quad (96)$$

Izbrana stremena so ustrezna.

2.4.5 Stremenska armatura

Stremenska armatura v stenah se določi v skladu z pravili iz EN 1992-1-1:2004, razdelek 9.6.4.

Kjer je delež vertikalne armature večji kot $0,02 A_c$ je potrebno dati stremensko armaturo s kljukami z zahtevami za prečno armaturo stebrov (EN 1992-1-1:2004, 9.6.4(1)). Poleg območij kjer je delež vertikalne armature večji kot $0,02 A_c$, postavim stremensko armaturo na stikih pasnic in stojin sten ter na koncih sten, kjer je postavljena vertikalna armatura. EN 1992-1-1:2004 še določa, da mora biti vsaka vertikalna palica v kotu držana z stremensko armaturo in da vertikalne palice v tlačni coni ne smejo biti več kot 150 mm oddaljene od držane palice (EN 1992-1-1:2004, 9.5.3(6)).

Premer palic stremenske armature ne sme biti manjši kot 6 mm ali četrtno premera vertikalne palice (EN 1992-1-1:2004, 9.5.3(2)).

Izberem stremena: Φ 8 mm

Razdalja med prečnimi palicami ne sme biti večja kot (EN 1992-1-1:2004, 9.5.3(3)):

- a) $20 \cdot$ premer vertikalne palice
- b) debelina stene
- c) 400 mm

Razdalja med stremeni se torej spreminja glede na debelino stene in premer vertikalnih vzdolžnih palic in ne sme biti večja kot 400 mm. V 4. etaži (debelina stene $b_w = 30$ cm) razdalja tako ne sme biti večja kot 300 mm, v preostalih etažah ($b_w = 20$ cm) pa ne razmak med stremeni ne sme biti večji kot 200 mm. Če uporabljamo vertikalne vzdolžne palice premera 12 mm, razdalja ne sme biti večja kot 240 mm, v primeru palic s premerom 16 mm pa ta razdalja ne sme biti večja kot 320 mm. Na podlagi teh kriterijev za posamezna območja določim razdaljo med stremeni.

Izberem razdaljo med stremeni (stene širine 20 cm): $s = 20$ cm

Izberem razdaljo med stremeni (stene širine 30 cm): $s = 30$ cm

Razdalja med stremeni v kritičnih območjih sten (robni stebri) je določena v skladu z pravili iz SIST EN 1998-1:2005 in obrazložena pri dimenzioniranju robnega stebra stene z odprtini Y7, razdelek 2.4.4.2.3.

2.4.6 Sidranje in preklopi

Sidranje in preklope se določi v skladu z EN 1992-1-1:2004, poglavje 8, z dodatnimi pravili iz SIST EN 1998-1:2005.

2.4.6.1 Vzdolžna armatura

Dolžina sidranja in preklopa vertikalne vzdolžne armature je med drugim odvisna tudi od premera vertikalnih palic. V naslednjih izračunih bom prikazal postopek sidranja za vertikalne palice s premerom Φ 16 mm.

2.4.6.1.1 Sidranje vzdolžne armature

(1) Mejna sprijemna napetost f_{bd} za rebraste palice

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (8.2, EN 1992-1-1:2004)$$

$$\eta_1 = 1 \quad \dots \text{za ugodne pogoje sidranja}$$

$$\eta_2 = 1 \quad \dots \text{za palice s premerom } \Phi < 32 \text{ mm}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_C = 0,18 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 = 0,12 \text{ kN/cm}^2$$

...vrednost projektne natezne trdnosti betona za 5% fraktilo, privzeta iz
tabele 3.1, EN 1992-1-1:2004, stran 29

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,12 \text{ kN/cm}^2 = 0,27 \text{ kN/cm}^2 \quad (97)$$

(2) Osnovna zahtevana dolžina sidranja za ravno palico

$$l_{b,rqd} = (\phi / 4) \cdot (\sigma_{sd} / f_{bd}) \quad (8.3, EN 1992-1-1:2004)$$

$$\sigma_{sd} = 34,78 \text{ kN/cm}^2 \quad \dots \text{projektna napetost jekla}$$

$$l_{b,rqd} = (1,6 \text{ cm} / 4) \cdot (34,78 \text{ kN/cm}^2 / 0,27 \text{ kN/cm}^2) = 51,53 \text{ cm} \quad (98)$$

(3) Projektna dolžina sidranja

Za projektno sidrno dolžino lahko kot poenostavitev za določeno obliko sidranja (EN 1992-1-1:2004, slika 8.1b, stran 133) vzamemo ekvivalentno dolžino sidranja $l_{b,eq}$. $l_{b,eq}$ je definirana v EN 1992-1-1:2004, 8.4.4(2) in je enaka vrednosti $\alpha_1 \cdot l_{b,rqd}$, kjer koeficient α_1 upošteva vpliv oblike palic in je za ravne palice enak 1.

$$l_b = l_{b,eq} = \alpha_1 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 51,53 \text{ cm} = 51,53 \text{ cm} \quad (99)$$

Izberem dolžino sidranja vzdolžnih palic $\Phi 16$: $l_b = 55 \text{ cm}$

2.4.6.1.2 Preklop vzdolžne armature

Če preklapljammo palice v nategu, ki ležijo v različnih ravninah, lahko preklopimo le 50% palic na enem mestu (EN 1992-1-1:2004, 8.7.2(4)).

(1) Projektna dolžina preklopa

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (8.10, EN 1992-1-1:2004)$$

$$l_{0,min} = \max \{ 0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15 \cdot \phi; 200 \text{ mm} \} \quad (8.11, EN 1992-1-1:2004)$$

Vrednosti za α_1 , α_2 , α_3 in α_5 so podane v preglednici 8.2, EN 1992-1-1:2004, stran 136 in so, ob predpostavljene zadostnem kritiju betona, za ravne palice, enake 1. Vrednost α_6 pa je

podana v preglednici 8.3, EN 1992-1-1:2004, stran 139 in znaša ob predpostavljene preklonu 50% palic na enem mestu $\alpha_6 = 1,4$.

$$l_0 = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 51,53 \text{ cm} = 72,14 \text{ cm} \quad (100)$$

$$l_{0,\min} = \max \{0,3 \cdot 1,4 \cdot 51,53 \text{ cm}; 15 \cdot 1,6 \text{ cm}; 20 \text{ cm}\} = \max \{22 \text{ cm}; 24 \text{ cm}; 20 \text{ cm}\} = 24 \text{ cm} \quad (101)$$

$$l_0 = 72,14 \text{ cm} > 24 \text{ cm} = l_{0,\min} \quad (102)$$

Izberem dolžino preklopa vzdolžnih palic $\Phi 16$: $l_0 = 75 \text{ cm}$

Projektne sidrne dolžine in projektne dolžine preklonov vzdolžnih palic z različnimi premeri so podane v preglednici 22.

Preglednica 22: Sidrne dolžine in dolžine preklonov vzdolžnih palic

Premer palic [mm]	Dolžina sidranja	Dolžina preklopa
$\Phi 12$	40 cm	55 cm
$\Phi 14$	50 cm	65 cm
$\Phi 16$	55 cm	75 cm

2.4.6.2 Stremenska armatura

2.4.6.2.1 Sidranje stremenske armature

(1) Sidrna dolžina kljuge:

5.6.1(2)P V primerih, ko so za prečno armaturo v gredah, stebrih in stenah zahtevana stremena, je treba uporabiti zaprta stremenea (angl. »hoop«) s kljukami, ki so zakrivljene za 135° in sidrane na dolžini $10 d_{bw}$.

$$l = 10 \cdot d_{bw} = 10 \cdot 0,8 \text{ cm} = 8 \text{ cm} \quad (103)$$

Izberem dolžino sidranja kljuke stremen: $l = 8 \text{ cm}$.

2.4.6.2.2 Stremenska armatura v območju preklopa

2.4.6.2.2.1 Stremenska armatura za palice v nategu

Ker je premer preklopljenih palic manjši kot 20 mm, veljajo zahteve iz SIST EN 1998-1:2005 5.6.3 (3)P.

(1) Razmik med stremeni v območju preklopa

Razmik med stremeni v območju preklopa s (v milimetrih) ne sme biti večji od

$$s = \min \{ h / 4; 100 \} \quad (5.51, \text{SIST EN 1998-1:2005})$$

kjer je h manjša dimenzija prereza (v milimetrih).

Debelina stene $h = 20 \text{ cm}$:

$$s = \min \{ 200 \text{ mm} / 4; 100 \text{ mm} \} = \min \{ 5 \text{ cm}; 10 \text{ cm} \} = 5 \text{ cm} \quad (104)$$

Izberem razdaljo med stremeni v območju preklopa (stene širine 20 cm): $s = 5 \text{ cm}$

Debelina stene $h = 30 \text{ cm}$:

$$s = \min \{ 300 \text{ mm} / 4; 100 \text{ mm} \} = \min \{ 7,5 \text{ cm}; 10 \text{ cm} \} = 7,5 \text{ cm} \quad (105)$$

Izberem razdaljo med stremeni v območju preklopa (stene širine 30 cm): $s = 7,5 \text{ cm}$

2.4.6.2.2 Stremenska armatura za palice v tlaku

Dodatno k pravilom za palice v nategu je potrebno dati 1. palico na koncu preklopa in 1. palico v razdalji 4Φ do konca preklopa (EN 1992-1-1:2004, slika 8.9b, stran 141).

2.4.6.3 Mrežna armatura

Dolžina sidranja in preklopa mrežne armature je med drugim odvisna tudi od premera vertikalnih in horizontalnih palic iz katerih je sestavljena mreža. V naslednjih izračunih je prikazan postopek sidranja in preklopa za armaturno mrežo Q 226, z vertikalnimi in horizontalnimi palicami premera 6 mm.

2.4.6.3.1 Sidranje mrežne armature

Postopek za izračun sidranja mrežne armature je enak tistemu, za izračun sidranja vzdolžne armature v razdelku 2.4.6.1.1.

(1) Osnovna zahtevana dolžina sidranja

$$l_{b,rqd} = (\phi / 4) \cdot (\sigma_{sd} / f_{bd}) = (0,6 \text{ cm} / 4) \cdot (43,48 \text{ kN/cm}^2 / 0,27 \text{ kN/cm}^2) = 24,12 \text{ cm} \quad (106)$$

$\phi = 0,6 \text{ cm}$...premer preklopljene palice

$\sigma_{sd} = 34,78 \text{ kN/cm}^2$...projektna napetost jekla

$f_{bd} = 0,27 \text{ kN/cm}^2$...mejna sprijemna napetost

(2) Projektna dolžina sidranja

$$l_b = \alpha_1 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 24,12 \text{ cm} = 24,12 \text{ cm} \quad (107)$$

$\alpha_1 = 1$...koeficient vpliva oblike palic za ravne palice

Izberem dolžino sidranja mrež Q 226: $l_b = 25$ cm

2.4.6.3.2 Preklop mrežne armature

Preklope mrež izvajamo s postavljanjem ene mreže ob drugo. V tem primeru moramo mreže preklapljati v območjih, kjer računski napetost armature za mejno stanje nosilnosti ni večja kot 80 % projektne nosilnosti (EN 1992-1-1:2004, 8.7.5.1(4)). V primeru, ko preklapljam mreže z prečnim prerezom manjšim kot $12 \text{ cm}^2/\text{m}$, lahko na enem mestu preklopimo vso mrežno armaturo (EN 1992-1-1:2004, 8.7.5.1(6)). Dolžino preklopa mrežne armature izračunamo po enakem postopku kot za preklop vzdolžne armature opisan v razdelku 2.4.6.1.2.

(1) Projektna dolžina preklopa mrež

Za vozlišča, kjer preklapljam dve mreži:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (8.10, \text{EN } 1992-1-1:2004)$$

$$l_{0,min} = \max \{0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15 \cdot \phi; 200 \text{ mm}\} \quad (8.11, \text{EN } 1992-1-1:2004)$$

Vrednosti za α_1 , α_2 , α_3 in α_5 so podane v preglednici 8.2, EN 1992-1-1:2004, stran 136 in so, ob predpostavljenem zadostnem kritju betona, za ravne palice, enake 1. Vrednost α_6 pa je podana v preglednici 8.3, EN 1992-1-1:2004, stran 139 in znaša ob predpostavljenem preklopu 100 % palic na enem mestu $\alpha_6 = 1,5$.

$$l_0 = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 24,12 \text{ cm} = 36,18 \text{ cm} \quad (108)$$

$$l_{0,min} = \max \{0,3 \cdot 1,5 \cdot 24,12 \text{ cm}; 15 \cdot 0,6 \text{ cm}; 20 \text{ cm}\} = \max \{10,9 \text{ cm}; 9 \text{ cm}; 20 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm} \quad (109)$$

$$l_0 = 36,18 \text{ cm} > 20 \text{ cm} = l_{0,\min} \quad (110)$$

Izberem dolžino preklopa mrež Q 226: $l_0 = 40 \text{ cm}$

Projektne sidrne dolžine in projektne dolžine preklopov vzdolžnih palic z različnimi premeri so podane v preglednici 23.

Preglednica 23: Sidrne dolžine in dolžine preklopov različnih armaturnih mrež

Mreža (premer palic)	Sidrna dolžina	Dolžina preklopa
Q 226 (6 mm)	25 cm	40 cm
Q 335 / Q 503 (8 mm)	35 cm	50 cm
Q 628 (10 mm)	45 cm	65 cm

(2) Dodatna stremenska armatura za mrežno armaturo v coni preklopa ni potrebna (EN 1992-1-1:2004, 8.5.7.1(7)).

Povzetek

Izbrana debelina nosilnih sten v vseh etažah je $b_w = 20 \text{ cm}$ razen v pritličju, kjer je debelina sten $b_w = 30 \text{ cm}$. Za dimenzioniranje so določene projektne notranje sile, ki so za prečne sile večje za 50 % od tistih, dobljenih z analizo. Za vrednosti momentov je vzdolž vitkih primarnih sten izračunana ovojnica momentov. Tako stena X1 kot stena Y7 zadostita pogoju normirane osne sile, pri čemer je vzeta vrednost osne sile iz analize za potresno projektno stanje. Strižna nosilnost je določena v skladu z EC 2. Za steno X1 v kritični etaži 4 zadostita dve mreži Q 503, v preostalih etažah pa dve mreži Q 226. Za steno Y7 pa sta za desno steno v prvi etaži izbrani dve mreži Q 628, v preostalih etažah in levi steni pa dve mreži Q 335. Za upogibno nosilnost stene X1 v kritični četrti etaži zadošča mrežna armatura $2 * Q 503$, in 12 palic $\Phi 14 \text{ mm}$ na stiku pasnice in stojine. Objekt robni element zaradi prirobnic ni potreben. Za steno Y7 je v višini spodnjih dveh etaž potreben objekt robni element na koncih leve in desne stene, kjer ni prirobnic. Potrebna armatura v kritični, desni steni prve etaže je 18 palic $\Phi 12 \text{ mm}$ na prostem robu stene in 12 palic $\Phi 12 \text{ mm}$ v vogalu ter dve mreži Q 628. Za

stremena so uporabljene rebraste palice Φ 8 mm. Razdalja s med stremeni je 20 cm v vseh etažah, razen v četrti, kjer je $s = 30$ cm. V območju robnih elementov stene Y7 je razdalja $s = 5$ cm. V območju preklopov je razdalja $s = 5$ cm v vseh etažah razen v etaži 4, kjer je $s = 7,5$ cm. Dolžine sidranja in preklopov se razlikujejo od premerov palic. Za palico Φ 12 mm znaša dolžina sidranja 40 cm, dolžina preklopa pa 55 cm.

3 PRIMERJAVA OBSTOJEČIH PREDPISOV IN EVROPSKIH STANDARDOV EN NA PRIMERU OBRAVNAVANEGA OBJEKTA

Pri projektiranju po evropskih standardih se v primerjavi z obstoječimi standardi največje razlike pojavljajo prav pri potresno odpornem projektiranju, obravnavanem v EC 8. Različne so kategorije tal, upoštevati je potrebno vpliv razpokanosti prerezov, razlikuje se podajanje projektnega spektra, različni so izračuni za projektne notranje sile, razlikujejo se varnostni faktorji in faktor obnašanja, ki je v EC 8 eksplicitno podan, razlikuje se izračun mas za projektni potresni vpliv. V izračunu po obstoječem predpisu je izvršen račun za 6. nihajnih oblik, v izračunu po EC 8 pa je potrebno upoštevati 9. nihajnih oblik. Po EC 8 je potrebno upoštevati tudi kombinacijo potresnega vpliva v X in Y smeri. Zaradi razlik se spreminjajo nihajni časi konstrukcije in notranje sile v konstrukciji. Razlikujejo se tudi postopki izračuna za nosilnost v strigu in nosilnosti na upogib, s čimer se spreminja tudi potrebna armatura za strižno in upogibno nosilnost. Zanimalo me je, ali nosilna elementa, konzolna stena X1 in stena z odprtinami Y7, z izračunano armaturo po obstoječih standardih zadostita zahtevam za upogibno in strižno nosilnost po evropskih standardih EN.

V drugem poglavju sem za računski model konstrukcije v računalniškem programu EAVEK podal nosilne elemente s pripadajočimi prirobnicami. Vendar pa prihaja v projektantski praksi do določenih poenostavitev. Tako se včasih zavoljo lažjega in hitrejšega izračuna, ki bistveno ne vpliva na končne rezultate, nekatere nosilne elemente upošteva brez pripadajočih prirobnic. Da pa bi lahko kar se da korektno prikazal razlike med obstoječimi predpisi in evropskimi standardi EN, je bilo potrebno račun v obeh primerih izvršiti z enakimi nosilnimi elementi. Tako so za boljšo primerjavo nihajnih časov, notranjih sil in potrebne armature upoštevani enaki nosilni elementi kot so upoštevani v projektu za izvedbo, z razliko, da sem v skladu z EC 8 upošteval vpliv razpokanosti prerezov. Oba modela sta analizirana s programom EAVEK.

3.1 Primerjava nihajnih časov

Ena izmed bistvenih razlik standarda EC 8 v primerjavi z obstoječimi predpisi je ta, da je potrebno upoštevati vpliv razpokanosti prerezov kot je to opisano v razdelku 2.1.3.1. S tem se spremeni tudi lastno nihanje konstrukcije. Razlika v lastnem nihanju stavbe izhaja tudi iz različnih računskih mas, izračunanih po obeh standardih. Poleg različnih vrednosti koristne obtežbe, obstoječ predpis pri izračunu mas za potresno obtežno kombinacijo upošteva 50 % spremenljivega vpliva, EC 8 pa 15 % vrednosti spremenljivega vpliva, razen v vrhnji etaži, kjer je ta vrednost 30 %. Mase po posameznih etažah za določitev projektnega potresnega vpliva in njihove razlike so podane v preglednici 24, primerjava nihajnih časov računskega modela z razpokanimi prerezi po standardu EC 8 in nihajnih časov računskega modela v projektu za izvedbo po obstoječih predpisih pa v preglednici 25.

Preglednica 24: Primerjava mas

Etaža	Predpis [t]	EC 8 [t]	Razlika [%]
1	850	780	+9
2	1850	1795	+3
3	900	865	+4
4	1050	1015	+3
5	860	830	+4
6	860	830	+4
7	860	830	+4
8	770	710	+8

Iz preglednice 24 je razvidno, da so mase, izračunane po obstoječih predpisih nekoliko večje in sicer za 3 % - 9 %.

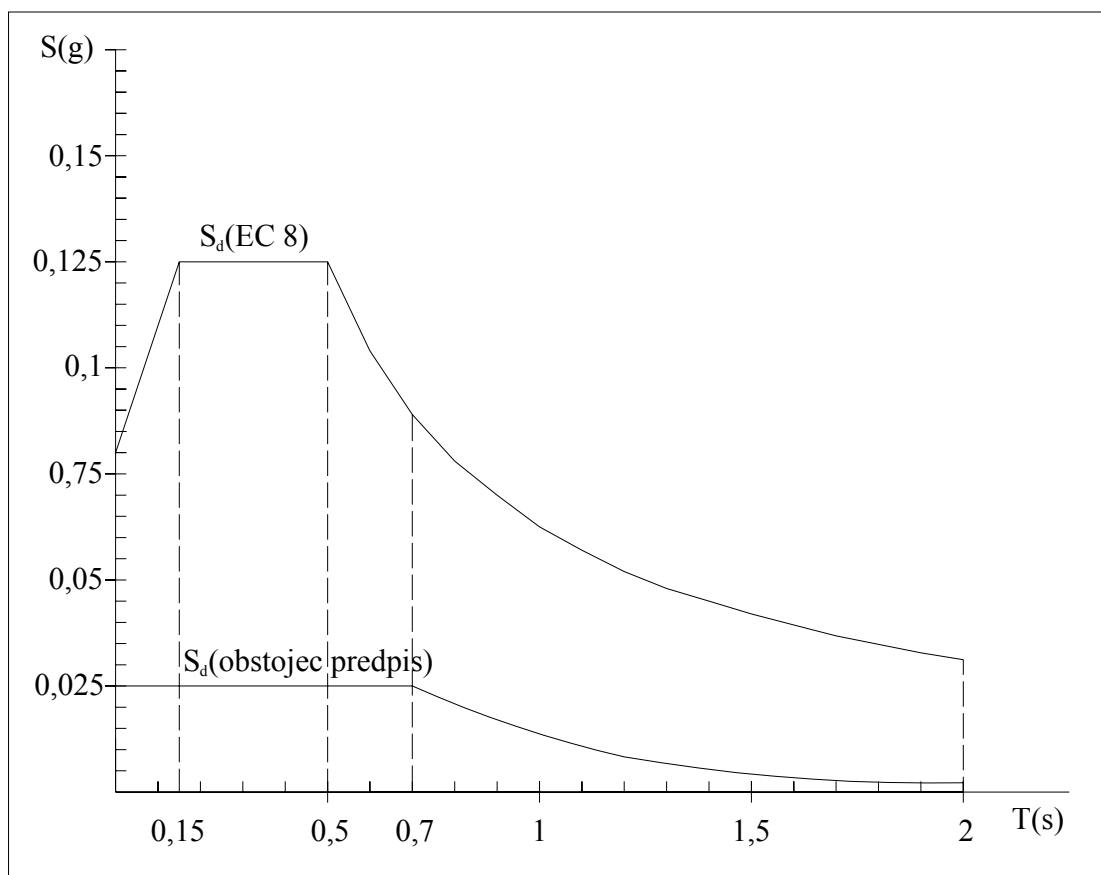
Preglednica 25: Primerjava nihajnih časov

Nihajna oblika	Prevlad. smer	Predpis [s]	EC 8 [s]	Razlika [%]
1	X	0,681	0.936	37
2	Y	0,301	0.364	21
3	Y	0,232	0.278	20
4	X	0,143	0.198	38
5	Y	0,089	0.115	29
6	X	0,067	0.093	39

Iz preglednice 25 je razvidno, da se nihajni časi za konstrukcije po EC 8, v primerjavi z nihajnimi časi po obstoječih predpisih, podaljšajo. Razvidno je tudi, da se nihajni časi nihajnih oblik z prevladujočo smerjo nihanja v X smeri povečajo za 37 % do 39 %, nihajni časi nihajnih oblik z prevladujočo smerjo nihanja v smeri Y pa za 20 % do 29 %. Takšne razlike sprememb nihajnih časov se pojavijo zaradi različnega prevladujočega tipa nosilnih elementov v X in Y smeri. V smeri X, kjer nosilne elemente tvorijo samo konzolne stene in okvir, za izračun podajamo samo razpokan strižni prerez in razpokan vztrajnostni moment. V smeri Y, pa poleg konzolnih sten tvorijo nosilni sistem tudi stene z odprtinami, kjer je zraven razpokanih strižnih prerezov in razpokanega vztrajnostnega momenta potrebno podati še celoten prečni prerez, ki je enak kot v obstoječem predpisu.

3.2 Primerjava notranjih sil

Do razlik med EC 8 in obstoječim predpisom prihaja tudi zaradi različnega podajanja potresnega vpliva. V računalniškem programu EAVEK se potresni vpliv podaja s projektnim spektrom odziva za elastično analizo. V izračunu po obstoječem predpisu je za obravnavan objekt podan potresni vpliv na območju 7. potresne cone, na srednje dobrih tleh, kategorije 2. V izračunu po EC 8 pa smo potresni vpliv podali z maksimalnim projektnim pospeškom tal $a_g = 0,1$ g (razdelek 2.2.3.4), za kategorijo tal B, s faktorjem obnašanja za vodoravne potresne vplive $q = 2,4$. Oba projektna spektra odziva sta podana na sliki 21.



Slika 21: Primerjava projektних spektrov odziva

Poleg projektnega potresnega spektra se pri modalni analizi po obstoječem predpisu upošteva še korekcijski faktor κ_η , ki upošteva razliko med prečno silo ob vpetju pri statični analizi in modalni analizi in znaša v X smeri, kjer je nesimetričnost večja, $\kappa_\eta = 1,94$, v Y smeri pa je $\kappa_\eta = 1,4$. Zaradi različnih projektne potresnih spektrov in faktorja κ_η so različne tudi notranje sile v konstrukciji dobljene z modalno analizo s spektri odziva s programom EAVEK. Razlikuje se tudi izračun za projektne notranje sile. Vrednosti za projektne notranje sile dobimo po obstoječem predpisu tako, da vrednosti notranjih sil iz analize pomnožimo s faktorjem varnosti 1,3. Za projektne notranje sile, na katere dimenzioniramo nosilne elemente po EC 8 za srednjo stopnjo duktilnosti, pa je potrebno upoštevati 50 % povečanje prečnih sil iz analize zaradi plastifikacije ob vpetju primarnih potresnih sten in pa nezanesljivosti pri razporeditvi momentov vzdolž vitkih primarnih potresnih sten.

3.2.1 Celotna prečna sila ob vpetju

3.2.1.1 Smer X

V preglednici 26 so podane vrednosti celotne prečne sile ob vpetju v smeri X zaradi potresnega vpliva v smeri X, za modalno analizo (upoštevanih je faktor κ_{η}) z računalniškim programom EAVEK. Vrednost celotne prečne sile zaradi potresnega vpliva in vpliva zemeljskega pritiska v Y smeri je zanemarljiva.

Preglednica 26: Vrednost celotne prečne sile ob vpetju v smeri X

	Obstoječ predpis	EC 8	Razlika [%]
$V_{\text{potres x}}$ [kN]	1962	3156	+61

Vrednost celotne prečne sile ob vpetju zaradi potresnega vpliva, dobljene z modalno analizo z programom EAVEK, je v primerjavi z izračunom po obstoječem predpisu za 61 % večja za izračun po standardu EC 8. Zakaj takšna razlika kljub manjšim računskim masam po EC 8? Projektni pospešek za najvišji nihajni čas v smeri X ($T = 0,936$ s) znaša po EC 8, $a_g = 0,0668$ g. Po obstoječem predpisu pa znaša projektni pospešek za najvišji nihajni čas v smeri X ($T = 0,681$ s) $a_g = 0,025$ g. Projektni pospešek po EC 8 za prvi nihajni čas v smeri X je za 167 % večji kot projektni pospešek po obstoječem predpisu. Ker pa je potresni vpliv v smeri X po obstoječem predpisu korigiran s faktorjem κ_{η} v višini 1,94, je vrednost $a_g = 0,025$ g * 1,94 = 0,0485 g, tako da znaša ta razlika 38 %. Za ostale nihajne čase v smeri X je ta razlika še večja, tako da je vrednost celotne prečne sile ob vpetju za 61 % večja za izračun po EC 8.

3.2.1.2 Smer Y

V tabeli 27 so podane vrednosti celotne prečne sile ob vpetju v smeri Y zaradi potresnega vpliva v smeri Y in vpliva zemeljskega pritiska v smeri Y za modalno analizo (upoštevanih je faktor κ_{η}) z računalniškim programom EAVEK. Vrednost celotne prečne sile zaradi potresnega vpliva v X smeri je zanemarljiva.

Preglednica 27: Vrednosti celotne prečne sile ob vpetju v smeri Y

	Obstoječ predpis	EC 8	Razlika [%]
$V_{\text{potres y}}$ [kN]	1962	6980	+256
$V_{\text{zemeljski pritisk}}$ [kN]	9811	9811	+0
V_{skupaj} [kN]	11773	16791	+43

Vrednost celotne prečne sile ob vpetju zaradi potresnega vpliva, dobljene z modalno analizo z programom EAVEK, je v primerjavi z izračunom po obstoječem predpisu za 256 % večja za izračun po standardu EC 8. Zakaj takšna razlika kljub manjšim računskim masam po EC 8? Projektni pospešek za prvi nihajni čas v smeri Y ($T = 0,364$ s) znaša po EC, 8 $a_g = 0,125$ g. Po obstoječem predpisu pa znaša projektni pospešek za najvišji nihajni čas v smeri Y ($T = 0,301$ s) $a_g = 0,025$ g. Projektni pospešek po EC 8 za prvi nihajni čas v smeri Y je za 400 % večji kot projektni pospešek po obstoječem predpisu. Ker pa je potresni vpliv v smeri Y po obstoječem predpisu korigiran s faktorjem κ_η v višini 1,40, je vrednost $a_g = 0,025$ g * 1,40 = 0,035 g, tako da znaša ta razlika 257 %. Za ostale nihajne čase v smeri X je ta razlika nekoliko manjša, tako da je vrednost celotne prečne sile ob vpetju za 256 % večja za izračun po EC 8. Vpliv zemeljskega pritiska je enak tako po obstoječem predpisu kot po EC 8, zato znaša skupna razlika vrednosti celotne prečne sile iz analize, ob upoštevanju zemeljskega pritiska in potresnega vpliva le 43 %, kar je veliko manj kot znaša razlika samo zaradi potresnega vpliva.

3.2.2 Notranje sile - stena X1

Steno X1-X7 tvori v spodnjih treh etažah 42,6 m dolga stena, katere skupne vrednosti notranjih sil predstavlja seštevek vrednosti elementov X1-X7. V spodnjih treh etažah je prikazana primerjava samo na delu stene, ki ga tvori stena X1.

V preglednici 28 so podane vrednosti prečnih sil in momentov zaradi potresnega vpliva v X in Y smeri ter vpliva zemeljskega pritiska, dobljene z modalno analizo.

Preglednica 28: Vrednosti prečnih sil in momentov iz analize za steno X1

X1	V [kN]			M [kNm]		
	Obstoječ predpis	EC 8	Razlika [%]	Obstoječ predpis	EC 8	Razlika [%]
8	103	148	+44	289	415	+43
7	174	191	+10	768	921	+20
6	215	208	-3	1344	1361	+1
5	268	267	0	2062	1905	-8
4	422	453	+7	3857	3551	-8
3	399	451	+13	4957	4713	-5
2	202	367	+82	5436	5491	+1
1	200	337	+69	5986	6311	+5

Iz preglednice 28 je razvidno, da pri računu prihaja do velikih razlik pri obremenitvah stene X1. Pomemben je podatek, da se v posameznih etažah precej različne. Zaradi drugačne togosti pride do različnega obnašanja konstrukcije. Zaradi upoštevanja različnega števila nihajnih oblik ter upoštevanja kombinacije potresnega vpliva v X in Y smeri po EC 8 ter upoštevanja vpliva slučajne ekscentričnosti, prihaja do različne razporeditve obtežbe po etažah s tem pa tudi do različne razporeditve notranjih sil v elementih konstrukcije. Iz preglednice vidimo, da so vrednosti prečnih sil po EC 8, večje od prečnih sil izračunanih po obstoječem predpisu. Ta vrednost je ob vpetju večja za 69 %, do vrha pa se precej razlikuje in je v 6. etaži celo manjša za 3 %. Kritična za strig je sicer etaža 4, kjer je vrednost večja za 7 %. Pri momentih so te razlike manjše. Ob vpetju je vrednost momenta po standardu EC 8 le za 5 % večja, v četrti etaži pa celo za 8 % manjša. Največja razlika znaša v etaži 8, kjer pa so vrednosti momentov najmanjše.

V preglednici 29 so podane projektne vrednosti prečnih sil in momentov zaradi potresnega vpliva v X in Y smeri ter vpliva zemeljskega pritiska, dobljene z modalno analizo.

Preglednica 29: Projektne vrednosti prečnih sil in momentov za steno X1

X1	V [kN]			M [kNm]		
	Obstoječ predpis	EC 8	Razlika [%]	Obstoječ predpis	EC 8	Razlika [%]
8	134	223	66	376	912	143
7	226	287	27	998	1551	55
6	280	312	12	1747	2189	25
5	348	400	15	2681	2828	5
4	549	679	24	5014	3551	-29
3	519	677	30	6444	4713	-27
2	263	551	110	7067	5491	-22
1	260	506	95	7782	6311	-19

Razlike pri projektnih vrednostih se zaradi 50 % povečanja prečnih sil iz analize po EC 8 in samo 30 % povečanja po obstoječem predpisu, še povečajo. Tako je vrednost prečnih sil ob vpetju po EC 8 večja za 95 %, v kritični etaži za strig (etaža 4) pa za 24 %. Pri projektnih vrednosti momentov pa se razlike zmanjšajo. Po obstoječem predpisu se v vseh etažah povečajo za 30 %, medtem ko se po EC 8, izračuna ovojnica momentov vzdolž vitkih sten, v tem primeru od 4. etaže navzgor. Tako je vrednost projektnega momenta ob vpetju po EC 8 za 19 % manjša kot po obstoječem predpisu. V kritični etaži na upogib (etaža 4) pa celo 29 % manjša. Največja razlika znaša sicer v etaži 8, kjer pa so vrednosti momentov najmanjše.

3.2.3 Notranje sile - stena Y7

Steno z odprtini Y7 v spodnjih dveh etažah sestavljata leva in desna stena, ki sta povezani s prečko. V spodnjih dveh etažah so prikazane samo vrednosti notranjih sil za desno steno, ki je kritična tako za strig kot za upogib. V preostalih etažah ni odprtini. Posebej so prikazane vrednosti, dobljene z analizo in projektne vrednosti. Posebej je prikazan tudi potresni vpliv in vpliv zemeljskega pritiska, ki ima velik vpliv in je po obstoječem predpisu enak kot po EC 8.

Preglednica 30: Vrednosti prečnih sil iz analize za steno Y7

Y7	V_{potres} [kN]			$V_{\text{potres}} + \text{zemeljski pritisk}$ [kN]		
	Obstoječ predpis	EC 8	Razlika [%]	Obstoječ predpis	EC 8	Razlika [%]
8	226	1051	+365	234	1065	+355
7	296	1457	+392	314	1487	+374
6	356	1774	+398	378	1812	+379
5	412	2090	+407	426	2112	+396
4	194	1448	+646	198	1454	+634
3	239	1573	+558	440	1762	+300
2	352	1695	+381	1053	2381	+126
1	279	1432	+413	1683	2796	+66

Iz preglednice 30 vidimo, da je za desno steno na kritičnem mestu ob vpetju, zaradi potresnega vpliva, vrednost prečne sile po EC 8 za 413 % večja kot po izračunu z obstoječim predpisom. V etaži 4 je ta vrednost večja celo za 646 %. Ob upoštevanju potresnega vpliva in vpliva zemeljskega pritiska je ta razlika v spodnjih treh etažah manjša, saj je vpliv zemeljskega pritiska po obstoječem predpisu in EC 8 enak in v primerjavi s potresnim vplivom v spodnjih treh etažah večji. Tako je vrednost prečne sile iz analize po EC 8 na kritičnem mestu ob vpetju za desno steno večja za 66 % v primerjavi z obstoječim predpisom. Razlika v etaži 4 pa se bistveno ne spremeni in znaša 634 %, saj je vpliv zemeljskega pritiska za vrednost prečnih sil od pritličja navzgor izredno majhen.

Preglednica 31: Vrednosti momentov iz analize za steno Y7

Y7	M_{potres} [kNm]			$M_{\text{potres}} + \text{zemeljski pritisk}$ [kNm]		
	Obstoječ predpis	EC 8	Razlika [%]	Obstoječ predpis	EC 8	Razlika [%]
8	384	1353	+252	392	1363	+248
7	816	2960	+263	852	3008	+253
6	1302	4654	+257	1360	4732	+248
5	1838	6446	+251	1860	6466	+248
4	1922	7586	+295	2120	7844	+270
3	995	3347	+236	1659	4141	+150
2	1674	6559	+292	2786	7510	+170
1	2449	10437	+326	7550	15249	+102

Iz preglednice 31 vidimo, da je za desno steno na kritičnem mestu ob vpetju, zaradi potresnega vpliva, vrednost momenta po EC 8 za 326 % večja kot po izračunu po obstoječem predpisu. Ob upoštevanju potresnega vpliva in vpliva zemeljskega pritiska je ta razlika v spodnjih treh etažah manjša, saj je vpliv zemeljskega pritiska po obstoječem predpisu in EC 8 enak in v primerjavi s potresnim vplivom v spodnjih treh etažah večji. Tako je vrednost momenta iz analize po EC 8 v primerjavi z obstoječim predpisom na kritičnem mestu ob vpetju za desno steno večja za 102 %.

Iz preglednic 30 in 31 tudi vidimo, da so razlike za vrednosti momentov ob upoštevanju potresnega vpliva manjše kot za vrednosti prečnih sil. Enaka ugotovitev velja tudi ob upoštevanju potresnega vpliva in zemeljskega pritiska od pritličja navzgor, obratno pa za kritično mesto ob vpetju, kjer je ta razlika med prečnimi silami in momenti, zaradi manjšega vpliva zemeljskega pritiska na vrednosti momentov, večja in znaša 102 %, medtem ko je ta razlika za prečne sile 66 %.

Preglednica 32: Projektne vrednosti prečnih sil za steno Y7

Y7	V_{potres} [kN]			$V_{\text{potres}} + \text{zemeljski pritisk}$ [kN]		
	Obstoječ predpis	EC 8	Razlika [%]	Obstoječ predpis	EC 8	Razlika [%]
8	294	1577	437	304	1598	425
7	385	2185	468	408	2230	446
6	463	2661	475	491	2718	453
5	536	3135	485	554	3168	472
4	252	2172	761	257	2181	747
3	311	2359	659	572	2642	362
2	458	2542	456	1369	3571	161
1	363	2148	492	2188	4194	92

Razlike pri projektne vrednostih se zaradi 50 % povečanja prečnih sil iz analize po standardu EC 8 in samo 30 % povečanja po obstoječem predpisu, še povečajo. V preglednici 32 vidimo, da znašajo razlike projektne vrednosti prečnih sil zaradi potresnega vpliva ob vpetju 492 %, v četrti etaži pa kar 761 %. Ob upoštevanju potresnega vpliva in vpliva zemeljskega pritiska znaša ta razlika ob vpetju 92 %, v četrti etaži pa 747 %.

Preglednica 33: Projektne vrednosti momentov za steno Y7

Y7	M_{potres} [kNm]			$M_{\text{potres} + \text{zemeljski pritis}}$ [kNm]		
	Obstoječ predpis	EC 8	Razlika [%]	Obstoječ predpis	EC 8	Razlika [%]
8	499	1353	171	510	1363	168
7	1061	2960	179	1108	3008	172
6	1693	4654	175	1768	4732	168
5	2389	6446	170	2418	6466	167
4	2499	7586	204	2756	7844	185
3	1294	3347	159	2157	4141	92
2	2176	6559	201	3622	7510	107
1	3184	10437	228	9815	15249	55

Pri projektnih vrednosti momentov pa se razlike v primerjavi z vrednostmi iz analize zmanjšajo. Po obstoječem predpisu se v vseh etažah povečajo za 30 %, medtem ko se po EC 8 izračuna ovojnica momentov vzdolž vitkih sten kar pri steni Y7 ni potrebno. Tako je vrednost projektnega momenta ob vpetju desne stene ob upoštevanju potresnega vpliva po EC 8 za 228 % večja kot po obstoječem predpisu, ob upoštevanju potresnega vpliva in vpliva zemeljskega pritiska pa je ta vrednost večja za 55 %.

3.3 Primerjava potrebne armature

V izračunih po obstoječem predpisu in standardu EC 8 prihaja torej do velikih razlik pri vrednostih projektne notranjih sil v elementih. Ker so različni tudi postopki za izračun nosilnosti za strig in upogib, me je zanimalo, ali količina potrebne armature za strižno in upogibno nosilnost v izračunu po obstoječem predpisu, zadosti zahtevam za potrebno armaturo za izračun strižne in upogibne nosilnosti po EC 8 in kakšne so razlike v armaturi. Potrebno armaturo sem preveril za kritična prereza konzolne stene X1 in stene z odprtini Y7.

3.3.1 Element X1

Stena X1 ima spremenljiv prerez po višini. V spodnjih treh etažah tvori skupaj z elementi X1-X7 42,6 m dolgo steno, v etaži 4 pa spremeni prečni prerez in je sestavljena iz 2,80 m dolge stene s prirobnicami. Kritično mesto stene X1 je zato v etaži 4, kjer so projektne obremenitve največje glede na prečni prerez. Določena strižna in upogibna armatura po obstoječem predpisu v četrti etaži elementa X1 je 12 palic $\Phi 14$ na stiku stojine in pasnice in dve mreži Q 385 na vsaki strani stojine. Čeprav osni sili za projektno potresno stanje v elementu X1 nista povsem enaki, sem v primerjavi za izračun upogibne nosilnosti izbral enako osno silo, določeno v projektu za izvedbo po obstoječem predpisu.

3.3.1.1 Strižna nosilnost

Postopek za izračun strižne nosilnosti V_{Rd} , za element X1 je opisana v razdelku 2.4.3.2.2 in je manjša vrednost izmed vrednosti $V_{Rd,s}$ in $V_{Rd,max}$.

Izračun za dve mreži Q 385:

$$V_{Rd,s} = 7,7 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 2,24 \text{ m} \cdot 43,48 \text{ kN}/\text{cm}^2 \cdot 1 = 749,94 \text{ kN} \quad (111)$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 224 \text{ cm} \cdot 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN}/\text{cm}^2 / 2 = 3030,05 \text{ kN} \quad (112)$$

$$V_{Ed} = 679 \text{ kN} < 750 \text{ kN} = V_{Rd} = V_{Rd,s} \quad (113)$$

Dve mreži Q 385 zadostujeta za strižno nosilnost po EC 8. Izkoriščenost prereza po EC 8 znaša 91 %.

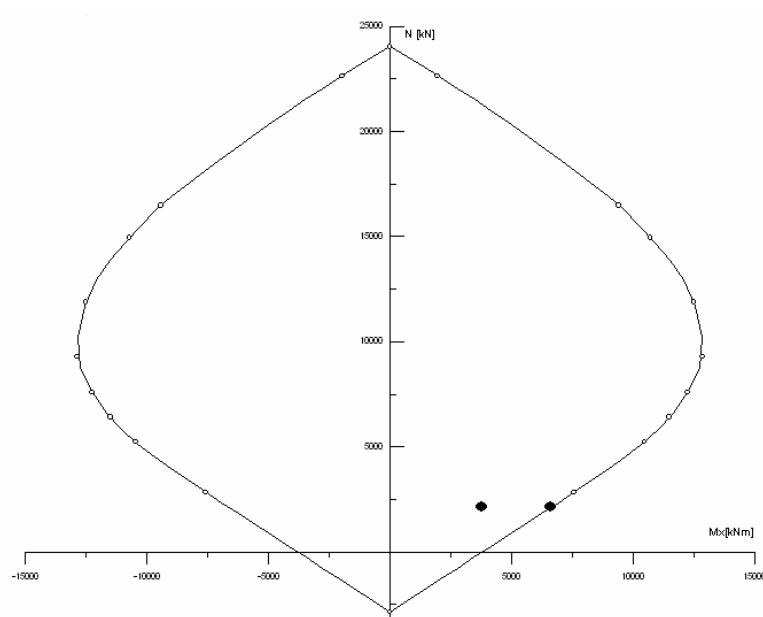
3.3.1.2 Upogibna nosilnost

Račun upogibne nosilnosti s programom DIAS za 12 palic $\Phi 14$ in dve mreži Q 385.

$$N_{Ed} = 2154 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 3551 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 3551 \text{ kNm} < 6600 \text{ kNm} = M_{Rd} \quad (114)$$



Slika 22: Interakcijski diagram stene X1 v 4. etaži

V interakcijskem diagramu na sliki 22 vidimo, da je projektna upogibna odpornost M_{Rd} , pri projektni osni sili 2154 kN, 6600 kNm večja od projektne upogibne obremenitve $M_{Ed} = 3551$ kNm, torej količina potrebne vzdolžne armature po obstoječem predpisu zadostuje tudi za upogibno nosilnost po EC 8.

3.3.2 Element Y7

Kritičen prerez glede na vrednosti projektnih obremenitev v steni z odprtinami Y7 je ob vpetju 9,6 m. Določena strižna in upogibna armatura po obstoječem predpisu ob vpetju stene Y7 je 10 palic $\Phi 14$ na stiku stojine in pasnice ter na prostem robu in dve mreži Q 385. Čeprav osni sili za projektno potresno stanje v elementu X1 nista povsem enaki, sem v

primerjavi za izračun upogibne nosilnosti izbral enako osno silo, določeno v projektu za izvedbo po obstoječem predpisu.

3.3.2.1 Strižna nosilnost

Postopek za izračun strižne nosilnosti V_{Rd} , za element Y7 je opisana v razdelku 2.4.4.2.2 in je manjša vrednost izmed vrednosti $V_{Rd,s}$ in $V_{Rd,max}$.

Izračun za dve mreži Q 385:

$$V_{Rd,s} = 7,7 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 7,68 \text{ m} \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1 = 2571,23 \text{ kN} \quad (115)$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 768 \text{ cm} \cdot 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 6925,82 \text{ kN} \quad (116)$$

$$V_{Ed} = 4194 \text{ kN} > 2571 \text{ kN} = V_{Rd} = V_{Rd,s} \quad (117)$$

Potrebna armatura po obstoječem predpisu, dve mreži Q 385, ne zadostuje za strižno nosilnost po EC 8.

Izračun za dve mreži Q 628:

$$V_{Rd,s} = 12,56 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 7,68 \text{ m} \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1 = 4194,12 \text{ kN} \quad (118)$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 768 \text{ cm} \cdot 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 6925,82 \text{ kN} \quad (119)$$

$$V_{Ed} = 4194 \text{ kN} < 4194 \text{ kN} = V_{Rd} = V_{Rd,s} \quad (120)$$

Za strižno nosilnost po EC 8 zadostujeta dve mreži Q 628. V primerjavi s potrebno strižno armaturo po obstoječem predpisu (dve mreži Q 385) potrebujemo po EC 8 kar 63 % več strižne armature v kritičnem prerezu stene Y7, v 4. etaži.

3.3.2.2 Upogibna nosilnost

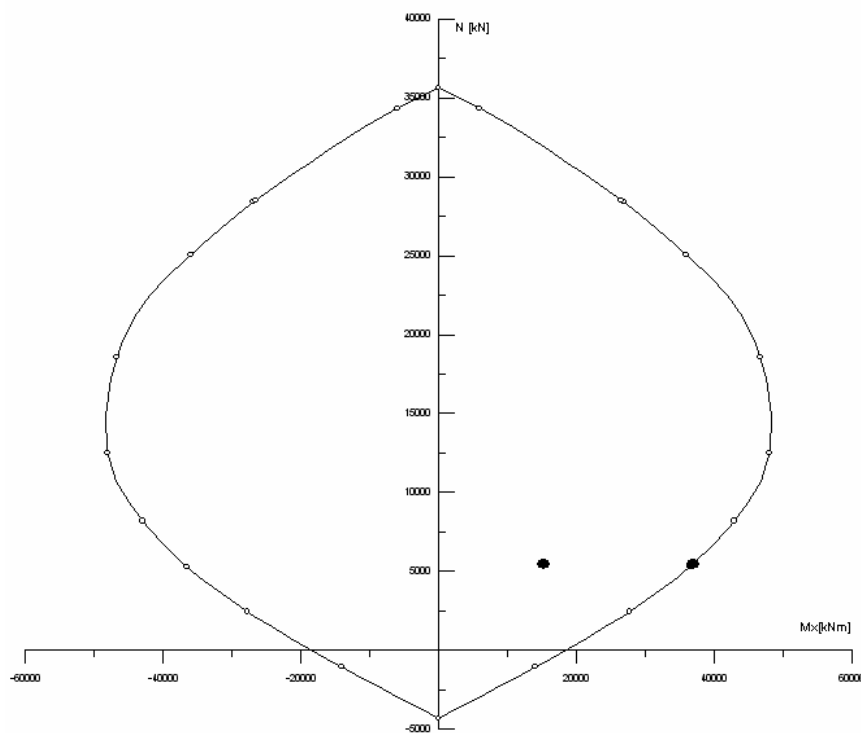
V primerjavi upogibne nosilnosti po obstoječem predpisu in standardu EC 8, ne upoštevam zahtev za konstruiranje robnega stebra, ki je po EC 8 potreben na prostem robu stene Y7 ob vpetju. Izvedba robnega stebra je prikazana na sliki v nadaljevanju.

Račun upogibne nosilnosti s programom DIAS za 10 palic $\Phi 14$ in dve mreži Q 385.

$$N_{Ed} = 5455 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 15249 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 15249 \text{ kNm} < 37000 \text{ kNm} = M_{Rd} \quad (121)$$



Slika 23: Interakcijski diagram za desno steno Y7 ob vpetju

V interakcijskem diagramu na sliki 23 vidimo, da znaša projektna upogibna odpornost M_{Rd} pri projektni osni sili 5455 kN, 37000 kNm in je večja od projektne upogibne obremenitve $M_{Ed} =$

15249 kNm, torej količina potrebne vzdolžne armature po obstoječem predpisu zadostuje tudi za upogibno nosilnost po EC 8.

Povzetek

S pomočjo izračuna za računski model z enakimi nosilnimi elementi sem v primerjavi obstoječega predpisa in standarda EC 8 ugotovil precejšnje razlike. Različne so računске mase za izračun projektne potresne kombinacije, ki so v izračunu po EC 8 manjše za 3 % do 9 %. Kljub manjšim računskim masam se, zaradi upoštevanja vpliva razpokanosti prerezov, s čimer postane računski model konstrukcije podajnejši, nihajni časi povečajo za 20 % do 39 %. Še večje razlike se pojavijo pri izračunu notranjih sil v konstrukciji. Razlikujejo se projektni spektri odziva s katerimi opišemo potresni vpliv. Poleg projektnega spektra odziva se pri modalni analizi po obstoječem predpisu upošteva še korekcijski faktor κ_{η} , ki upošteva razliko med prečno silo ob vpetju pri statični analizi in modalni analizi in znaša v X smeri, kjer je nesimetričnost večja, $\kappa_{\eta} = 1,94$, v Y smeri pa je $\kappa_{\eta} = 1,4$. Za izračun projektne vrednosti notranjih sil je potrebno po obstoječem predpisu vrednosti za prečne sile in momente iz analize povečati za 30 %, v EC 8 pa je potrebno prečne sile iz analize povečati za 50 %, za momente pa vzdolž vitkih primarnih sten izračunati ovojnico momentov. Poleg tega upoštevamo različno število nihajnih oblik, po standardu EC 8 pa je potrebno eksplicitno upoštevati še vpliv slučajne ekscentričnosti ter kombinacijo potresnega vpliva v dveh pravokotnih smereh.

Vrednost celotne prečne sile ob vpetju zaradi potresnega vpliva je tako v smeri X za izračun po standardu EC 8 za 61 % večja kakor za izračun po obstoječem predpisu. V smeri Y je ta vrednost večja za 256 %, ob upoštevanju zemeljskega pritiska, se ta razlika zmanjša in znaša 43 %. Vrednost projektne prečne sile v steni X1 na kritičnem mestu v 4. etaži v izračunu po standardu EC 8 je za 24 % večja kot po obstoječem predpisu, vrednost projektne momenta pa je za 29 % manjša. Vrednosti projektne prečne sile ob vpetju v steni Y7 ob upoštevanju potresnega vpliva v izračunu po standardu EC 8 je za 492 % večja kot po obstoječem predpisu, ob upoštevanju potresnega vpliva in zemeljskega pritiska pa je večja za 92 %. Vrednost projektne momenta ob vpetju v steni Y7 je ob upoštevanju potresnega vpliva večje za 228 %, ob upoštevanju potresnega vpliva in zemeljskega pritiska pa je večja za 55 %.

Na koncu sem preveril še strižno in upogibno nosilnost sten X1 in Y7 po EC 8 z izračunano armaturo po obstoječem predpisu. Izračunana potrebna armatura v kritični 4. etaži stene X1 po obstoječem predpisu, 12 palic Φ 14 na stiku stojine in pasnice in dve mreži Q 385, po ena na vsaki strani stojine, zadostuje tudi za strižno nosilnost (91 %-na izkoriščenost prereza) in upogibno nosilnost po EC 8. Izračunana potrebna armatura ob vpetju stene Y7 po obstoječem predpisu, 10 palic Φ 14 na robu stene in dve mreži Q 385, po ena na vsaki strani stojine, ne zadosti za strižno nosilnost po EC 8, za katero potrebujemo dve mreži Q 628. To pomeni, da potrebujemo za nosilnost v strigu ob vpetju stene Y7 po EC 8 za 63 % več strižne armature kot po obstoječem predpisu. Poleg tega je na prostem robu potrebno zadostiti zahtevam za konstruiranje robnega stebra.

4 PRIMERJAVA RAZLIČNIH MODELOV KONSTRUKCIJE

V drugem poglavju je prikazana analiza z računskim modelom konstrukcije z upoštevanjem vpliva razpokanosti prerezov, upoštevane so sodelujoče širine pasnic posameznih elementov, konstrukcija pa je izračunana za projektni potresni pospešek na območju Maribora, ki znaša 0,1 g. Da bi prikazal vpliv upoštevanja razpokanosti prerezov in upoštevanja sodelujočih širin pasnic v izračunu konstrukcije, sem se odločil, da naredim primerjavo računskega modela konstrukcije iz drugega poglavja z različnimi računskimi modeli brez upoštevanja vpliva razpokanosti prerezov in brez upoštevanja sodelujočih širin pasnic in primerjavo med osnovnim računskim modelom s projektnim potresnim pospeškom 0,1 g in s projektnim potresnim pospeškom na območju Ljubljane, ki znaša 0,25 g.

a) Osnovni model. Kot je že opisano, sem za osnovni model upošteval vpliv razpokanosti prerezov, sodelujoče širine pasnic in pa projektni pospešek na območju Maribora, $a_g = 0,1$ g.

b) Model brez prirobnic. V inženirski praksi se velikokrat pojavljajo poenostavitve, kot je računanje nosilnih elementov brez sodelujočih širin prirobnic. Tako sem naredil primer, kjer nisem upošteval sodelujočih širin prirobnic nosilnih elementov in ga primerjal z osnovnim modelom. Upošteval sem enak projektni pospešek $a_g = 0,1$ g kot pri osnovnem modelu in upošteval vpliv razpokanosti prerezov.

c) Model z nerazpokanimi prerezi. Novost v standardu EC 8 je tudi zahteva po upoštevanju vpliva razpokanosti prerezov pri računu potresnih vplivov, ki je opisana v 2. poglavju. Da bi prikazal razlike, do katerih prihaja zaradi tega, sem naredil primer kjer nisem upošteval vpliva razpokanosti prerezov in ga primerjal z osnovnim primerom iz drugega poglavja. Upošteval sem enak projektni pospešek $a_g = 0,1$ g in sodelujoče širine prirobnic kot v osnovnem modelu.

d) Model s projektnim pospeškom 0,25 g. Objekt je bil projektiran za potresno območje s projektnim pospeškom $a_g = 0,1$ g. Da bi ugotovil, kako bi se takšen objekt obnašal na območju z močnejšim potresnim vplivom, sem objekt »prestavil« na območje Ljubljane in

naredil primer s projektnim pospeškom velikosti 0,25 g. Upošteval sem sodelujoče širine prirobnic in pa vpliv razpokanosti prerezov kot v osnovnem modelu.

4.1 Nihajni časi

V preglednicah 34 in 35 so prikazani nihajni časi za osnovni model z razpokanimi prerezi in sodelujočimi širinami prirobnic in primerjava z nihajnimi časi za model z nerazpokanimi prerezi ter za model brez prirobnic.

Preglednica 34: Primerjava nihajnih časov med osnovnim modelom in modelom brez prirobnic

Nihajna oblika	Osnovni model [s]	Model brez prirobnic [s]	Razlika [%]
1	0,824	1,199	+46
2	0,327	0,354	+8
3	0,255	0,266	+4
4	0,175	0,211	+21
5	0,106	0,115	+8
6	0,088	0,096	+9

Preglednica 35: Primerjava nihajnih časov med osnovnim modelom in modelom z nerazpokanimi prerezi

Nihajna oblika	Osnovni model [s]	Model z nerazpokanimi prerezi [s]	Razlika [%]
1	0,824	0.556	-33
2	0,327	0.258	-21
3	0,255	0.203	-20
4	0,175	0.122	-30
5	0,106	0.077	-27
6	0,088	0.062	-30

4.2 Celotna prečna sila ob vpetju

4.2.1 Smer X

Primerjava rezultatov iz analize, dobljenih s programom EAVEK, za celotno prečno silo ob vpetju v smeri X zaradi potresnega vpliva, ob upoštevanju vpliva naključne ekscentričnosti je podana v preglednicah 36 - 38. Upoštevana je kombinacija potresnega vpliva, $E_{Edx} + 0,3 E_{Edy}$.

Preglednica 36: Primerjava celotne prečne sile ob vpetju v smeri X med osnovnim modelom in modelom brez prirobnic

	Osnovni model	Model brez prirobnic	Razlika [%]
V_{Ed} [kN]	3854	3258	-15

Iz preglednice 36 je razvidno, da je celotna prečna sila ob vpetju v smeri X za model brez prirobnic manjša za 15 % v primerjavi s celotno prečno silo ob vpetju za osnovni model. Ta razlika se pojavi zaradi večje podajnosti modela brez prirobnic zaradi česar so daljši tudi nihajni časi. Projektni pospešek za najvišji nihajni čas v smeri X znaša za model brez prirobnic $a_g = 0,0521$ g, za osnovni model pa $a_g = 0,0763$ g. Projektni pospešek za model brez prirobnic je torej za najvišji nihajni čas za 32 % manjši. V preostalih nihajnih oblikah so te razlike manjše.

Preglednica 37: Primerjava celotne prečne sile ob vpetju v smeri X med osnovnim modelom in modelom z nerazpokanimi prerezi

	Osnovni model	Model z nerazpokanimi prerezi	Razlika [%]
V_{Ed} [kN]	3854	4689	+22

Pri modelu z nerazpokanimi prerezi pa pride v primerjavi z osnovnim modelom do 22 %-ga povečanje celotne prečne sile ob vpetju zaradi večje togosti in nižjih nihajnih časov. Projektni

pospešek za najvišji nihajni čas v smeri X znaša tako za model z nerazpokanimi prerezi $a_g = 0,1132$ g, kar je za 48 % več kot za projektni pospešek za najvišji nihajni čas za osnovni model. V nižjih nihajnih oblikah so te razlike manjše.

Preglednica 38: Primerjava celotne prečne sile ob vpetju v smeri X med osnovnim modelom in modelom z $a_g = 0,25$ g

	Osnovni model	Model z $a_g = 0,25$ g	Razlika [%]
V_{Ed} [kN]	3854	9640	+150

V preglednici 38 je podana še primerjava med osnovnim modelom in modelom s projektnim pospeškom $a_g = 0,25$ g. Lastno nihanje in s tem tudi lastni nihajni časi ostanejo enaki. Razlika je le v projektnem pospešku, ki je večji za 150 %. S tem je tudi celotna prečna sila ob vpetju v smeri X večja za 150 %.

4.2.2 Smer Y

Primerjava rezultatov iz analize, dobljenih s programom EAVEK, za celotno prečno silo ob vpetju v smeri Y zaradi potresnega vpliva, ob upoštevanju vpliva naključne ekscentričnosti je podana v preglednici 39. Upoštevana je kombinacija potresnega vpliva, $E_{Edx} + 0,3 E_{Edy}$. Prikazan je tudi prečna sila ob vpetju zaradi vpliva zemeljskega pritiska.

Preglednica 39: Primerjava celotne prečne sile ob vpetju v smeri Y med osnovnim modelom in modelom brez prirobnic

	Osnovni model	Model brez prirobnic	Razlika [%]
V_{potres} [kN]	6865	6981	+2
$V_{potres+zem.pritisk}$ [kN]	16736	16863	+1

Kljub večji podajnosti modela brez prirobnic je v primerjavi z osnovnim modelom zanemarljiva razlika v vrednosti celotne prečne sile ob vpetju v Y smeri zaradi potresnega

vpliva. Čeprav so nihajni časi nekoliko večji, so vrednosti projektnega pospeška za nihajne oblike z prevladujočo smerjo v smeri Y, približno enake. Enak pa je tudi vpliv zemeljskega pritiska za oba modela.

Preglednica 40: Primerjava celotne prečne sile ob vpetju v smeri Y med osnovnim modelom in modelom z nerazpokanimi prerezi

	Osnovni model	Model z nerazpokanimi prerezi	Razlika [%]
V_{potres} [kN]	6865	6711	-2
$V_{\text{potres+zem.pritisk}}$ [kN]	16736	16522	-1

Tudi v primerjavi celotne prečne sile ob vpetju za osnovni model in model z nerazpokanimi prerezi, ni večjih razlik, saj kljub nižjim nihajnim časom, vrednosti projektnega pospeška ostanejo približno enake.

Preglednica 41: Primerjava celotne prečne sile ob vpetju v smeri Y med osnovnim modelom in modelom z $a_g = 0,25g$

	Osnovni model	Model z $a_g = 0,25g$	Razlika [%]
V_{potres} [kN]	6865	17311	+152
$V_{\text{potres+zem.pritisk}}$ [kN]	16736	27122	+62

Celotna vrednost prečne sile v smeri Y, je zaradi projektnega pospeška $a_g = 0,25 g$ v primerjavi z osnovnim modelom večja za 152 %. Vpliv zemeljskega pritiska pa ob tem ostane enak, tako da je v primerjavi z osnovnim modelom skupna vrednost prečne sile ob vpetju v smeri Y za model z $a_g = 0,25 g$, večja za 62 %.

4.3 Elementa X1 in Y7

4.3.1 Element X1

4.3.1.1 Prečne sile in strižna nosilnost

Primerjava rezultatov za projektne vrednosti prečnih sil v steni X1 zaradi potresnega vpliva, ob upoštevanju vpliva naključne ekscentričnosti je podana v preglednicah 42 - 44. Upoštevana je kombinacija potresnega vpliva, $E_{Edx} + 0,3E_{Edy}$ in vpliv zemeljskega pritiska. Vrednost prečnih sil iz analize je povečana za 50 %. V spodnjih treh etažah so prikazane vrednosti prečnih sil samo za vrednosti elementa X1 in ne za celotno steno, ki je sestavljena iz elementov X1 – X7.

Preglednica 42: Primerjava vrednosti prečnih sil za element X1 med osnovnim modelom in modelom brez prirobnic

Etaža	Osnovni model [kN]	Model brez prirobnic [kN]	Razlika [%]
8	278	355	+28
7	377	415	+10
6	439	463	+5
5	414	327	-21
4	846	632	-25
3	833	675	-19
2	487	499	+3
1	437	480	+10

Preglednica 43: Primerjava vrednosti prečnih sil za element X1 med osnovnim modelom in modelom z nerazpokanimi prerezi

Etaža	Osnovni model [kN]	Model z nerazpokanimi prerezi [kN]	Razlika [%]
8	278	345	+24
7	377	529	+40
6	439	630	+43
5	414	603	+45
4	846	807	-5
3	833	1117	+34
2	487	589	+21
1	437	516	+18

Preglednica 44: Primerjava vrednosti prečnih sil za element X1 med osnovnim modelom in modelom z $a_g = 0,25g$

Etaža	Osnovni model [kN]	Model z $a_g = 0,25g$ [kN]	Razlika [%]
8	278	696	+151
7	377	940	+150
6	439	1099	+150
5	414	1036	+150
4	846	2117	+150
3	833	2077	+149
2	487	1161	+139
1	437	1017	+133

Iz preglednic 42 – 44 je razvidno, da pri računu za različne računske modele prihaja do velikih razlik pri obremenitvah stene X1. Pomemben je podatek, da te razlike pri posameznih modelih niso enake v različnih etažah. Zaradi različne togosti prihaja do različnega obnašanja konstrukcije pri različnih modelih in s tem do različne razporeditve obtežbe po etažah s tem pa tudi do različne razporeditve notranjih sil v elementih konstrukcije za različne modele.

Poleg tega imajo v posameznih etažah nosilni elementi osnovnega modela enake prečne prereze kot nosilni elementi modela brez prirobnic medtem, ko so v nekaterih etažah precejšnje razlike. Tako so na primer vrednosti prečnih sil za model brez prirobnic v primerjavi z osnovnim modelom ponekod manjše za 25 %, ponekod pa celo 28 % večje. Za model z nerazpokanimi prerezi so ta odstopanja od -5 % do 45 %. Za model z projektnim pospeškom $a_g = 0,25$ g, je razlika 150 %, v spodnjih treh etažah pa se zaradi enakega vpliva zemeljskega pritiska, za oba modela, nekoliko zmanjša.

Zaradi različnih vrednosti prečnih sil, potrebujemo v izračunih za različne modele tudi različno strižno armaturo, da zadostimo zahtevam za strižno nosilnost. Primerjalna vrednost strižne armature se v različnih etažah seveda razlikuje. Za primer je v nadaljevanju prikazan izračun strižne nosilnosti za različne modele za element X1 v etaži 4, ki je kritična na strig. Postopek za izračun strižne nosilnosti V_{Rd} , za element X1 je opisana v razdelku 2.4.3.2.2 in je manjša vrednost izmed vrednosti $V_{Rd,s}$ in $V_{Rd,max}$.

Osnovni model

Izračun za dve mreži Q 503:

$$V_{Rd,s} = 10,06 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 2,24 \text{ m} \cdot 43,48 \text{ kN}/\text{cm}^2 \cdot 1 = 980 \text{ kN} \quad (122)$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 224 \text{ cm} \cdot 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN}/\text{cm}^2 / 2 = 3030,05 \text{ kN} \quad (123)$$

$$V_{Ed} = 846 \text{ kN} < 980 \text{ kN} = V_{Rd} = V_{Rd,s} \quad (124)$$

Za strižno nosilnost zadostujeta 2 mreži Q 503.

Model brez prirobnic

Izračun za dve mreži Q 335:

$$V_{Rd,s} = 6,7 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 2,24 \text{ m} \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1 = 652,54 \text{ kN} \quad (125)$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 224 \text{ cm} \cdot 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 3030,05 \text{ kN} \quad (126)$$

$$V_{Ed} = 632 \text{ kN} < 653 \text{ kN} = V_{Rd} = V_{Rd,s} \quad (127)$$

Za strižno nosilnost zadostujeta 2 mreži Q 335.

Model z nerazpokanimi prerezi

Izračun za dve mreži Q 424:

$$V_{Rd,s} = 8,48 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 2,24 \text{ m} \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1 = 825,91 \text{ kN} \quad (128)$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 224 \text{ cm} \cdot 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 3030,05 \text{ kN} \quad (129)$$

$$V_{Ed} = 807 \text{ kN} < 826 \text{ kN} = V_{Rd} = V_{Rd,s} \quad (130)$$

Za strižno nosilnost zadostujeta 2 mreži Q 424.

Model z $a_g = 0,25g$

Izračun za dve mreži Q 636:

$$V_{Rd,s} = 12,72 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 2,24 \text{ m} \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1 = 1238,87 \text{ kN} \quad (131)$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 224 \text{ cm} \cdot 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 3030,05 \text{ kN} \quad (132)$$

$$V_{Ed} = 2117 \text{ kN} > 1239 \text{ kN} = V_{Rd} = V_{Rd,s} \quad (133)$$

Za strižno nosilnost ne zadostujeta 2 mreži Q 636. Za strižno nosilnost je potrebna mrežna armatura s prečnim prerezom horizontalnih palic posamezne mreže $A_{sw} = 10,87 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Za strižno nosilnost elementa X1 v 4. etaži zadostujeta v izračunu za osnovni model, 2 mreži Q 503. Po izračunu za model z nerazpokanimi prerezi sta potrebni 2 mreži Q 424, to je 16 % manj strižne armature kot za osnovni model. Po izračunu za model brez prirobnic pa zadostujeta že 2 mreži Q 335, kar pomeni 33 % manj strižne armature kot v izračunu za osnovni model. Za strižno nosilnost za primer s projektnim pospeškom $a_g = 0,25$ g, pa zadostujeta 2 mreži s prečnim prerezom horizontalnih palic posamezne mreže $A_{sw} = 10,87$ cm²/m, kar pomeni 116 % več strižne armature. Kot je razvidno iz preglednic notranjih sil za steno X1, pa so razlike v potrebni strižni armaturi za različne računske modele v posameznih etažah zelo različne.

4.3.1.2 Momenti in upogibna nosilnost

Primerjava rezultatov za projektne vrednosti momentov v steni X1 zaradi potresnega vpliva, ob upoštevanju vpliva naključne ekscentričnosti je podana v preglednicah 45 - 47. Upoštevana je kombinacija potresnega vpliva, $E_{Edx} + 0,3 E_{Edy}$ in vpliv zemeljskega pritiska. Vrednosti momentov iz analize so od 4. etaže navzgor povečani za ovojnico zaradi nezanesljivosti momentov vzdolž vitkih sten. V spodnjih treh etažah so prikazane vrednosti momentov samo za vrednosti elementa X1 in ne za celotno steno, ki je sestavljena iz elementov X1 – X7.

Preglednica 45: Primerjava vrednosti momentov za element X1 med osnovnim modelom in modelom brez prirobnic

Etaža	Osnovni model [kNm]	Model brez prirobnic [kNm]	Razlika [%]
8	1223	937	-23
7	2079	1593	-23
6	2935	2249	-23
5	3791	2905	-23
4	4764	3648	-23
3	6262	4832	-23
2	6995	5518	-21
1	7739	6295	-19

Preglednica 46: Primerjava vrednosti momentov za element X1 med osnovnim modelom in modelom z nerazpokanimi prerezi

Etaža	Osnovni model [kNm]	Model z nerazpokanimi prerezi [kNm]	Razlika [%]
8	1223	1518	+24
7	2079	2580	+24
6	2935	3643	+24
5	3791	4705	+24
4	4764	5908	+24
3	6262	7959	+27
2	6995	8885	+27
1	7739	9814	+27

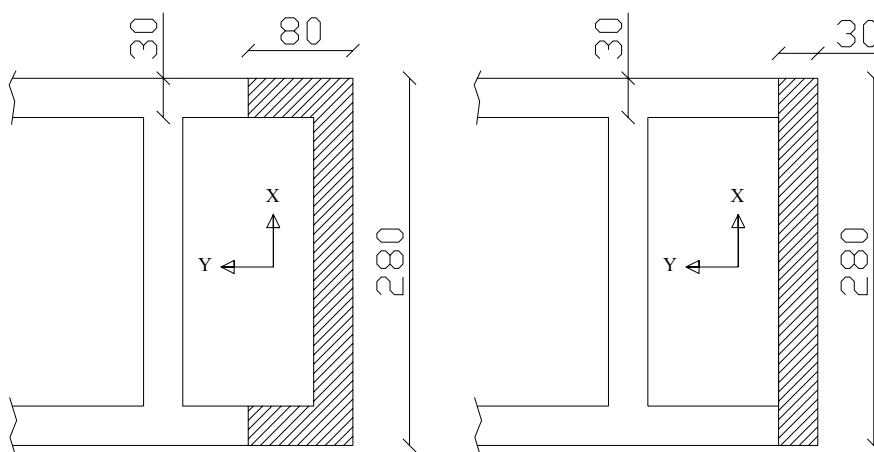
Preglednica 47: Primerjava vrednosti momentov za element X1 med osnovnim modelom in modelom z $a_g = 0,25g$

Etaža	Osnovni model [kNm]	Model z $a_g = 0,25g$ [kNm]	Razlika [%]
8	1223	3057	150
7	2079	5198	150
6	2935	7338	150
5	3791	9478	150
4	4764	11901	150
3	6262	15649	150
2	6995	17398	149
1	7739	19110	147

Iz preglednic 45- 47 je razvidno, da kakor pri vrednostih prečnih sil, v primerjavi posameznih modelov, vrednosti momentov in njihove razlike v različnih etažah niso enake vendar pa so ta odstopanja veliko manjša. Tako so na primer vrednosti momentov za model brez prirobnic v primerjavi z osnovnim modelom manjše za 19 % do 23 %. Za model z nerazpokanimi prerezi so momenti večji od 24 % do 27 %. Za model z projektnim pospeškom $a_g = 0,25 g$, je razlika

150 %, v spodnjih treh etažah pa se zaradi enakega vpliva zemeljskega pritiska, za oba modela, nekoliko zmanjša.

Zaradi različnih vrednosti momentov, potrebujemo v izračunih za različne modele tudi različno vertikalno armaturo, da zadostimo zahtevam za upogibno nosilnost. Primerjalna vrednost upogibne armature se v različnih etažah seveda razlikuje. Za primer je v nadaljevanju prikazan izračun upogibne nosilnosti s programom DIAS za različne modele za element X1 v etaži 4, ki je kritična na upogib. Primerjavo izvedem s potrebno vertikalno armaturo za upogibno nosilnost za primer osnovnega modela (2 * 12 palic Φ 14 mm in 2 mreži Q 503), ki je določena v razdelku 2.4.3.2.4. Pri modelu brez prirobnic je potrebno upogibno nosilnost izračunati za element X1 brez prirobnic.



Slika 24: Prečni prerez stene X1 v 4. etaži s prirobnicama (levo) in brez (desno)

Izračun s programom DIAS za 2 * 12 palic Φ 14 mm in 2 mreži Q 503 pri projektni osni sili
 $N_{Ed} = 897$ kN:

Osnovni model

$$M_{Ed} = 4764 \text{ kNm} < 5200 \text{ kNm} = M_{Rd} \quad (134)$$

Izkoriščenost prereza v upogibu znaša 92 %.

Model brez prirobnic

$$M_{Ed} = 3648 \text{ kNm} > 3600 \text{ kNm} = M_{Rd} \quad (135)$$

Potrebna vertikalna armatura za upogibno nosilnost, v primeru osnovnega modela, ne zadostuje za upogibno nosilnost v primeru modela brez prirobnic.

Model z nerazpokanimi prerezi

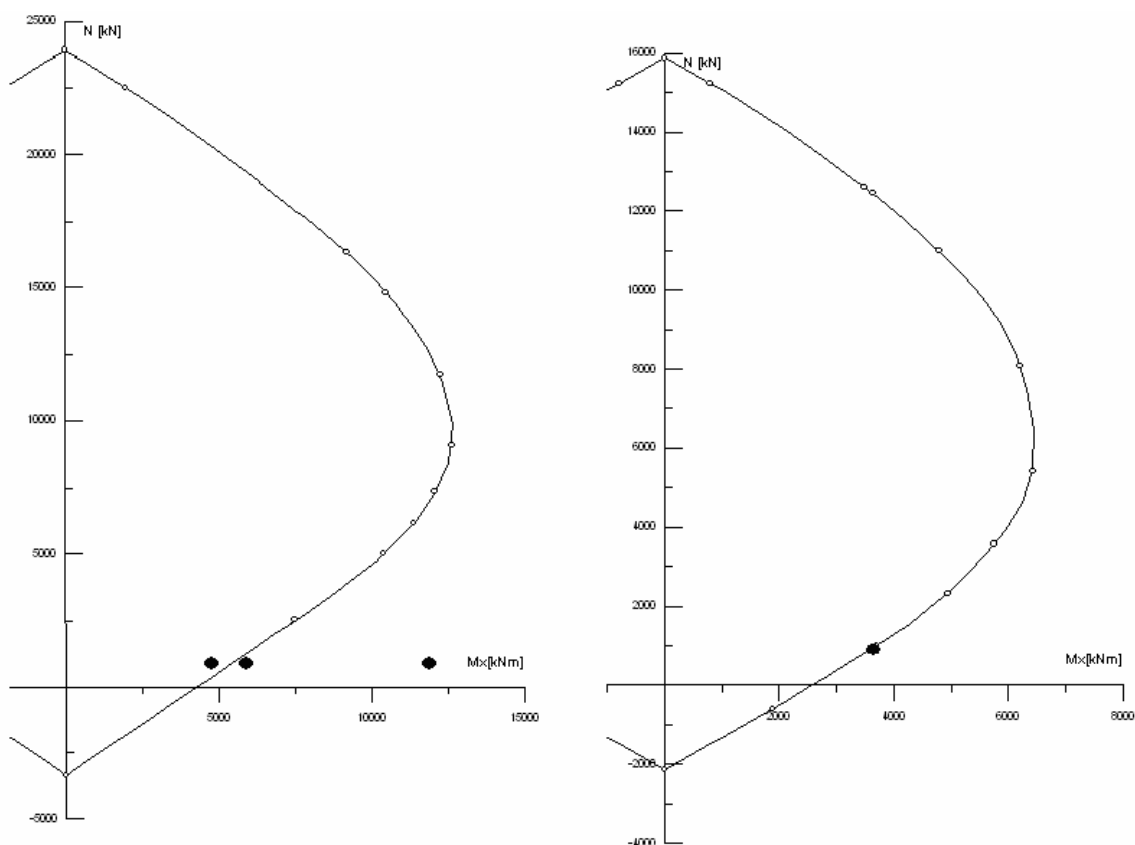
$$M_{Ed} = 5908 \text{ kNm} > 5200 \text{ kNm} = M_{Rd} \quad (136)$$

Potrebna vertikalna armatura za upogibno nosilnost, v primeru osnovnega modela, ne zadostuje za upogibno nosilnost v primeru modela brez prirobnic.

Model z $a_g = 0,25 \text{ g}$

$$M_{Ed} = 11901 \text{ kNm} > 5200 \text{ kNm} = M_{Rd} \quad (137)$$

Potrebna vertikalna armatura za upogibno nosilnost, v primeru osnovnega modela, ne zadostuje za upogibno nosilnost v primeru modela z $a_g = 0,25 \text{ g}$.



Slika 25: Interakcijski diagram za steno X1 s prirobnicama (levo) in brez (desno)

V interakcijskem diagramu na sliki 25 je razvidno, da za upogibno nosilnost stene X1 v 4 etaži zadostuje potrebna vertikalna armatura le za primer osnovnega modela. V primeru modela brez prirobnic je sicer upogibna obremenitev manjša kot v primeru osnovnega modela, vendar je tudi upogibna nosilnost manjša, saj ne upoštevamo prirobnic. Za primer modela s projektnim pospeškom $a_g = 0,25$ g je upogibna nosilnost s potrebno upogibno armaturo za osnovni model prekoračena kar za 129 %.

4.3.2 Element Y7

4.3.2.1 Prečne sile in strižna nosilnost

Primerjava rezultatov za projektne vrednosti prečnih sil v steni Y7 zaradi potresnega vpliva, ob upoštevanju vpliva naključne ekscentričnosti je podana v preglednicah 48 - 50. Upoštevana

je kombinacija potresnega vpliva, $E_{Edy} + 0,3E_{Edx}$ in vpliv zemeljskega pritiska. Vrednost prečnih sil iz analize je povečana za 50 %. V spodnjih dveh etažah steno z odprtinami sestavljata dve steni. Prikazani so rezultati za desno steno, ki je ob vpetju kritična na strig.

Preglednica 48: Primerjava vrednosti prečnih sil za element Y7 med osnovnim modelom in modelom brez prirobnic

Etaža	Osnovni model [kN]	Model brez prirobnic [kN]	Razlika [%]
8	1664	1717	+3
7	2201	2218	+1
6	2671	2643	-1
5	2999	2869	-4
4	2963	2817	-5
3	1496	2018	+35
2	2847	3536	+24
1	3586	4299	+20

Preglednica 49: Primerjava vrednosti prečnih sil za element Y7 med osnovnim modelom in modelom z nerazpokanimi prerezi

Etaža	Osnovni model [kN]	Model z nerazpokanimi prerezi [kN]	Razlika [%]
8	1664	1507	-9
7	2201	2063	-6
6	2671	2542	-5
5	2999	2909	-3
4	2963	2896	-2
3	1496	1426	-5
2	2847	2782	-2
1	3586	3533	-1

Preglednica 50: Primerjava vrednosti prečnih sil za element Y7 med osnovnim modelom in modelom $a_g = 0,25g$

Etaža	Osnovni model [kN]	Model z $a_g = 0,25g$ [kN]	Razlika [%]
8	1664	4129	+148
7	2201	5469	+149
6	2671	6634	+148
5	2999	7444	+148
4	2963	7347	+148
3	1496	3509	+135
2	2847	5993	+111
1	3586	6412	+79

Iz preglednic 48 - 50 je razvidno, kot pri steni X1, da pri računu za različne računske modele prihaja do velikih razlik pri obremenitvah stene Y7. Pomemben je podatek, da te razlike pri posameznih modelih niso enake v različnih etažah. Zaradi različnega obnašanja konstrukcije pri različnih modelih, prihaja do različne razporeditve obtežbe po etažah s tem pa tudi do različne razporeditve notranjih sil v elementih konstrukcije za različne modele. Poleg tega imajo v posameznih etažah nosilni elementi osnovnega modela enake prečne prereze kot nosilni elementi modela brez prirobnic medtem, ko so v nekaterih etažah precejšnje razlike. Tako so na primer vrednosti prečnih sil za model brez prirobnic v primerjavi z osnovnim modelom ponekod manjše za 4 %, ponekod pa celo za 35 % večje. Za model z nerazpokanimi prerezi so ta odstopanja od -1 % do 9 %. Za model z projektnim pospeškom $a_g = 0,25 g$, je razlika 149 %, v spodnjih treh etažah pa se zaradi enakega vpliva zemeljskega pritiska, za oba modela, zmanjša in znaša ob vpetju 79 %.

Zaradi različnih vrednosti prečnih sil, potrebujemo v izračunih za različne modele tudi različno strižno armaturo, da zadostimo zahtevam za strižno nosilnost. Primerjalna vrednost strižne armature se v različnih etažah seveda razlikuje. Za primer je v nadaljevanju prikazan izračun strižne nosilnosti za različne modele, za steno Y7. Kritičen je prerez stene ob vpetju.

Postopek za izračun strižne nosilnosti V_{Rd} , za element Y7 je opisana v razdelku 2.4.4.2.2 in je manjša vrednost izmed vrednosti $V_{Rd,s}$ in $V_{Rd,max}$.

Osnovni model

Izračun za dve mreži Q 628:

$$V_{Rd,s} = 12,56 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 7,68 \text{ m} \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1 = 4194,12 \text{ kN} \quad (138)$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 768 \text{ cm} \cdot 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 6925,82 \text{ kN} \quad (139)$$

$$V_{Ed} = 3586 \text{ kN} < 4194 \text{ kN} = V_{Rd} = V_{Rd,s} \quad (140)$$

Za strižno nosilnost zadostujeta 2 mreži Q 628.

Model brez prirobnic

Izračun za dve mreži Q 628:

$$V_{Rd,s} = 12,56 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 7,68 \text{ m} \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1 = 4194,12 \text{ kN} \quad (141)$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 768 \text{ cm} \cdot 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 6925,82 \text{ kN} \quad (142)$$

$$V_{Ed} = 4299 \text{ kN} > 4194 \text{ kN} = V_{Rd} = V_{Rd,s} \quad (143)$$

Za strižno nosilnost ne zadostujeta 2 mreži Q 628. Za strižno nosilnost je potrebna mrežna armatura s prečnim prerezom horizontalnih palic posamezne mreže $A_{sw} = 6,44 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Model z nerazpokanimi prerezi

Izračun za dve mreži Q 628:

$$V_{Rd,s} = 12,56 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 7,68 \text{ m} \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1 = 4194,12 \text{ kN} \quad (144)$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 768 \text{ cm} \cdot 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 6925,82 \text{ kN} \quad (145)$$

$$V_{Ed} = 3533 \text{ kN} < 4194 \text{ kN} = V_{Rd} = V_{Rd,s} \quad (146)$$

Za strižno nosilnost zadostujeta 2 mreži Q 628.

Model z $a_g = 0,25g$

$$V_{Rd,s} = 12,56 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 7,68 \text{ m} \cdot 43,48 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1 = 4194,12 \text{ kN} \quad (147)$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 768 \text{ cm} \cdot 0,54 \cdot 1,67 \text{ kN/cm}^2 / 2 = 6925,82 \text{ kN} \quad (148)$$

$$V_{Ed} = 6214 \text{ kN} > 4194 \text{ kN} = V_{Rd} = V_{Rd,s} \quad (149)$$

Za strižno nosilnost ne zadostujeta 2 mreži Q 628. Za strižno nosilnost je potrebna mrežna armatura s prečnim prerezom horizontalnih palic posamezne mreže $A_{sw} = 9,31 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Za strižno nosilnost stene Y7 ob vpetju zadostujeta po izračunu za osnovni model, 2 mreži Q 628. Tudi po izračunu za model z nerazpokanimi prerezi zadostujeta dve mreži Q 628. Po izračunu za model brez prirobnic pa zadostujeta 2 mreži s prečnim prerezom horizontalnih palic posamezne mreže $A_{sw} = 6,44 \text{ cm}^2/\text{m}$, kar pomeni 3 % več strižne armature kot po izračunu za osnovni model. Za strižno nosilnost za primer s projektnim pospeškom $a_g = 0,25 g$, pa zadostujeta 2 mreži s prečnim prerezom horizontalnih palic posamezne mreže $A_{sw} = 9,31 \text{ cm}^2/\text{m}$, kar pomeni 48 % več strižne armature v primeru osnovnega modela. Kot je razvidno iz preglednic notranjih sil za steno Y7, pa so razlike v potrebni strižni armaturi za različne računske modele v posameznih etažah zelo različne.

4.3.2.2 Momenti in upogibna nosilnost

Primerjava rezultatov za projektne vrednosti momentov v steni Y7 zaradi potresnega vpliva, ob upoštevanju vpliva naključne ekscentričnosti je podana v preglednicah 51 - 53. Upoštevana je kombinacija potresnega vpliva, $E_{Edx} + 0,3 E_{Edy}$ in vpliv zemeljskega pritiska.

Preglednica 51: Primerjava vrednosti momentov za element Y7 med osnovnim modelom in modelom brez prirobnic

Etaža	Osnovni model [kNm]	Model brez prirobnic [kNm]	Razlika [%]
8	1447	1514	+5
7	3052	3115	+2
6	4819	4821	+0
5	6566	6362	-3
4	8659	8034	-7
3	3762	3410	-9
2	7200	7547	+5
1	13415	15537	+16

Preglednica 52: Primerjava vrednosti momentov za element Y7 med osnovnim modelom in modelom z nerazpokanimi prerezi

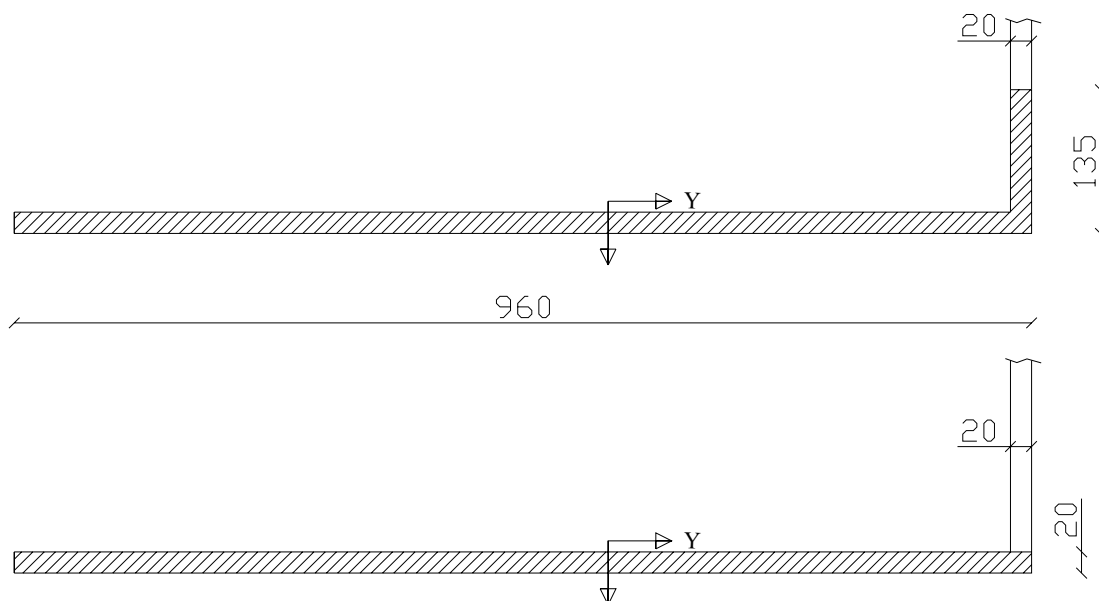
Etaža	Osnovni model [kNm]	Model z nerazpokanimi prerezi [kNm]	Razlika [%]
8	1447	1680	+16
7	3052	3710	+22
6	4819	6052	+26
5	6566	8506	+30
4	8659	11402	+32
3	3762	5730	+52
2	7200	9589	+33
1	13415	15699	+17

Preglednica 53: Primerjava vrednosti momentov za element Y7 med osnovnim modelom in modelom z $a_g = 0,25g$

Etaža	Osnovni model [kNm]	Model z $a_g = 0,25g$ [kNm]	Razlika [%]
8	1447	3591	+148
7	3052	7588	+149
6	4819	11997	+149
5	6566	16394	+150
4	8659	21415	+147
3	3762	8872	+136
2	7200	16950	+135
1	13415	27846	+108

Iz preglednic 51 - 53 je razvidno, da kakor pri vrednostih prečnih sil, v primerjavi posameznih modelov, vrednosti momentov in njihove razlike v različnih etažah niso enake. Tako so na primer vrednosti momentov za model brez prirobnic v primerjavi z osnovnim modelom ponekod manjše za 9 %, ponekod pa celo 16 % večje. Za model z nerazpokanimi prerezi so momenti večji od 16 % do 52 %. Za model z projektnim pospeškom $a_g = 0,25 g$, je razlika 150 %, v spodnjih treh etažah pa se zaradi enakega vpliva zemeljskega pritiska, za oba modela, nekoliko zmanjša.

Zaradi različnih vrednosti momentov, potrebujemo v izračunih za različne modele tudi različno vertikalno armaturo, da zadostimo zahtevam za upogibno nosilnost. Primerjalna vrednost upogibne armature se v različnih etažah seveda razlikuje. Za primer je v nadaljevanju prikazan izračun upogibne nosilnosti s programom DIAS za različne modele ob vpetju stene Y7, kjer je prerez kritičen na upogib. Primerjavo izvedem s potrebno vertikalno armaturo za upogibno nosilnost za primer osnovnega modela (18 palic $\Phi 12$ mm na prostem robu in 12 palic $\Phi 12$ mm na stiku pasnice in stojine ter 2 mreži Q 628), ki je določena v razdelku 2.4.4.2.4. Pri modelu brez prirobnic je potrebno upogibno nosilnost izračunati za element Y7 brez prirobnic.



Slika 26: Prečni prerez desne stene Y7 ob vpetju s prirobnico (zgoraj) in brez (spodaj)

Izračun s programom DIAS za 18 palic Φ 12 mm na prostem robu in 12 palic Φ 12 mm v vogalu in dve mreži Q 628 pri projektni osni sili, kadar potresni vpliv povzroča natezno osno silo $N_{Ed} = 1248$ kN:

Osnovni model

$$M_{Ed} = 13415 \text{ kNm} < 35000 \text{ kNm} = M_{Rd} \quad (150)$$

Izkoriščenost prereza v upogibu znaša 38 %.

Model brez prirobnic

$$M_{Ed} = 15537 \text{ kNm} > 35000 \text{ kNm} = M_{Rd} \quad (151)$$

Izkoriščenost prereza v upogibu znaša 44 %.

Model z nerazpokanimi prerezi

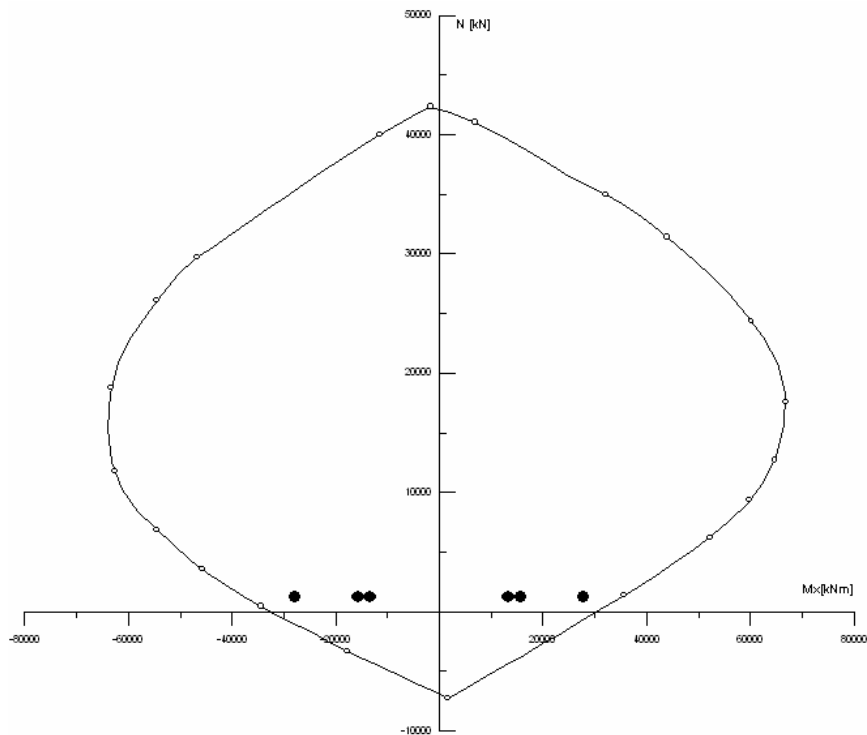
$$M_{Ed} = 15699 \text{ kNm} < 35000 \text{ kNm} = M_{Rd}$$

Izkoriščenost prereza v upogibu znaša 45 %.

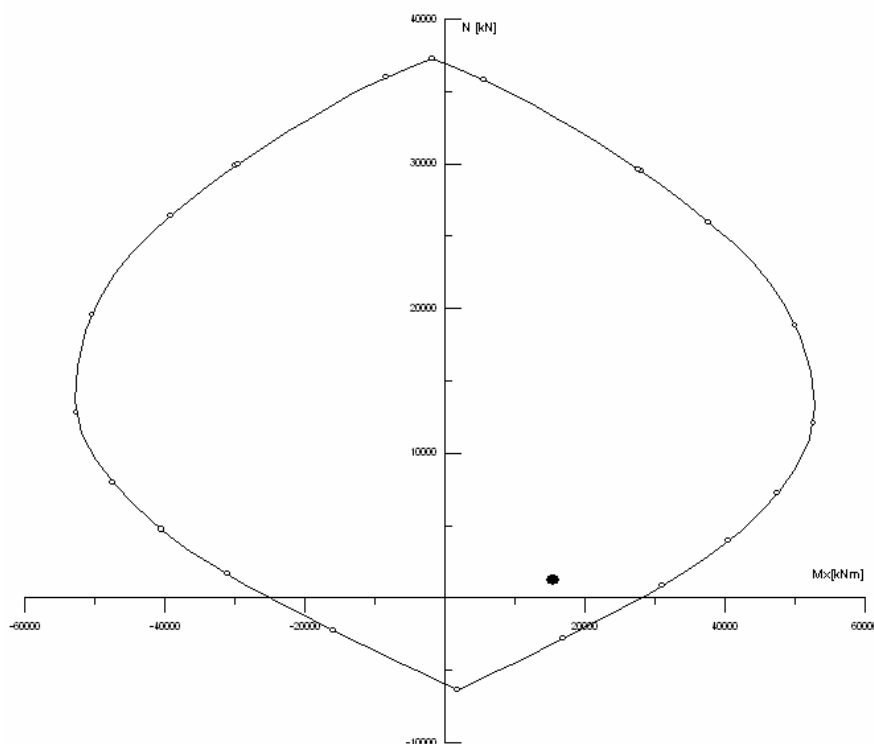
Model z $a_g = 0,25g$

$$M_{Ed} = 27846 \text{ kNm} < 35000 \text{ kNm} = M_{Rd} \tag{152}$$

Izkoriščenost prereza v upogibu znaša 80 %.



Slika 27: Interakcijski diagram za desno steno Y7 s prirobnico ob vpetju



Slika 28: Interakcijski diagram za desno steno Y7 brez prirobnice ob vpetju

V interakcijskem diagramu na slikah 27 in 28 je razvidno, da za upogibno nosilnost stene Y7 ob vpetju potrebna vertikalna armatura za primer osnovnega modela zadostuje za vse različne modele in tudi za primer z $a_g = 0,25$ g.

Povzetek

V poglavju o primerjavi različnih računskih modelov je na primeru obravnavane konstrukcije prikazano, kakšen vpliv ima upoštevanje razpokanosti prerezov in upoštevanje sodelujočih širin prirobnic na obnašanje konstrukcije. Tako se nihajni časi v smeri X za model brez upoštevanja sodelujočih širin prirobnic povečajo za 4 % do 46 %, za model z neupoštevanjem vpliva razpokanosti prerezov, pa so nihajni časi za 20 % do 33 % manjši. Zaradi različnih nihajnih časov so za pripadajoče nihajne oblike, različni tudi projektni potresni pospeški. S tem so različne tudi vrednosti notranjih sil v konstrukciji. V smeri X je na primer vrednost celotne prečne sile ob vpetju za model brez prirobnic manjša za 15 %, za model z nerazpokanimi prerezi pa za 22 % večja. V smeri Y, kjer projektni potresni pospeški za

pripadajoče nihajne oblike ostanejo za različne računske modele približno enaki, pa tudi vrednosti celotne prečne sile ob vpetju ostanejo približno enake. Različne so tudi vrednosti notranjih sil v posameznih nosilnih elementih vendar pa v različnih nosilnih elementih ne pride do enakomernega povečanja ali zmanjšanja notranjih sil v različnih etažah. Tako so na primer vrednosti prečnih sil stene X1 za model brez prirobnic v primerjavi z osnovnim modelom ponekod manjše za 25 %, ponekod pa celo 28 % večje. Za model z nerazpokanimi prerezi so ta odstopanja od -5 % do 45 %. Razlikuje se tudi potrebna določena strižna armatura. Za strižno nosilnost elementa X1 v kritični 4. etaži zadostujeta v izračunu za osnovni model, 2 mreži Q 503. Po izračunu za model z nerazpokanimi prerezi sta potrebni 2 mreži Q 424, to je 16 % manj strižne armature kot za osnovni model. Po izračunu za model brez prirobnic pa zadostujeta že 2 mreži Q 335, kar pomeni 33 % manj strižne armature kot v izračunu za osnovni model. Razlikujejo se seveda tudi vrednosti momentov za steno X1. Tako so na primer vrednosti momentov za model brez prirobnic v primerjavi z osnovnim modelom manjše za 19 % do 23 %. Za model z nerazpokanimi prerezi so momenti večji od 24 % do 27 %. Za upogibno nosilnost stene X1 v 4. etaži zadostuje potrebna vertikalna armatura le za primer osnovnega modela. V primeru modela brez prirobnic je sicer upogibna obremenitev manjša kot v primeru osnovnega modela, vendar je tudi upogibna nosilnost manjša, saj ne upoštevamo prirobnic. Tudi v primeru stene Y7 pride do razlik v vrednostih notranjih sil. Vrednosti prečnih sil so za model brez prirobnic v primerjavi z osnovnim modelom ponekod manjše za 4 %, ponekod pa celo 35 % večje. Za model z nerazpokanimi prerezi so ta odstopanja od -1 % do 9 %. Razlikuje se tudi potrebna določena strižna armatura. Za strižno nosilnost stene Y7 ob vpetju zadostujeta po izračunu za osnovni model, 2 mreži Q 628. Tudi po izračunu za model z nerazpokanimi prerezi zadostujeta dve mreži Q 628. Po izračunu za model brez prirobnic pa zadostujeta 2 mreži s prečnim prerezom horizontalnih palic posamezne mreže $A_{sw} = 6,44 \text{ cm}^2/\text{m}$. Razlikujejo se seveda tudi vrednosti momentov za steno Y7. Tako so na primer vrednosti momentov za model brez prirobnic v primerjavi z osnovnim modelom manjše za 9 % do 16 %. Za model z nerazpokanimi prerezi pa večje od 16 % do 52 %. Za upogibno nosilnost stene Y7 ob vpetju potrebna vertikalna armatura za primer osnovnega modela zadostuje tudi v primeru modela brez prirobnic in modela z nerazpokanimi prerezi.

Zanimala me je tudi primerjava za primer, ko za obravnavano konstrukcijo upoštevamo projektni potresni pospešek na območju Ljubljane, ki znaša 0,25 g. V tem primeru je vrednost celotne prečne sile ob vpetju večja za 150 %. V smeri Y je ta vrednost manjša, saj je potrebno upoštevati tudi vpliv zemeljskega pritiska, ki deluje v smeri Y in je v obeh primerih enak, tako da je celotna vrednost prečne sile ob vpetju večja za 62 %. Da zadostimo zahtevam za strižno in upogibno nosilnost po EC 8, potrebujemo za steno X1 v kritični 4. etaži v primeru stavbe, ki leži na območju Ljubljane kar za 116 % več strižne armature medtem, ko je upogibna nosilnost prekoračena za 129 %. V primeru stene Y7 pa na kritičnem mestu ob vpetju potrebujemo 48 % več strižne armature, določena armatura za stavbo, ki leži na območju Maribora, pa zadošča tudi za upogibno nosilnost za primer, ko stavba leži na območju Ljubljane.

5 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi sem obravnaval potresno odporno projektiranje realne, obstoječe, 8 etažne stanovanjsko-poslovne stavbe v Mariboru v skladu z določili evropskega standarda EC 8, ki obravnava potresno odporno projektiranje konstrukcij. Na podlagi izračuna po obstoječem standardu sem naredil tudi primerjavo z izračunom obravnavane konstrukcije po EC 8. V zadnjem delu sem preveril še vpliv razpokanosti prerezov, vpliv sodelujočih širin prirobnic in obnašanje konstrukcije s potresno intenziteto na območju Ljubljane.

Za projektiranje v skladu z EC 8 je potrebno, ob upoštevanju EC 0 in EC 1, izračunati glavne karakteristike konstrukcije in vplive nanjo. Ena izmed glavnih karakteristik konstrukcije je, glede na sposobnost sipanja energije, izbrana stopnja duktilnosti. Odločil sem se za srednjo stopnjo duktilnosti – DCM («ductility class medium»), za katero je z ustreznimi materiali in konstruiranjem zadoščeno zahtevam za projektiranje za DCM. Za stenasti sistem in konstrukcijo, nepravilno po višini sem izbral vrednost faktorja obnašanja za vodoravne vplive $q = 2,4$, ki nam pove, koliko lahko zaradi duktilnosti konstrukcije reduciramo potresni vpliv na konstrukcijo. Za določitev potresnega vpliva sem izračunal mase konstrukcije in pripadajoče masne momente. Potrebno je poznati še ustrezen tip tal na katerih stoji konstrukcija (tip B) in pa projektni potresni pospešek, ki na območju Maribora znaša $a_g = 0,1$ g. Novost v standardu EC 8 je tudi upoštevanje vpliva razpokanosti prerezov. Pri izračunu geometrijskih karakteristik nosilnih elementov sem tako upošteval polovično vrednost ustrezne upogibne in strižne togosti. Z ustreznimi podatki ob upoštevanju slučajne ekscentričnosti sem izvršil modalno analizo z projektnimi spektri odziva z računalniškim programom EAVEK. Upošteval sem tudi vpliv mirnega zemeljskega pritiska v spodnjih treh etažah v višini 8,2 m. Čeprav program EAVEK v primerjavi z sodobnimi 3-D računalniškimi programi izgleda že nekoliko zastarel, omogoča hiter in dober pregled nad nekaterimi najpomembnejšimi podatki za projektiranje kot so konstrukcijski sistem, nosilni elementi, nihajni časi in nihajne oblike, pomiki konstrukcije in njenih elementov, celotno prečno silo ob vpetju, notranje sile v posameznih nosilnih elementih v posameznih etažah in druge. V smeri X ima konstrukcija manjši delež nosilnih elementov kot v smeri Y in je zato tudi bolj podajna.

Najvišji nihajni čas konstrukcije tako pripada nihajni obliki z glavno smerjo v smeri X in znaša 0,824 s. Najvišji nihajni čas v bolj togi Y smeri znaša 0,327 s. Temu primerno so v smeri X večji tudi pomiki. Za izračun dejanskih pomikov je potrebno pomnožiti dobljene pomike iz analize s faktorjem obnašanja. Maksimalni pomik konstrukcije na vrhu znaša v X smeri 4,46 cm, v smeri Y pa 1,19 cm. V skladu z določili EC 8 je potrebno zadostiti dvema osnovnima zahtevama, zahtevi o mejnem stanju uporabnosti in mejnem stanju nosilnosti. Obravnavana konstrukcija z izpolnjenim pogojem o omejitvi etažnih pomikov zadošča zahtevi o mejnem stanju uporabnosti. Za mejno stanje nosilnosti sem preveril pogoj nosilnosti in pogoj duktilnosti. Za vse vertikalne nosilne elemente za prevzem vertikalne in horizontalne obtežbe je izpolnjena zahteva za projektno potresno kombinacijo vplivov $E_d < R_d$. To pomeni, da je projektna obremenitev nosilnih elementov manjša kot pripadajoča projektna nosilnost. Za določitev projektnih obremenitev je potrebno rezultate iz analize povečati v skladu z določili EC 8. Vrednosti projektnih prečnih sil so zaradi plastifikacije in vpliva višjih nihajnih oblik v nelinearnem področju večje za 50 %, vrednosti momentov pa povečane z ovojnico momentov vzdolž vitkih primarnih sten. S pomočjo EC 2 sem preveril in izpolnil zahteve za normirano osno silo in upogibno ter strižno nosilnost. Postopek dimenzioniranja in konstruiranja za zagotovitev lokalne duktilnosti ter končne rezultate sem podal za kritična elementa konstrukcije, po enega za vsako nosilno smer. V smeri X je to konzolna stena X1, v smeri Y pa stena z odprtinami Y7. Za izpolnitev vseh zahtev za mejno stanje nosilnosti bi moral preveriti še pogoj ravnotežja, pogoj stabilnosti temeljev in pogoj dilatacij.

V primerjavi s projektiranjem po obstoječih predpisih prihaja pri projektiranju potresno odporne stavbe po EC 8 do velikih razlik. Vsi podatki za projektiranje obravnavane konstrukcije po obstoječih predpisih so bili vzeti iz projekta za izvedbo, ki ga je leta 1999 izdelal Inženirski biro Balič, z odgovornim projektantom konstrukcije Srečkom Baličem, univ. dipl. inž. Razlikuje se že določanje posameznih karakteristik konstrukcije in izračun vplivov nanjo. Razlikuje se tudi računski model za katerega je potrebno za izračun po EC 8 upoštevati vpliv razpokanosti prerezov. Razlikuje se tudi izračun mas za določanje potresnega vpliva, saj se po obstoječem standardu upošteva 50 % vrednosti spremenljivega vpliva. Tako se spremeni tudi lastno nihanje konstrukcije in pa nihajni časi ter nihajne oblike. Nihajni časi se tako po EC 8 povečajo za 20 - 39 %. Razlikuje se tudi podajanje projektnih spektrov

odziva za modalno analizo. Poleg projektnega spektra odziva se pri modalni analizi po obstoječem predpisu upošteva še korekcijski faktor κ_{η} , ki upošteva razliko med prečno silo ob vpetju pri statični analizi in modalni analizi in znaša v X smeri, kjer je nesimetričnost večja, $\kappa_{\eta} = 1,94$, v Y smeri pa je $\kappa_{\eta} = 1,4$. Tako se spremeni tudi vrednost celotne prečne sile iz analize ob vpetju, ki je zaradi potresnega vpliva v smeri X za izračun po standardu EC 8 za 61 % večja. V smeri Y je ta vrednost večja za 256 %, ob upoštevanju vpliva zemeljskega pritiska pa se ta razlika zmanjša in znaša 41 %. Da dobimo projektne obremenitve, je potrebno po obstoječih predpisih dobljene vrednosti prečnih sil in momentov iz analize povečati za 30 %. V obeh izračunih prihaja torej do velikih razlik v projektnih obremenitvah nosilnih elementov. Za kritičen element, konzolno steno X1, v smeri X so tako vrednosti projektnih prečnih sil ob upoštevanju potresnega vpliva v kritičnem prerezu v 4. etaži večje za 24 %, vrednosti momentov pa za 29 % manjše. Za kritičen element, steno z odprtinami Y7, v smeri Y pa so projektne vrednosti prečnih sil ob upoštevanju potresnega vpliva in vpliva zemeljskega pritiska v kritičnem prerezu ob vpetju stene večje za 93 %, vrednosti momentov pa za 55 %. Ob vseh razlikah me je zanimalo, ali izračunana potrebna armatura po obstoječih predpisih zadosti zahtevam za upogibno in strižno nosilnost po EC 8. Za kritično mesto stene X1 v 4. etaži, armatura določena po obstoječem predpisu zadostuje tako za strižno kot tudi za upogibno nosilnost za izračun po EC 8. Tudi za kritično mesto stene Y7 ob vpetju, določena armatura zadostuje za upogibno nosilnost, medtem ko potrebujemo za strižno nosilnost za izračun po EC 8, 63 % več strižne armature.

V poglavju o primerjavi različnih računskih modelov je na primeru obravnavane konstrukcije prikazano, kakšen vpliv ima upoštevanje razpokanosti prerezov in upoštevanje sodelujočih širin prirobnic na obnašanje konstrukcije. Tako se najvišji nihajni čas v smeri X za model brez upoštevanja sodelujočih širin prirobnic poveča kar za 46 %, za model z neupoštevanjem vpliva razpokanosti prerezov, pa je najvišji nihajni čas za 33 % manjši. Zaradi različnih nihajnih časov so za pripadajoče nihajne oblike, različni tudi projektni potresni pospeški. S tem so različne tudi vrednosti notranjih sil v konstrukciji. V smeri X je na primer vrednost celotne prečne sile ob vpetju za model brez prirobnic manjša za 15 %, za model z nerazpokanimi prerezi pa za 22 % večja. V smeri Y, kjer projektni potresni pospeški za pripadajoče nihajne oblike ostanejo za različne računske modele približno enaki, pa tudi

vrednosti celotne prečne sile ob vpetju ostanejo približno enake. Različne so tudi vrednosti notranjih sil v posameznih nosilnih elementih vendar pa v različnih nosilnih elementih ne pride do enakomernega povečanja ali zmanjšanja notranjih sil v različnih etažah. Tako določena armatura v steni X1 za osnovni model zadošča za strižno nosilnost stene X1 za model brez prirobnic in model z nerazpokanimi prerezi, določena armatura v steni Y7 pa zadošča za strižno nosilnost stene za model z nerazpokanimi prerezi, za model brez prirobnic pa ne. Podobno je tudi z upogibno nosilnostjo, kjer določena armatura za steno X1 za osnovni model ne zadošča za upogibno nosilnost stene X1 v primeru modela brez prirobnic in modela z nerazpokanimi prerezi, določena armatura za steno Y7 pa zadošča za upogibno nosilnost v primeru modela brez prirobnic in modela z nerazpokanimi prerezi.

Zanimiva je tudi primerjava za primer, ko za obravnavano konstrukcijo upoštevamo projektni potresni pospešek na območju Ljubljane, ki znaša 0,25 g. V tem primeru je vrednost celotne prečne sile ob vpetju večja za 150 %. V smeri Y je ta vrednost manjša, saj je potrebno upoštevati tudi vpliv zemeljskega pritiska, ki deluje v smeri Y in je v obeh primerih enak, tako da je celotna vrednost prečne sile ob vpetju večja za 62 %. Da zadostimo zahtevam za strižno in upogibno nosilnost po EC 8, potrebujemo za steno X1 v kritični 4. etaži v primeru stavbe, ki leži na območju Ljubljane kar za 116 % več strižne armature medtem, ko je upogibna nosilnost prekoračena za 129 %. V primeru stene Y7 pa na kritičnem mestu ob vpetju potrebujemo 48 % več strižne armature, določena armatura za stavbo, ki leži na območju Maribora, pa zadošča tudi za upogibno nosilnost za primer, ko stavba leži na območju Ljubljane.

V diplomski nalogi sem torej prikazal postopek potresno odpornega projektiranja konstrukcije po standardu EC 8. V primerjavi s projektiranjem po obstoječih predpisih prihaja do velikih zaradi katerih so precej različni tudi rezultati analize in pa končni rezultati potrebne količine armature. Vendar pa so za posamezne primere ti rezultati precej različni. Tako ne moremo vnaprej trditi, da količina armature, določena po EC 8 zadošča tudi za potrebno količino armature po obstoječem predpisu in obratno. Tako kot tudi ne moremo vnaprej trditi, kako upoštevanje vpliva razpokanosti prevezov in neupoštevanja prirobnic vpliva na obnašanje

posameznih elementov in konstrukcije kot celote, ampak je potrebno z analizo posameznih primerov ugotoviti kakšne so razlike pri dimenzioniranju posameznih elementov konstrukcije.

VIRI

Karta projektnega pospeška tal. 2001. Ljubljana, Ministrstvo za okolje in prostor, Agencija republike Slovenije za okolje.

http://www.arso.gov.si/podrocja/potresi/podatki/projektني_pospesek_tal.jpg (5.5.2006)

Fajfar, P. 1987. EAVEK: program za elastično analizo večetažnih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FAGG, IKPIR: 64 strani.

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FAGG: 550 strani.

Standardi:

EN 1992-1-1 2004. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. April 2004.

SIST EN 1990 2004. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij. Osnutek. September 2004.

SIST EN 1991-1-1 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije. Del 1-1: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. Osnutek. September 2004.

SIST EN 1998-1 2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe. Osnutek. Marec 2005

PRILOGA A: OPAŽNA IN ARMATURNNA NAČRTA

Risba A1: Opažni in armaturni načrt stene X1 (M 1:50)

Risba A2: Opažni in armaturni načrt stene Y7 (M 1:50)

PRILOGA B: GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE ELEMENTOV

Na zgoščenki se nahaja mapa »PRILOGA_B«, ki vsebuje:

- »Geometrijske_karakteristike_nosilnih_elementov_v_smeri_X.pdf«, kjer so v preglednicah podane geometrijske karakteristike nosilnih elementov v smeri X
- »Geometrijske_karakteristike_nosilnih_elementov_v_smeri_Y.pdf«, kjer so v preglednicah podane geometrijske karakteristike nosilnih elementov v smeri Y

PRILOGA C: IZRAČUN MAS

Na zgoščenki se nahaja mapa »PRILOGA_C«, ki vsebuje:

- »Izracun_mas_po_posameznih_etazah.pdf«, kjer so izračunane mase po posameznih etažah

PRILOGA D: IZRAČUN MASNIH MOMENTOV

Na zgoščenki se nahaja mapa »PRILOGA_D«, ki vsebuje:

- »Izracun_masnih_momentov_po_posameznih_etazah.pdf«, kjer so izračunani masni momenti po posameznih etažah

PRILOGA E: IZPIS RAČUNALNIŠKEGA PROGRAMA EAVEK

Na zgoščenki se v mapi »PRILOGA_E« nahaja 5 map:

- mapa »IZPIS_EAVEK_OSNOVNI_MODEL« vsebuje:
 - »EAVEK_brez_slucajne_ekscentricnosti.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primer osnovnega računskega modela, brez upoštevanja slučajne ekscentričnosti
 - »EAVEK_slucajna_ekscentricnost_A.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primer osnovnega računskega modela, z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti $+e_x, +e_y$
 - »EAVEK_slucajna_ekscentricnost_B.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primer osnovnega računskega modela, z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti $+e_x, -e_y$
 - »EAVEK_slucajna_ekscentricnost_C.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primer osnovnega računskega modela, z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti $-e_x, +e_y$
 - »EAVEK_slucajna_ekscentricnost_D.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primer osnovnega računskega modela, z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti $-e_x, -e_y$

- mapa »IZPIS_EAVEK_MODEL_BREZ_PRIROBNIC« vsebuje:
 - »EAVEK_model_brez_prirobnic.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primer modela brez upoštevanja prirobnic elementov, brez upoštevanja slučajne ekscentričnosti
 - »EAVEK_model_brez_prirobnic_A.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primer modela brez upoštevanja prirobnic elementov, z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti $+e_x, +e_y$

- »EAVEK_model_brez_prirobnic_B.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primer modela brez upoštevanja prirobnic elementov, z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti $+e_x, -e_y$
- »EAVEK_model_brez_prirobnic_C.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primer modela brez upoštevanja prirobnic elementov, z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti $-e_x, +e_y$
- »EAVEK_model_brez_prirobnic_D.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primer modela brez upoštevanja prirobnic elementov, z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti $-e_x, -e_y$

- mapa »IZPIS_EAVEK_MODEL_Z_NERAZPOKANIMI_PREREZI« vsebuje:
 - »EAVEK_model_z_nerazpokanimi_prerezi.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primer modela brez upoštevanja razpokanosti prerezov, brez upoštevanja slučajne ekscentričnosti
 - »EAVEK_model_z_nerazpokanimi_prerezi_A.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primer modela brez upoštevanja razpokanosti prerezov, z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti $+e_x, +e_y$
 - »EAVEK_model_z_nerazpokanimi_prerezi_B.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primer modela brez upoštevanja razpokanosti prerezov, z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti $+e_x, -e_y$
 - »EAVEK_model_z_nerazpokanimi_prerezi_C.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primer modela brez upoštevanja razpokanosti prerezov, z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti $-e_x, +e_y$
 - »EAVEK_model_z_nerazpokanimi_prerezi_D.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primer modela brez upoštevanja nerazpokanosti perezov, z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti $-e_x, -e_y$

- mapa »IZPIS_EAVEK_PRIMER_PROJEKTNI_POTRESNI_POSPESEK_LJUBLJANA« vsebuje:

- »EAVEK_primer_Ljubljana.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primer osnovnega modela s projektnim potresnim pospeškom na območju Ljubljane $a_g = 0,25$ g, brez upoštevanja slučajne ekscentričnosti
 - »EAVEK_primer_Ljubljana_A.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primer osnovnega modela s projektnim potresnim pospeškom na območju Ljubljane $a_g = 0,25$ g, z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti $+e_x, +e_y$
 - »EAVEK_primer_Ljubljana_B.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primer osnovnega modela s projektnim potresnim pospeškom na območju Ljubljane $a_g = 0,25$ g, z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti $+e_x, -e_y$
 - »EAVEK_primer_Ljubljana_C.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primer osnovnega modela s projektnim potresnim pospeškom na območju Ljubljane $a_g = 0,25$ g, z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti $-e_x, +e_y$
 - »EAVEK_primer_Ljubljana_D.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primer osnovnega modela s projektnim potresnim pospeškom na območju Ljubljane $a_g = 0,25$ g, z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti $-e_x, -e_y$
- mapa »IZPIS_EAVEK_PRIMERJAVA_Z_OBSTOJECIM_PREDPISOM« vsebuje:
- »EAVEK_primerjava_z_obstojecim_predpisom.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primer enakega računskega modela kot v primeru projekta za izvedbo po obstoječem predpisu z upoštevanjem vpliva razpokanosti prerezov

- »EAVEK_ primerjava_z_obstojecim_predpisom_A.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primerjavo z obstoječim predpisom z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti $+e_x, +e_y$
- »EAVEK_ primerjava_z_obstojecim_predpisom_B.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primerjavo z obstoječim predpisom z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti $+e_x, -e_y$
- »EAVEK_ primerjava_z_obstojecim_predpisom_C.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primerjavo z obstoječim predpisom z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti $-e_x, +e_y$
- »EAVEK_ primerjava_z_obstojecim_predpisom_D.out«, kjer je podan izpis računalniškega programa EAVEK, za primerjavo z obstoječim predpisom z upoštevanjem slučajne ekscentričnosti $-e_x, -e_y$