

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:

Andrej Dimec

Analiza armiranobetonske stenaste stavbe v skladu z EC8

Diplomska naloga št.: 3049

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Ljubljana, 27. 1. 2009

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani, **ANDREJ DIMEC**, izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom :
»ANALIZA ARMIRANOBETONSKE STENASTE STAVBE V SKLADU Z EC8«.

Izjavljam, da prenašam vse avtorske pravice v zvezi z diplomsko nalogo na UL, Fakulteto za gradbeništvo in geodezijo.

(podpis)

Ljubljana, december 2008

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN Z IZVLEČKOM

UDK : 006(4):624.012.45:624.042.7(043.2)
Avtor : Andrej Dimec
Mentor : doc. dr. Matjaž Dolšek
Naslov : Analiza armiranobetonske stenaste stavbe v skladu z EC8
Obseg in oprema : 136 str., 60 pregl., 55 sl., 113 en.
Ključne besede : projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, minimalna armatura po EC8, avtomatsko dimenzioniranje, modalna analiza, nelinearna analiza, stenasta konstrukcija, duktilnost sten, SIST EN 1998-1

Izvleček :

V diplomskem delu je predstavljena analiza in računalniško projektiranje šest etažne stenaste armiranobetonske konstrukcije po veljavnih evropskih standardih. Nosilno konstrukcijo objekta sestavljajo armiranobetonske stene. Prikazan je izračun lastne teže, koristne obtežbe, obtežbe snega in vetra. Pretežni del diplomske naloge je namenjen potresni analizi, ki smo jo izvedli z modalno analizo in poenostavljeno nelinearno analizo. Stenasta konstrukcija ima veliko dodatno nosilnost, zato smo jo projektirali na srednjo stopnjo duktilnosti. Rezultati analize so prikazani kot nihajni časi, etažne prečne sile in količina armature v izbranih stenah. Rezultat nelinearne analize pa so ciljni pomiki konstrukcije in poškodovanost po konstrukciji pri izbrani potresni obtežbi. Konstrukcijo smo modelirali z linijskimi in ploskovnimi elementi in sicer v programu ETABS. Rezultati so primerljivi. Dokazali smo, da šest etažna armirano betonska stenasta konstrukcija z velikim deležem sten proti tlorisni površini, potrebuje za prevzem potresne obremenitve le minimalno armaturo določeno po EC8. To trditev smo preverili tudi s programom ETABS, kjer smo konstrukcijske elemente tudi avtomatsko dimenzionirali.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC : 006(4):624.012.45:624.042.7(043.2)
Author : Andrej Dimec
Supervisor : Assist. Prof. Matjaž Dolšek
Title : Analysis of reinforced concrete building according to the EC 8
Notes : 136 p., 60 tab., 55 fig., 113 eq.
Key Words : the design of earthquake resistant structures, minimum required reinforcement of concrete elements, automatic design of construction elements, seismic analysis, non-linear seismic analysis, wall building, wall ductility, SIST EN 1998-1

Abstract:

In the Thesis the analysis and the software based design of the six-storey reinforced concrete wall building according to the European Standard Eurocode is presented. The structural system of the building consists of reinforced concrete walls. First the calculation of the self weight, variable actions, snow and the wind loads has been examined. The major part of the thesis deals with seismic analysis, which was performed by the modal analysis and simplified non-linear seismic analysis. The structure was designed for the medium ductility class since the overstrength due to minimum requirements of reinforcements is high for the examined building. The presented analysis results are the periods and mode shapes, storey shears, the quantity of reinforcement in certain section and target displacement in the non-linear seismic analysis. Using the computer program ETABS, two structural models were constructed using only beam/column or shell elements. It is shown that result of analysis for both models are comparable. In addition it was shown that structural elements reinforced with minimum reinforcement defined in Eurocode 8 may resist to the design seismic action, if the structure has a great proportion of walls regarding to ground plan. We verified this claim also with computer program ETABS, which was used for automatic designed the elements of the structure.

ZAHVALA

Za stalno pripravljenost za pomoč in koristne napotke pri izdelavi diplomske naloge se zahvaljujem mentorju doc. dr. Matjažu Dolšku.

Hvala staršema in bratu, ki so mi študij gradbeništva omogočili in mi skozi vsa leta stali ob strani. Lea, hvala za pomoč in razumevanje skozi vsa leta študija.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	PROJEKTIRANJE POTRESNOODPORNIH KONSTRUKCIJ	3
2.1	Splošno.....	3
2.2	Duktilnost in sipanje potresne energije armiranobetonskih konstrukcij	3
2.3	Princip redukcije potresnih sil v predpisih	5
2.4	Načrtovanje nosilnosti.....	7
2.5	Konstrukcijski ukrepi za zagotavljanje duktilnosti armiranobetonskega prereza	8
2.5.1	Vpliv količine tlačne armature	8
2.5.2	Vpliv tlačne trdnosti betona	9
2.5.3	Vpliv osne sile.....	9
2.5.4	Vpliv količine in kvalitete natezne armature	9
2.5.5	Vpliv stremen na nosilnost in duktilnost armiranobetonskih prerezov	9
3	OPREDELITEV KONSTRUKCIJSKEGA SISTEMA PO EC8.....	10
3.1	Splošno.....	10
3.2	Kriterij za pravilnost konstrukcije (SIST EN 1998-1:4.2.3).....	10
3.2.1	Kriterij za tlorisno pravilnost (SIST EN 1998-1:4.2.3.2)	11
3.2.1.1	Ekscentričnost tlorisa	11
3.2.1.2	Torzijski polmer	12
3.2.1.3	Vztrajnostni polmer	13
3.2.2	Kriterij za pravilnost po višini (SIST EN 1998-1:4.2.3.3).....	13
3.3	Faktor obnašanja - q (SIST EN 1998-1:5.2.2.2).....	14
4	VPLIVI NA KONSTRUKCIJO	16
4.1	Lastna teža (SIST EN 1990: 2004, SIST EN 1991-1-1)	16
4.2	Koristna obtežba.....	16

4.3	Obtežba snega (SIST EN 1991-2-3:1998).....	16
4.4	Obtežba vetra (SIST EN 1991-2-4:1998)	17
4.4.1	Referenčna obremenitev vetra q_{ref} (SIST EN 1991-2-4: 7.1).....	17
4.4.2	Koeficient izpostavljenosti $c_e(z_e)$ (SIST EN 1991-2-4: 8.2, 8.5)	17
4.4.3	Kategorija terena (SIST EN 1991-2-4: 8.3)	18
4.4.4	Koeficient hrapavosti c_r (SIST EN 1991-2-4: 8.2)	19
4.4.5	Koeficient oblike terena c_t (SIST EN 1991-2-4: 8.4)	19
4.4.6	Delitev konstrukcije po višini (SIST EN 1991-2-4: 10.2.2).....	19
4.4.7	Koeficient zunanega pritiska (SIST EN 1991-2-4: 10.2.2)	19
4.4.8	Izračun vetrne obtežbe	20
4.5	Potresna obtežba	20
4.5.1	Splošno o potresnih območjih	20
4.5.2	Lastnosti tal (SIST EN 1991-8:3).....	22
4.5.3	Spekter odziva	22
4.5.3.1	Elastični spekter odziva (SIST EN 1991-8:3.2.2.2)	22
4.5.4	Projektni spekter odziva za elastično analizo (SIST EN 1991-8:3.2.2.5)	25
4.5.5	Potresna obtežba v kombinaciji z ostalimi vplivi (SIST EN 1990, 6.4.3.4, dodatek A1, SIST EN 1991-8: 3.4.2, 4.2.4, 6.4.3.4).....	27
4.6	Kombinacije odziva v posameznih nihajnih oblikah (SIST EN 1998-1:4.3.3.3) 28	
4.7	Kombinacije komponent potresnega vpliva (SIST EN 1998-1:4.3.3.5).....	29
4.7.1	Vpliv naključne ekscentričnosti (SIST EN 1998-1: 4.3.2, 4.3.3.3.3)	29
4.7.2	Vpliv teorije drugega reda	30
5	METODE ANALIZE (SIST EN 1998-1: 4.3.3).....	31
5.1	Modalna analiza	31
5.2	Nelinearna analiza.....	32
5.2.1	Nelinearna statična (»pushover«) analiza.....	32
5.2.2	Horizontalna obtežba (SIST EN 1998-1: 4.3.3.4.2.2)	33
5.2.3	»Pushover« krivulja	33
5.2.4	Plastični mehanizem	33
5.2.5	Ciljni pomik	33

6	SPLOŠNO O OBJEKTU	34
6.1	Arhitektura in opis konstrukcije.....	34
6.2	Karakteristike uporabljenih materialov (SIST EN 1992-1-1).....	37
7	MODEL KONSTRUKCIJE	38
7.1	Splošno o modeliranju konstrukcije	38
7.2	Ploskovni model	39
7.3	Linijski model	41
7.4	Vnos obtežbe na model konstrukcije	42
8	RAČUN VPLIVOV NA KONSTRUKCIJO	43
8.1	Lastna in stalna obtežba (SIST EN 1991-1-1: 2.1, 3.2, 5).....	43
8.1.1	Izračun lastne teže	43
8.1.1.1	Priprava lastne teže za vnos v računalniški program	45
8.2	Vpliv zemljine	47
8.3	Koristna obtežba (SIST EN 1991-1-1: 2.2, 3.3, 6).....	47
8.3.1	Izračun koristne obtežbe po etažah	48
8.4	Obtežba snega (SIST EN 1991-2-3: 5.1, 7.2)	48
8.5	Obtežba vetra (SIST EN 1991-2-4: 5.2)	49
8.5.1	Referenčna obremenitev vetra q_{ref} (SIST EN 1991-2-4: 7.1)	49
8.5.2	Koeficient izpostavljenosti $c_e(z_e)$ (SIST EN 1991-2-4: 8.2, 8.5).....	49
8.5.3	Kategorija terena (SIST EN 1991-2-4: 8.3).....	50
8.5.4	Koeficient hrapavosti c_r (SIST EN 1991-2-4: 8.2).....	50
8.5.5	Koeficient oblike terena c_t (SIST EN 1991-2-4: 8.4).....	50
8.5.6	Delitev konstrukcije po višini (SIST EN 1991-2-4: 10.2.2)	50
8.5.7	Koeficient zunanega pritiska (SIST EN 1991-2-4: 10.2.2).....	51
8.5.8	Izračun vetrne obtežbe.....	51
8.6	Potresna obtežba.....	52
8.6.1	Osnovni podatki.....	52
8.6.2	Masa konstrukcije za določevanje potresnega vpliva	52
8.6.3	Izračun masnega vztrajnostnega momenta.....	54

8.6.4	Pravilnost konstrukcije.....	54
8.6.5	Faktor obnašanja	56
8.6.6	Projektni spekter odziva.....	58
8.6.7	Izračun naključne ekscentričnosti.....	59
8.6.8	Kombinacije vplivov pri potresni obremenitvi	60
9	MODALNA ANALIZA	60
9.1	Nihajne oblike, nihajni časi in sodelujoče mase	61
9.2	Dejanski vpliv posamezne nihajne oblike	62
9.3	Prikaz nihanja konstrukcije.....	64
9.4	Etažne prečne sile konstrukcije	65
9.5	Vpliv teorije drugega reda (SIST EN 1991-8:4.4.2.2).....	67
10	DIMENZIONIRANJE MINIMALNE ARMATURE KONSTRUKCIJSKIH ELEMENTOV PO EC8.....	68
10.1	Dimenzioniranje AB stebrov (SIST EN 1998-1: 5.4.3.2.1, 5.4.3.2.2, SIST EN 1992-1-1: 9.5.2, 9.5.3, Nacionalni dodatek 9.5.2(1), 9.5.3(3)).....	68
10.2	Dimenzioniranje AB sten (SIST EN 1998-1: 5.2.3.4, 5.4.3.4, 5.4.3.4.1, 5.4.3.4.2, SIST EN 1992-1: 6.2.2, 9.6.2(1), 9.6.2(2), Nacionalni dodatek 6.2.2, 9.5.2(1), 9.6.2(1), 9.6.2(2))	72
11	DIMENZIONIRANJE MINIMALNE ARMATURE KONSTRUKCIJSKIH ELEMENTOV OBRAVNAVANEGA OBJEKTA	77
11.1	Dimenzioniranje armiranobetonskih stebrov obravnavanega objekta	78
11.2	Dimenzioniranje armiranobetonskih sten obravnavanega objekta	81
11.2.1	Steni X1 in X7.....	82
11.2.2	Steni Y2-300-1 in Y2-300-2.....	85
11.3	Strižna nosilnost elementov konstrukcije	88
11.4	Skice minimalne armature konstrukcijskih elementov.....	89
12	AVTOMATSKO DIMENZIONIRANJE V PROGRAMU ETABS	94
12.1	Ozadje dimenzioniranja v programu.....	94

12.2	Rezultati dobljeni z minimalno armaturo določeno po EC8 in EC2	96
12.3	Rezultati avtomatskega dimenzioniranja v programu ETABS	97
12.3.1	Steni X1 in X7	97
12.3.2	Steni Y2-300-1 in Y2-300-2	98
12.4	Rezultati dobljeni z armaturo določeno s programom ETABS	99
12.5	Primerjava in komentarji	99
13	NELINEARNA ANALIZA – N2 METODA	100
13.1	Splošno o nelinearni analizi	100
13.1.1	Definicija plastičnih členkov	101
13.1.2	Obtežni primeri	103
13.1.3	Pretvorba na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo	104
13.1.4	Idealizacija odnosa med silo in pomikom	105
13.1.5	Določitev ciljnega pomika	106
13.2	Nelinearna analiza obravnavane konstrukcije	107
13.2.1	Izračun mejnega momenta in mejnega zasuka obravnavane konstrukcije	107
13.2.2	Razporeditev horizontalnih sil	113
13.2.2.1	Določitev obtežbe z enakomerno razporeditvijo	113
13.2.2.2	Določitev obtežbe z »modalno« razporeditvijo	113
13.2.3	Deformacijske krivulje	114
13.2.4	Pretvorba na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo in idealizacija odnosa med silo in pomikom	118
13.2.5	Določitev ciljnega pomika	125
13.2.6	Kontrola strižne nosilnosti konstrukcije	126
13.2.7	Diagram kapacitete	129
13.2.8	Komentar	130
14	ZAKLJUČKI	132
VIRI	135

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 3.1. : Vpliv pravilnosti konstrukcije na analizo in projektiranje na potresnih območjih.....	10
Preglednica 3.2 : Osnovne vrednosti faktorja obnašanja (q_0) za sisteme, ki so pravilni po višini.....	14
Preglednica 4.1: Kategorije terena	18
Preglednica 4.2 : Parametri spektrov potresnega odziva za različne tipe tal.....	22
Preglednica 4.3 : parametri, ki opisujejo vertikalni spekter odziva	24
Preglednica 4.4: Vrednosti φ za izračun $\psi_{E,i}$ za posamezne etaže	28
Preglednica 8.1: Lastna teža medetažnih plošč na koti	43
Preglednica 8.2: Lastna teža plošče na koti +16.80m – POZ 600	43
Preglednica 8.3 : Koristne obtežbe medetažnih plošč.....	48
Preglednica 8.4 : Obtežba snega in skupna sila na strehi na koti +16,80m – POZ 600...	49
Preglednica 8.5 : Vrednosti koeficienta c_r in c_t za posamezne segmente stavbe.....	49
Preglednica 8.6: Vrednosti koeficienta $c_{pe,10}$ za območja D in E.....	51
Preglednica 8.7 : Vetrna obtežba pravokotno na krajšo stranico konstrukcije (X smer)51	
Preglednica 8.8 : Vetrna obtežba pravokotno na daljšo stranico konstrukcije (Y smer) 51	
Preglednica 8.9 : Vrednosti masnega vztrajnostnega momenta po etažah.....	54
Preglednica 8.10 : Pomiki in zasuki konstrukcije zaradi delovanja enotinih sil.....	55
Preglednica 8.11 : Torzijske in translacijske togosti stavbe.....	55
Preglednica 8.12 : Kontrola tlorisne pravilnosti po izrazu 3.3 v podrazdelku 3.2.1.....	56
Preglednica 8.13 : Kontrola tlorisne pravilnosti po izrazu 3.2 v podrazdelku 3.2.1.....	56
Preglednica 8.14: Vrednosti naključne ekscentričnosti po etažah za model z upoštevano kletjo	59
Preglednica 8.15: Vrednosti naključne ekscentričnosti po etažah za model brez kleti ...	59
Preglednica 8.16: Vrednosti naključne ekscentričnosti po etažah za model brez kleti ($q = 1.0$)	59
Preglednica 9.1: Nihajni časi in sodelujoče mase – ploskovni model s kletijo.....	61
Preglednica 9.2: Nihajni časi in sodelujoče mase – ploskovni model brez kleti.....	61
Preglednica 9.3: Nihajni časi in sodelujoče mase – linijski model brez kleti.....	61

Preglednica 9.4 : Nihajni časi in delež potresne sile posameznih nihajnih oblik – ploskovni model z upoštevanjem kleti	62
Preglednica 9.5 : Nihajni časi in delež potresne sile posameznih nihajnih oblik – ploskovni model brez upoštevanja kleti	63
Preglednica 9.6 : Nihajni časi in delež potresne sile posameznih nihajnih oblik – linijski model brez upoštevanja kleti	63
Preglednica 9.7: Etažne prečne sile – ploskovni model s kletjo.....	65
Preglednica 9.9: Etažne prečne sile – linijski model brez kleti	66
Preglednica 9.10: Etažne prečne sile – linijski model brez kleti (elastični spekter $q = 1.0$)	66
Preglednica 9.11: Izračun koeficienta θ za smer X – model z upoštevanjem kleti	67
Preglednica 9.12: Izračun koeficienta θ za smer Y – model z upoštevanjem kleti	67
Preglednica 11.1: Vrednosti osnih sil pri potresni obtežni kombinaciji.....	78
Preglednica 11.2: Strižne nosilnosti konstrukcijskih elementov za smer 2.....	88
Preglednica 11.3: Strižne nosilnosti konstrukcijskih elementov za smer 3.....	89
Preglednica 13.1: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za stebre v oseh Y_0 in Y_4 ...	107
Preglednica 13.2: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za stebre v oseh Y_1 in Y_3 ...	108
Preglednica 13.3: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni $X1$ in $X7$.....	108
Preglednica 13.4: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni $X1-1$ in $X7-1$	108
Preglednica 13.5: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni $X2-1$ in $X6-1$	108
Preglednica 13.6: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni $X2-2$ in $X6-2$	108
Preglednica 13.7: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni $X3$ in $X5$.....	109
Preglednica 13.8: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steno $X4$	109
Preglednica 13.9: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni $Y1-1$ in $Y1-2$	109
Preglednica 13.10: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni $Y1-100-1$ (2).....	110
Preglednica 13.11: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni $Y1-300-1$ (2).....	110
Preglednica 13.12: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za stebre v oseh Y_0 in Y_4 .	110
Preglednica 13.13: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za stebre v oseh Y_1 in Y_3 .	111
Preglednica 13.14: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni $X1$ in $X7$.....	111
Preglednica 13.15: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni $X1-1$ in $X7-1$	111
Preglednica 13.16: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni $X2-1$ in $X6-1$	111

Preglednica 13.17: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni X2-2 in X6-2.....	112
Preglednica 13.18: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni X3 in X5	112
Preglednica 13.19: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steno X4.....	112
Preglednica 13.20: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni Y1-1 in Y1-2.....	112
Preglednica 13.21: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni Y1-100-1 (2)	113
Preglednica 13.22: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni Y1-300-1 (2)	113
Preglednica 13.23: Vrednosti vodoravne statične obtežbe, pri modalni razporeditvi...	114
Preglednica 13.24: Normirana deformacijska oblika za smer X in Y ter masa po etažah	118

KAZALO SLIK

Slika 2.1: Značilna zveza med posplošeno silo F in posplošeno deformacijo Δ pri duktilnem in krhkem obnašanju	3
Slika 2.2: Definicija ukrivljenosti armiranobetonskega prereza	4
Slika 2.3: Histerezo obnašanje konstrukcije pri ciklični obtežbi.....	5
Slika 2.4: Količina odvedene energije s (A) kombinacijo večje nosilnosti in manjše duktilnosti in (B) kombinacijo manjše nosilnosti in večje duktilnosti.....	6
Slika 2.5: Ravnotežje sil v prerezu z mejno obremenitvijo	8
Slika 3.1 : Ilustracija pomena faktorja α_u/α_t pri statično nedoločeni duktilni konstrukciji	15
Slika 4.1 : Elastični spekter odziva tipa.....	24
Slika 6.1 : Tloris kleti	35
Slika 6.2: Tloris medetažnih plošč : +2.80 m, +5.60 m, +7.40 m, +10.20 m in +14.00 m..	35
Slika 6.3: Vzdolžni prerez stanovanjskega bloka	36
Slika 7.1: Prostorski model z upoštevanjem kleti (ploskovni elementi)	39
Slika 7.2: Prostorski model brez kleti.....	40
Slika 7.3: Tloris kleti	40
Slika 7.4: Tloris tipičnega nadstropja.....	40
Slika 7.5: Linijski model konstrukcije.....	41
Slika 8.1: Vrednost referenčne višine v odvisnosti od višine h in širine b	50
Slika 8.2: Elastičen in projektni spekter odziva	58
Slika 9.1: 1. nihajna oblika	64
Slika 9.2: 2. nihajna oblika	64
Slika 9.3: 3. nihajna oblika	64
Slika 9.4: 4. nihajna oblika	64
Slika 9.5: 5. nihajna oblika	65
Slika 9.5: 6. nihajna oblika	65
Slika 10.1: Objetje betonskega jedra stebra	71
Slika 10.2: Objeti robni element ni potreben na koncu stene z veliko prirobnico	75
Slika 11.1: Dispozicije sten in stebrov obravnavanega objekta	77
Slika 11.2 :Detajl robnega elementa na območju kritične dolžine prirobne stene osi Y_4	85

Slika 11.3: Detajl robnega elementa na območju kritične dolžine stene Y2-300-1 (2)	87
Slika 11.4: Armatura stebrov b/h = 40/40 cm.....	89
Slika 11.5: Armatura sten X1 in X7	90
Slika 11.6: Armatura sten X2-1, X2-2, X6-1 in X6-2	91
Slika 11.7: Armatura sten X3 in X5	92
Slika 11.8: Armatura stene X4.....	93
Slika 11.9: Armatura sten Y1-1 (2), Y2-100-1 (2) in Y2-300-1 (2).....	93
Slika 12.1: Razporeditev napetosti in deformacij v armiranobetonskem prerezu	95
Slika 12.2: Delež izkoriščenosti prerezov posameznih sten armiranih z minimalno armaturo določeno glede na zahteve SIST EN 1998-1.....	96
Slika 12.3: Izpis računalniškega programa ETABS pri dimenzioniranju stene X1	97
Slika 12.4: Izpis računalniškega programa ETABS pri dimenzioniranju sten Y2-300-1	98
Slika 12.6: Delež izkoriščenosti prerezov sten armiranih po določilih SIST EN 1992-1.	99
Slika 13.1 : Oblika deformacijske krivulje plastičnega členka.....	101
Slika 13.2: Nelinearna statična analiza konstrukcije v vzdolžni (X) smeri – model MMA	115
Slika 13.3: Nelinearna statična analiza konstrukcije v prečni (Y) smeri – model MMA	115
Slika 13.4: Nelinearna statična analiza konstrukcije v vzdolžni (X) smeri – model MAE	116
Slika 13.5: Nelinearna statična analiza konstrukcije v prečni (Y) smeri – model MEA	116
Slika 13.6: Nelinearna statična analiza konstrukcije v vzdolžni (X) smeri – model MRD	117
Slika 13.7: Nelinearna statična analiza konstrukcije v prečni (Y) smeri – model MRD	117
Slika 13.8: Pretvorba rezultatov nelinearne analize v idealiziran bilinearen diagram za primer modalne razporeditve obtežbe v vzdolžni (X) smeri – model MMA	119
Slika 13.9: Pretvorba rezultatov nelinearne analize v idealiziran bilinearen diagram za primer modalne razporeditve obtežbe v prečni (Y) smeri – model MMA.....	119
Slika 13.10: Pretvorba rezultatov nelinearne analize v idealiziran bilinearen diagram za primer modalne razporeditve obtežbe v vzdolžni (X) smeri – model MAE	121
Slika 13.11: Pretvorba rezultatov nelinearne analize v idealiziran bilinearen diagram za primer modalne razporeditve obtežbe v prečni (Y) smeri – model MAE.....	121

Slika 13.12: Pretvorba rezultatov nelinearne analize v idealiziran bilinearen diagram za primer modalne razporeditve obtežbe v vzdolžni (X) smeri – model MRD.....	123
Slika 13.13: Pretvorba rezultatov nelinearne analize v idealiziran bilinearen diagram za primer modalne razporeditve obtežbe v prečni (Y) smeri – model MRD	123
Slika 13.14: Nelinearna statična analiza konstrukcije v vzdolžni (X) smeri s strižno nosilnostjo.....	127
Slika 13.15: Nelinearna statična analiza konstrukcije v prečni (Y) smeri s strižno nosilnostjo.....	128
Slika 13.15: Diagram kapacitete konstrukcije v vzdolžni smeri	129
Slika 13.16: Diagram kapacitete konstrukcije v prečni smeri.....	130

1 UVOD

V Sloveniji je veliko stanovanjskih stavb, ki so zasnovane od višine med pet do deset etaž, njihovo nosilno konstrukcijo pa predstavljajo armiranobetonske stene. Stene so večkrat razporejene tako, da predstavljajo delež, ki je večji od 2% v obeh smereh glede na tlorisno površino. Konstrukcije z velikim deležem sten dobro prenašajo projektno potresno obremenitev, večinoma na račun velike rezerve v nosilnosti. Med delovanjem potresne obtežbe običajno ostanejo ves čas pretežno v elastičnem območju, tudi če so stene armirane z minimalno armaturo. Stene v regularnih stavbah do pet etaž v Sloveniji ne bi smele imeti težav prevzeti obtežbo močnih potresov, kar so v preteklosti potrdili tudi z eksperimenti.

Namen diplomske naloge je preveritev realne šest etažne armiranobetonske konstrukcije skladno s standardom SIST EN 1998-1, ki predpisuje postopke potresne analize, obtežbe, konstrukcijska pravila in minimalne zahteve konstrukcijskih elementov. Objekt se mora pri določenih kombinacijah obtežb preveriti tako v mejnem stanju nosilnosti kot v mejnem stanju uporabnosti. Pri projektiranju so bili upoštevani tudi evropski standardi SIST EN 1991-1 za določitev vplivov stalne in koristne obtežbe, vpliva vetra, snega in potresnega delovanja, kombinacij obtežb in zahteve za mejno stanje nosilnosti in uporabnosti. Prav tako je v diplomski nalogi zajet tudi standard SIST EN 1991-2, ki opisuje dimenzioniranje armiranobetonskih elementov.

Pri izdelavi računskega modela konstrukcije smo uporabili program ETABS. Model konstrukcije lahko sestavimo z linijskimi, s ploskovnimi elementi ali pa s kombinacijo obeh. V diplomski nalogi smo uporabili tako model s ploskovnimi elementi kot tudi z linijskimi, ki je v primeru nelinearne analize bolj uporaben. Naredili smo tudi primerjavo rezultatov med obema.

Primerjali smo različne modele konstrukcije, in sicer model s ploskovnimi elementi in modele z linijskimi elementi. Primerjali smo celoten model konstrukcije in model, kjer smo predpostavili, da gre za togo klet in model poenostavili tako, da smo elemente na nivoju nad

kletjo nepomično togo vpeli. Za potresno analizo smo upoštevali razpokane armiranobetonske elemente, za primerjavo pa smo analizo izvedli tudi z upoštevanjem nerazpokanih prereзов.

Ker gre že na prvi pogled za precej togo konstrukcijo, smo se odločili za obraten vrstni red dimenzioniranja armiranobetonskih elementov kot je običajno v dosedanji praksi. Glede na zahteve SIST EN 1998-1 in SIST EN 1991-2 smo določili minimalno armaturo konstrukcijskih elementov, prereze elementov z določeno minimalno armaturo definirali v programu in nato preverili ali tako armirani prerezi ustrezajo zahtevam mejnih stanj pri danih obremenitvah konstrukcije in njihovo dejansko izkoriščenost.

V praksi se pogosto uporablja avtomatsko dimenzioniranje elementov z uporabo različnih računalniških programov. Tako smo v okviru diplomske naloge preverili tudi avtomatsko dimenzioniranje v programu ETABS in te rezultate preverili z izračunanimi.

Izvedli smo nelinearno analizo, ki zaenkrat v praksi še ni zahtevana, je pa priporočljiva, saj lahko s pomočjo te analize bolj natančno opišemo obnašanje konstrukcije v primeru močnejših potresov, lahko določimo kateri elementi in mesta v konstrukciji so najbolj kritična in kaj to pomeni za konstrukcijo kot celoto. S to analizo lahko investitorju tudi dokažemo upravičenost izbranih prereзов ali obratno.

Obravnavali smo modele konstrukcije z različno armiranimi elementi, ki smo jih določili s pomočjo avtomatskega dimenzioniranja s programom in pa računsko po SIST EN 1998-1. Rezultat analize predstavlja ciljni pomik in dejanski pospešek tal, ki ga konstrukcija lahko prenese.

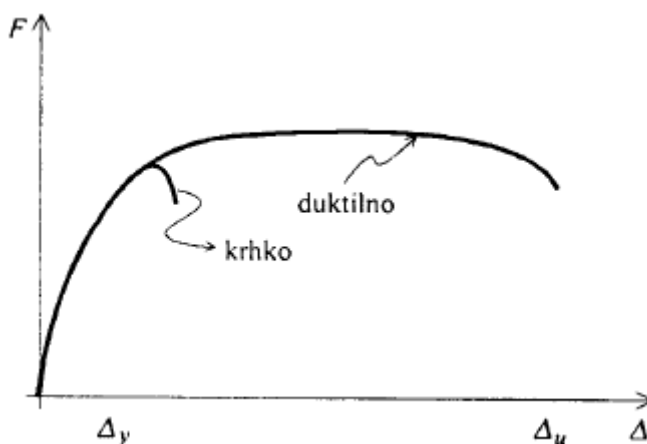
2 PROJEKTIRANJE POTRESNOODPORNIH KONSTRUKCIJ (SIST EN 1998-1: 2.2.2, 2.2.4.1, 5.2, 5.2.1, Fischinger M. : Komentar k Poglavju 5 v SIST EN 1998-1)

2.1 Splošno

Potresno odpornost gradbenih konstrukcij zagotavljamo z ustrezno kombinacijo nosilnosti in duktilnosti – sposobnost neelastičnega deformiranja brez porušitve. Beton je krhek material in zato šele ustrezno projektirana in konstruirana armatura zagotovi armiranobetonskim elementom in konstrukcijam potrebno duktilnost ter sposobnost sipanja energije.

2.2 Duktilnost in sipanje potresne energije armiranobetonskih konstrukcij

Duktilnost po definiciji označuje sposobnost materiala, elementa ali konstrukcije, da prevzame neelastične deformacije brez porušitve. Nasprotje je krhkost.



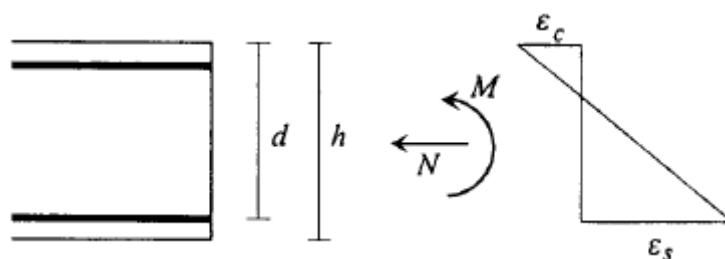
Slika 2.1: Značilna zveza med posplošeno silo F in posplošeno deformacijo Δ pri duktilnem in krhkem obnašanju

Mera duktilnosti je faktor duktilnosti, ki je enak razmerju med mejno posplošeno deformacijo Δ_u in posplošeno deformacijo na meji plastičnosti Δ_y :

$$\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y \quad (2.1)$$

Pri določitvi deformacije na meji elastičnosti si pomagamo z bilinearno predstavitvijo, za mejno deformacijo pa predpostavimo, da je to deformacija pri kateri pade sila na nek del maksimalne nosilnosti, npr. 85%.

Pri definiciji duktilnosti armiranobetonskega prereza označuje F upogibni moment M in Δ ukrivljenost prereza φ . Ukrivljenost prereza je definirana na standarden način, kot količnik med deformacijami v prerezu, t.j. vsoto tlačnih deformacij v betonu in nateznih deformacij v armaturi in statično višino prereza d .



Slika 2.2: Definicija ukrivljenosti armiranobetonskega prereza

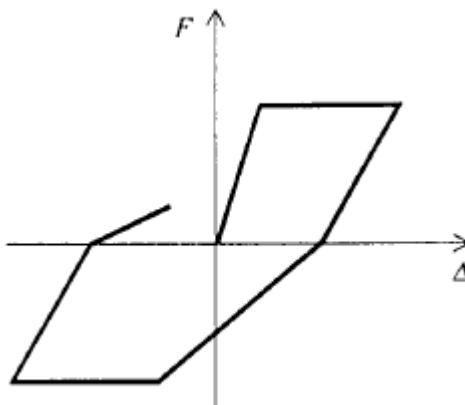
$$\text{Mejna ukrivljenost prereza :} \quad \varphi = \frac{|\varepsilon_c| + |\varepsilon_s|}{d} \quad (2.2)$$

$$\text{Duktilnost prereza :} \quad \mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (2.3)$$

Plastifikacija je v konstrukcijah lokalno omejena, zato moramo za zahtevani faktor duktilnosti za konstrukcije praviloma zagotoviti precej večje faktorje duktilnosti za ukrivljenost.

Odpornost gradbenih konstrukcij temelji na sposobnosti sipanja potresne energije, ki je povezana z duktilnostjo. Dinamična potresna obremenitev je sestavljena iz kratkotrajnih pulzov, ki menjajo smer delovanja. Z razliko od statične obtežbe, formiranje plastičnega mehanizma ob nastopu mejne obremenitve še ne povzroči porušitve konstrukcije.

Odnos med silo (F) in pomikom (Δ) konstrukcijskega elementa pri ciklični obtežbi je prikazan na sliki 2.3.



Slika 2.3: Histerezno obnašanje konstrukcije pri ciklični obtežbi

Odnos F - Δ pri cikličnem obnašanju opisuje tako imenovano histerezno krivuljo.

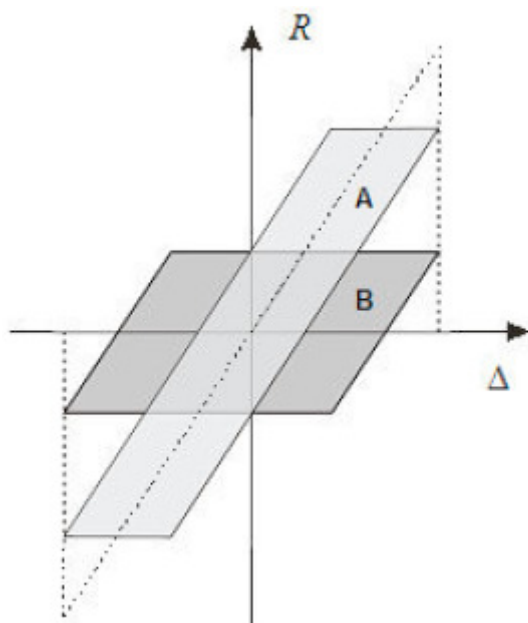
V trenutku, ko obremenitev v določeni smeri doseže vrednost nosilnosti konstrukcije R_d , se pomiki večajo pri konstantni sili. Upogibna armatura se plastificira, njene deformacije se večajo, napetosti pa ostajajo konstantne. Pri daljšem delovanju statične obremenitve bi se armatura pretrgala. Pri ciklični obtežbi pa obremenitev spremeni predznak. Če je konstrukcija dovolj duktilna, lahko preživi nastop plastičnega mehanizma do trenutka, ko se smer potresnega vpliva spremeni. Rušni mehanizem pri armiranobetonskih konstrukcijskih temelji na deformacijah upogibne armature, ki se je sposobna deformirati daleč v neelastično področje (faktor duktilnosti jekla znaša okoli 100).

Površina pod histerezno krivuljo predstavlja količino potresne energije, ki se med odzivom spremeni v druge nepovratne oblike energije (npr. toploto) in tako se zmanjša obremenitev konstrukcije. Konstrukcija tako sipa potresno energijo. Več energije kot iz konstrukcije odvedemo, tem manjša je njena obremenitev.

2.3 Princip redukcije potresnih sil v predpisih

Konstrukcije z zelo veliko nosilnostjo oziroma z velikimi dimenzijami prenesejo potres z elastičnim odzivom – brez poškodb, edini vir sipanja energije je dušenje, ki je pri gradbenih konstrukcijah majhno.

Ker o potresu govorimo kot o redkem pojavu, je projektiranje takšnih konstrukcij praviloma smotrno le za konstrukcije izjemnega pomena. Zato se pri večini konstrukcij zanašamo na njihovo sposobnost sipanja energije z neelastičnimi deformacijami. Enako količino energije lahko sipamo s kombinacijo večje nosilnosti in manjše duktilnosti ali obratno (slika 2.4).



Slika 2.4: Količina odvedene energije s (A) kombinacijo večje nosilnosti in manjše duktilnosti in (B) kombinacijo manjše nosilnosti in večje duktilnosti

Ker duktilne konstrukcije odvajajo energijo s neelastičnimi deformacijami, se obremenitev zmanjša. Računske potresne sile v standardih tako niso enake silam, ki bi dejansko nastopile v konstrukciji. Predpisi določajo računsko vrednost potresne sile F_{ed} , ki zagotavlja zadostno nosilnost, s katero bodo poškodbe konstrukcije omejene na sprejemljivo velikost tudi pri redkih močnih potresih. Sposobnost duktilnih konstrukcij, da lahko sipajo energijo, je tako posredno upoštevana tako, da so računске potresne sile manjše glede na vztrajnostne sile, ki bi nastopile v elastični konstrukciji ($F_{E,el}$).

$$F_{ed} = F_{E,el} / q$$

Redukcijski faktor se označuje s q in je v EC8 poimenovan kot faktor obnašanja, eksplicitno nastopa v izrazih za projektni spekter.

Vrednost faktorja obnašanja je v splošnem odvisna od uporabljenega materiala, vrste konstrukcijskega sistema, pričakovanega rušnega mehanizma in kvalitete konstrukcijskih detajlov.

2.4 Načrtovanje nosilnosti

Zaradi predpostavke, da je konstrukcija sposobna sipanja energije, lahko reduciramo potresne sile. Izbrano redukcijo opravičimo z zagotovitvijo ugodnega globalnega in lokalnega obnašanja. Območja plastifikacije naj bodo enakomerno razporejena po konstrukciji na več mestih, kjer morebitne poškodbe niso usodne za konstrukcijo kot celoto.

Ker armiranobetonske konstrukcije sipajo energijo s plastifikacijo natezne armature, moramo preprečiti morebitne krhke porušitve (strižna porušitev ali porušitev sidranja) pred formiranjem upogibnih plastičnih členkov.

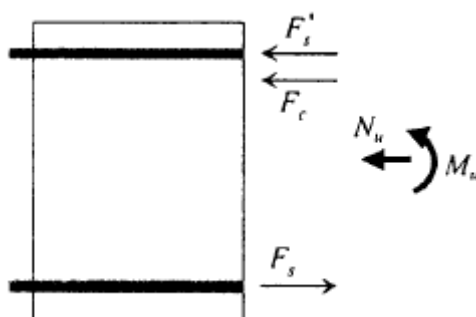
Z ugodnim razmerjem med neduktilnimi elementi, katerih poškodbe preprečujemo, in duktilnimi, ki jih izberemo za mesta sipanja energije, dosežemo želeni mehanizem in način obnašanja. Ti primerno šibko dimenzionirani elementi imajo vlogo varovalk, ki z zadostno zanesljivostjo preprečijo, da bi obremenitve v neduktilnih elementih presegle njihovo nosilnost.

Potresno odpornost konstrukcije dosežemo na račun večje nosilnosti in manjše duktilnosti ter obratno. Konstrukcijskim elementom zagotovimo večjo nosilnost z uporabo manjšega faktorja obnašanja (večje računske potresne sile) in obratno. Standard podaja možnost izbire med tremi stopnjami duktilnosti: nizko, srednjo in visoko. Glede na izbrano stopnjo duktilnosti pa je potrebno izpolniti tudi različno stroge zahteve standarda EC8. V Sloveniji prideta v poštev le srednja in visoka stopnja duktilnosti.

2.5 Konstrukcijski ukrepi za zagotavljanje duktilnosti armiranobetonskega prereza

Kot je opisano v podrazdelku 2.2 faktor duktilnosti prereza definiramo s pomočjo ukrivljenosti. Mejna ukrivljenost nastopi z izčrpanjem nosilnosti v tlačni coni ($\epsilon_c = \epsilon_{cu}$), saj pretrganje natezne armature praktično ni možno ($\epsilon_{su} \approx 10\%$). Ker pa potresno energijo sipamo s plastifikacijo natezne armature, moramo prereze konstruirati tako, da pride do plastifikacije pred porušitvijo krhke tlačne cone.

Razlago poiščemo z uporabo ravnotežne enačbe za prerez v mejnem stanju :



Slika 2.5: Ravnotežje sil v prerezu z mejno obremenitvijo

Zunanja sila N_u je v ravnotežju z notranjimi silami v armaturi in betonu:

$$N_u = F'_s + F_c - F_s \quad (2.4)$$

Za duktilnost prereza je kritična obremenitev krhke tlačne cone. Izrazimo silo v tlačnem betonu :

$$F_c = N_u + F_s - F'_s \quad (2.5)$$

Silo v tlačni betonski coni povečujeta zunanja tlačna osna sila in sila v natezni armaturi, ki je na meji plastičnosti enaka $F_s = A_s \cdot f_{sy}$ (A_s je prerez natezne armature, f_{sy} pa napetost na meji tečenja). Armatura v tlačni coni pa beton razbremenjuje.

2.5.1 Vpliv količine tlačne armature

Armatura v tlačni coni prereza prevzame del tlakov in s tem beton razbremenjuje ter tako ugodno vpliva na duktilnost.

2.5.2 Vpliv tlačne trdnosti betona

Beton višje trdnosti je sam po sebi manj duktilen, vendar povečuje kapaciteto tlačne cone in v soodvisnosti z armaturo v armiranobetonskem prerezu povečuje duktilnost prereza.

2.5.3 Vpliv osne sile

Iz že navedenih ugotovitev je jasno, da so prerezi z večjo obremenitvijo tlačne cone manj duktilni. Pri napetostih, ki so večje od 45% projektne tlačne trdnosti, je prerez neduktilen in ni odvisen od vzdolžne armature. Duktilnost je bistveno odvisna od stopnje armiranja s prečno armaturo (stremeni). Prav zato tudi standardi za gradnjo potresno odpornih konstrukcij omejujejo velikost tlačnih napetosti v prerezu in predpisujejo objetje betonskega jedra s stremeni.

Obremenitev tlačne cone je bolje izraziti z napetostmi :

$$\sigma_c = \frac{F_c}{A_c} \quad (2.6)$$

Na duktilnost vpliva velikost tlačne cone A_c . Ugodni so takšni prerezi, ki so v tlačni coni široki in zagotavljajo veliko površino tlačnega betona.

2.5.4 Vpliv količine in kvalitete natezne armature

Količina natezne armature neposredno vpliva na duktilnost, saj s povečanjem prereza natezne armature sicer povečamo nosilnost prereza, duktilnost pa se zmanjša. Iz ravnotežja pri mejnem stanju (podrazdelek 2.2, slika 2.2) je razvidno, da je pri večji sili v natezni armaturi F_s (večjem prerezu natezne armature A_s), tlačna cona bolj obremenjena, torej je duktilnost manjša. Prav zato tudi predpisi omejujejo dovoljeni delež armature v natezni coni.

2.5.5 Vpliv stremen na nosilnost in duktilnost armiranobetonskih prerezov

Z uporabo gostih stremen armiranobetonskemu prerezu zagotovimo kompaktnost, duktilnost in nosilnost. Stremena v elementu skupaj z vzdolžno armaturo bočno podprejo betonsko jedro in ustvarijo v betonu triosno napetostno stanje. Opora, ki jo stremena dajejo prerezu, je zelo pomembna.

3 OPREDELITEV KONSTRUKCIJSKEGA SISTEMA PO EC8

3.1 Splošno

EC8 zahteva, da je na potresno odpornost stavb potrebno misliti že v času zasnove, pri čemer je potrebno težiti k enostavnosti konstrukcije, zveznosti, simetriji, statični nedoločenosti, ustrezni povezavi nosilnih elementov s stropovi in ustreznem temeljenju.

3.2 Kriterij za pravilnost konstrukcije (SIST EN 1998-1:4.2.3)

Po SIST EN 1998 so konstrukcije razdeljene na pravilne in nepravilne. V odvisnosti od tipa konstrukcije so tako predpisane poenostavitve oziroma zahteve, ki jih moramo upoštevati pri projektiranju. Tako pravilnost konstrukcije vpliva na :

- model konstrukcije, ki je lahko poenostavljen ravninski ali prostorski,
- metodo analize, ki je lahko poenostavljena s spektrom odziva (metoda s horizontalnimi silami) ali modalna,
- vrednost faktorja obnašanja q , katerega moramo zmanjšati za stavbe, ki so nepravilne po višini.

Nepravilnost konstrukcije v tlorisu in po višini se obravnava posebej.

Preglednica 3.1. : Vpliv pravilnosti konstrukcije na analizo in projektiranje na potresnih območjih (SIST EN 1998-1: 4.2.3.1 : preglednica 4.1)

Pravilnost		Dovoljena poenostavitve		
Tloris	Višina	Model	Linearno-elastična analiza	Faktor obnašanja - q
da	da	ravninski	horizontalne sile	referenčni
da	ne	ravninski	modalna	zmanjšan
ne	da	prostorski	horizontalne sile	referenčni
ne	ne	prostorski	modalna	zmanjšan

3.2.1 Kriterij za tlorisno pravilnost (SIST EN 1998-1:4.2.3.2)

Tlorisno pravilna stavba je pogojena z naslednjimi pogoji :

- V tlorisu mora imeti stavba glede na dve pravokotni smeri približno simetrično razporeditev togosti in mas.
- Obod etaže mora predstavljati poligonalno konveksno linijo.
- Togost stropov v horizontalni ravnini mora biti dovolj velika glede na horizontalno togost vertikalnih nosilnih elementov, tako da deformacije stropov ne vplivajo bistveno na razporeditev sil med vertikalne elemente.
- Vitkost ne sme presegati vrednosti 4 :

$$\lambda = L_{max} / L_{min} < 4.0 \quad (3.1)$$

kjer sta L_{max} in L_{min} večja in manjša dimenzija stavbe v tlorisu.

- V vsaki etaži za smer X in Y morata ekscentričnost konstrukcije e in torzijski polmer r ustrezati pogojem :

$$e_x \leq 0.30 \cdot r_x \quad \text{in} \quad e_y \leq 0.30 \cdot r_y \quad (3.2)$$

$$r_x \geq l_s \quad \text{in} \quad r_y \geq l_s \quad (3.3)$$

kjer je :

- e_x (e_y) razdalja med središčem togosti in masnim središčem, merjena v X oziroma Y smeri, ki je pravokotna na smer analize,
- r_x kvadratni koren razmerja med torzijsko in translacijsko togostjo v Y smeri,
- r_y kvadratni koren razmerja med torzijsko in translacijsko togostjo v X smeri, in
- l_s vztrajnostni polmer mase etaže.

3.2.1.1 Ekscentričnost tlorisa

Ekscentričnost tlorisa e_x in e_y je razdalja med masnim središčem (CM) in središčem togosti (CR), merjena v X oziroma Y smeri, ki je pravokotna na smer analize. Center togosti se določi za vsako etažo posebej, in sicer tako, da konstrukcijo obremenimo v vsaki obravnavani smeri posebej z enotine silo. Sile F_x , F_y in M imajo prijemališče v centru mas (CM). Zanimajo nas samo rotacije okrog vertikalne osi stavbe, ki jih povzročijo te enotine sile.

$$\Delta_{X,i} = -\frac{R_{Z,i}(F_{Y,i} = 1.0)}{R_{Z,i}(M_{Z,i} = 1.0)} \quad \Delta_{Y,i} = \frac{R_{Z,i}(F_{X,i} = 1.0)}{R_{Z,i}(M_{Z,i} = 1.0)} \quad (3.4)$$

kjer je :

- $R_{Z,i}(F_{X,i} = 1.0)$ - rotacija i-te etaže zaradi sile $F_{X,i} = 1.0$,
- $R_{Z,i}(F_{Y,i} = 1.0)$ - rotacija i-te etaže zaradi sile $F_{Y,i} = 1.0$,
- $R_{Z,i}(M_{Z,i} = 1.0)$ - rotacija i-te etaže zaradi sile $M_{Z,i} = 1.0$,
- $\Delta_{X,i}$ in $\Delta_{Y,i}$ - oddaljenost središča togosti glede na masno središče.

Tako lahko izračunamo koordinate središča togosti ($X_{CR,i}$ in $Y_{CR,i}$) :

$$X_{CR,i} = X_{CM,i} + \Delta_{X,i} \quad \text{in} \quad Y_{CR,i} = Y_{CM,i} + \Delta_{Y,i} \quad (3.5)$$

3.2.1.2 Torzijski polmer

Pri določevanju togosti definiramo tri obtežne primere (F_x , F_y in M), ki imajo prijemališče v centru togosti. Kot rezultat analize dobimo pomike v X in Y smeri in rotacijo okrog vertikalne osi stavbe.

$$K_{FX,i} = \frac{1}{U_{X,i}(F_{X,i} = 1.0)} \quad K_{FY,i} = \frac{1}{U_{Y,i}(F_{Y,i} = 1.0)} \quad K_{MZ,i} = \frac{1}{R_{Z,i}(M_{Z,i} = 1.0)} \quad (3.6)$$

Torzijski polmer r je definiran kot kvadrati koren razmerja med celotno torzijsko togostjo glede na središče translacijske togosti in celotno translacijsko togostjo v eni smeri, določeno ob upoštevanju vseh primarnih potresnih elementov v tej smeri.

$$r_{x,i} = \sqrt{\frac{K_{M,i}}{K_{FY,i}}} \quad \text{in} \quad r_{y,i} = \sqrt{\frac{K_{M,i}}{K_{FX,i}}} \quad (3.7)$$

kjer je :

- $K_{M,i}$ - torzijska togost stavbe v izbranem tlorisu,
- $K_{FX,i}$ in $K_{FY,i}$ - translacijska togost stavbe zaradi sil F_x in F_y , ki delujeta v centru togosti.

3.2.1.3 Vztrajnostni polmer

Ob predpostavki, da je masa enakomerno porazdeljena po tlorisu, vztrajnostni polmer za vsako etažo izračunamo po enačbi :

$$l_{s,i} = \sqrt{\frac{m_{\varphi,i}}{m_i}} \quad (3.8)$$

kjer je :

$m_{\varphi,i}$ - masni vztrajnostni moment etaže,

m_i - masa etaže,

l_s - vztrajnostni polmer.

3.2.2 Kriterij za pravilnost po višini (SIST EN 1998-1:4.2.3.3)

Pravilnost stavbe po višini je opredeljena z naslednjimi pogoji :

- Sistemi za prenos obtežbe (jedra, stene, ali okvirji) morajo potekati neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe.
- Tako togost v horizontalni smeri kot tudi masa morata biti konstantni v vseh etažah, ali se brez nenadne spremembe postopoma zmanjševati od temeljev proti vrhu.
- V primeru postopnega spreminjanja oblike tlorisa po višini ne sme ta sprememba presežati 20% glede na prejšnjo etažo v smeri spremembe dimenzije.
- V primeru enkratnega zmanjšanja tlorisne dimenzije v spodnjih 15% celotne višine glavnega konstrukcijskega sistema, ne sme to zmanjšanje presežati 50% dimenzije v spodnji etaži.
- V primeru neohranjenosti osne simetrije stavbe, vsota zamikov vseh etaž ne sme presežati 30% tlorisne dimenzije stavbe nad temelji ali togo kletjo. Posamezni zamiki ne smejo presežati 10% tlorisne dimenzije predhodne etaže.

3.3 Faktor obnašanja - q (SIST EN 1998-1:5.2.2.2)

Faktor obnašanja, ki upošteva sposobnost sipanja energije in je bil omenjen že v podrazdelku 2.3, moramo iz vrednotiti za vsako smer posebej, in sicer na naslednji način :

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1.5 \quad (3.9)$$

kjer sta :

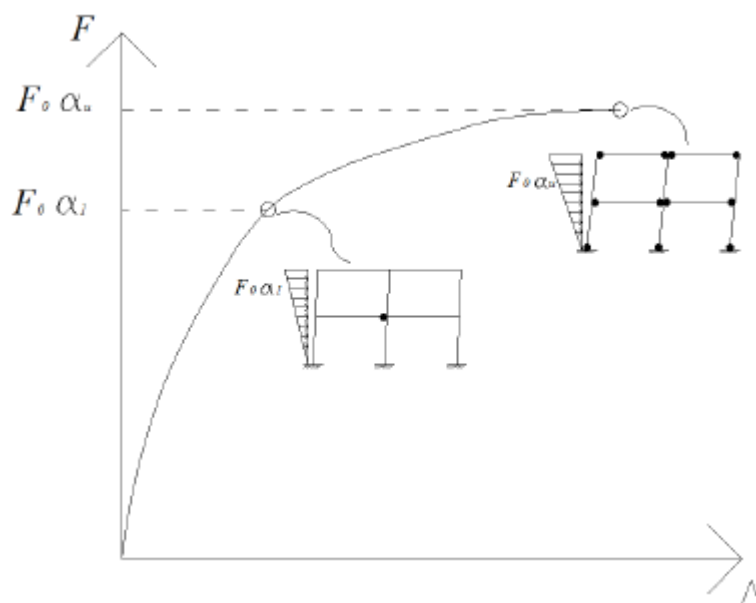
- q_0 - osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od tipa konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini, in
- k_w - faktor, ki upošteva prevladujoč sistem rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami

Osnovne vrednosti faktorja obnašanja za konstrukcije pravilne po višini so podane v SIST EN 1998-1:2004 v preglednici 5.1 s številko in faktorjem α_u/α_l , in sicer :

Preglednica 3.2 : 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 odprtini)	$3,0 \alpha_u / \alpha_l$	$4,5 \alpha_u / \alpha_l$
Sistem nepovezanih (konzolnih sten)	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_l$
Torzijsko podajen sistem	2,0	3,0
Sistem obrnjenega nihala	1,5	2,0

Faktor α_u/α_l upošteva dodatno nosilnost statično nedoločene duktilne konstrukcije. Nosilnost konstrukcije je definirana z izkoriščenjem najšibkejšega elementa, kar se zgodi ob nastanku prvega plastičnega členka v konstrukciji. Vendar nosilnost statično nedoločene konstrukcije s tem še ni dosežena, saj se dodatna obremenitev po takšni konstrukciji prerazporeja do nastopa plastičnega mehanizma, pri katerem ustrezen nivo potresne obtežbe opredeli člen α_u .



Slika 3.1 : Ilustracija pomena faktorja α_i/α_l pri statično nedoločeni duktilni konstrukciji
(Fischer M.: Komentar k Poglavju 5 v SIST EN 1998-1:3.3.2; slika 2)

Prevladujoč način rušenja opisuje faktor k_w in se izračuna po formuli :

$$k_w = \frac{1 + \alpha_0}{3} \quad \text{z omejitvijo : } 0.5 \leq k_w \leq 1.0 \quad (3.10)$$

Kjer je α_0 prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten v konstrukcijskem sistemu in se izrazi z enačbo :

$$\alpha_0 = \frac{\sum_i h_{w,i}}{\sum_i l_{w,i}} \quad (3.11)$$

kjer je :

- $h_{w,i}$ - višina stene i in
- $l_{w,i}$ - dolžina prereza stene i .

4 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

4.1 Lastna teža (SIST EN 1990: 2004, SIST EN 1991-1-1)

Lastna teža je stalni in nepomični vpliv vseh elementov, ki sestavljajo konstrukcijo. Pri določevanju lastne teže upoštevamo tako težo nosilnih kot tudi nekonstrukcijskih elementov in težo zemljine. Lastna teža je izračunana po dejanskih debelinah slojev z upoštevanjem specifične teže materialov.

4.2 Koristna obtežba

Vrednosti koristne obtežbe so določene v standardu glede na kategorijo uporabe prostorov. Koristna obtežba zajema vse od teže pohištva in opreme, koncentracijo ljudi, ki se zbirajo v prostoru, teže vozil in strojev.

Površine v stavbi razdelimo glede na kategorijo uporabe (SIST EN 1991-1-1:6 ; preglednica 6.1) in jih projektiramo s karakterističnima vrednostma q_k (enakomerno porazdeljena ploskovna obtežba) in Q_k (koncentrirana obtežba), ki ju določa standard v preglednici 6.2.

4.3 Obtežba snega (SIST EN 1991-2-3:1998)

Obtežba snega se izračuna po enačbi 5.1 v SIST EN 1991-2-3: 5.1 (1) :

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k \quad (4.1)$$

kjer je :

- S_k - karakteristična obtežba snega,
- μ_i - oblikovni koeficient za obtežbo snega, ki je odvisen od vrste strehe,
- C_e - koeficient izpostavljenosti, in
- C_t - termični koeficient.

Karakteristična obtežba snega S_k za specifično cono in nadmorsko višino, kjer se objekt nahaja, je določena v Nacionalnem dodatku in je podana kot enakomerna površinska obtežba.

4.4 Obtežba vetra (SIST EN 1991-2-4:1998)

Vetrno obtežbo obravnavamo v dveh smereh, frontalno in s strani. Predpostavimo, da veter piha le z ene smeri naenkrat. Glede na lokacijo obravnavanega objekta Nacionalni dodatek razdeljuje območja v Sloveniji v različne vetrne cone s pripadajočo referenčno hitrostjo vetra. Pri določevanju vetrne obtežbe smo uporabili starejšo različico standarda (l. 1998), dopustno je, da so nekateri postopki določevanja koeficientov drugačni, rezultati pa se bistveno ne razlikujejo.

Po SIST EN 1991-2-4: 5.2 se obtežba vetra določi po enačbi :

$$w_e = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_{pe} \quad (4.2)$$

kjer je :

- q_{ref} - referenčna obremenitev vetra v kN/m^2 ,
- $c_e(z_e)$ - koeficient izpostavljenosti, ki je odvisen od terena in višine objekta,
- c_{pe} - koeficient zunanega pritiska.

4.4.1 Referenčna obremenitev vetra q_{ref} (SIST EN 1991-2-4: 7.1)

Referenčna obremenitev z vetrom se določi po enačbi :

$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} \cdot v_{ref}^2 \quad (4.3)$$

kjer je :

- ρ - gostota zraka, ki znaša 1.25 kg/m^3 in
- v_{ref} - referenčna hitrost vetra

4.4.2 Koeficient izpostavljenosti $c_e(z_e)$ (SIST EN 1991-2-4: 8.2, 8.5)

Koeficient izpostavljenosti se določi po SIST EN 1991-2-4, in sicer po enačbi 8.6, ki je zapisana v standardu v poglavju 8.5:

$$c_e(z_e) = \left[1 + \frac{7 \cdot k_T}{c_0(z) \cdot c_r(z)} \right] c_0^2(z) \cdot c_r^2(z) \quad (4.4)$$

kjer je :

- k_T - koeficient terena,
 c_o - koeficient oblike terena, in
 c_r - koeficient hrapavosti.

4.4.3 Kategorija terena (SIST EN 1991-2-4: 8.3)

Koeficient izpostavljenosti je odvisen od kategorije terena. Kategorije terena določimo na podlagi razdelitve območji po SIST EN 1991-2-4 : 8.3, ki so zbrane v preglednici 8.1.

Preglednica 4.1: Kategorije terena

Kategorija terena in opis		k_T	z_0 [m]	z_{min} [m]	ϵ
I	Odprto morje, jezera, ki so locirana ob ravnem terenu	0,17	0,01	2	0,13
II	Kmetijska zemljišča, zemljišča na podeželju, kjer so zgrajene manjše stavbe	0,19	0,05	4	0,26
III	Predmestje, industrijska območja, območja v bližini gozdov	0,22	0,3	8	0,37
IV	Naseljena območja, kjer povprečna višina stab presega 15 m, 15% površine stavb prekrivajo sosednji objekti	0,24	1	16	0,46

V tej preglednici so za vsako kategorijo terena predpisani tudi pripadajoči faktorji terena k_T , dolžina hrapavosti z_0 in minimalna višina z_{min} .

4.4.4 Koeficient hrapavosti c_r (SIST EN 1991-2-4: 8.2)

Koeficient hrapavosti zajema spremenljivost hitrosti vetra z višino in hrapavostjo terena. Določimo ga po enačbi :

$$c_r = \begin{cases} k_T \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), & z_{\min} \leq z \leq 200m \\ k_T \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right), & z \leq z_{\min} \end{cases} \quad (4.5)$$

4.4.5 Koeficient oblike terena c_t (SIST EN 1991-2-4: 8.4)

Koeficient oblike terena določimo glede na naklon terena, kjer se obravnavana konstrukcija nahaja.

4.4.6 Delitev konstrukcije po višini (SIST EN 1991-2-4: 10.2.2)

Standard določa, da je potrebo stavbe, katerih višina je večja od dvakratne širine, po višini razdeliti na več delov. Višina našega objekta je manjša od dvakratne vrednosti širine objekta, vendar večja od enkratne širine. Torej se moramo držati določil SIST EN 1991-2-4: 10.2.2, ki na sliki 10.2.2 jasno opisuje vrednost referenčne višine v odvisnosti od višine h in širine b .

4.4.7 Koeficient zunanlega pritiska (SIST EN 1991-2-4: 10.2.2)

Učinek vetra na obravnavano konstrukcijo, pritisk na ploskve, ki so pravokotne na smer vetra, določimo po vzorcu, ki je prikazan v SIST EN 1991-2-4: 10.2.2 na sliki 10.2.3. Iz preglednice 10.2.1. v standardu pa za obravnavane ploskve odčitamo pripadajoče koeficiente $c_{pe,1}$ ali $c_{pe,10}$, odvisno od velikosti površine.

Standard definira dva koeficienta $c_{pe,1}$ za površine velikosti do 1.0 m^2 in $c_{pe,10}$ za površine večje od 10.0 m^2 . Za vmesne vrednosti površin je določena krivulja, po kateri dobimo pripadajoče koeficiente.

4.4.8 Izračun vetrne obtežbe

Standard dovoljuje izračun vetrne obtežbe na dva načina :

- Račun globalne sile vetra z upoštevanjem dinamičnega vpliva vetra na konstrukcijo.
- Sila vetra je vsota pritiskov vetra na površine konstrukcije. Dokaj enostaven način, ki velja za objekte, ki so nižji od 200 m in na katere dinamičen vpliv vetra ne vpliva, izpolnjen mora biti pogoj $c_d < 1.2$.

Dinamični koeficient se določi iz SIST EN 1991-2-4 : 9.3 : preglednice 9.1, kjer so zbrani dinamični koeficienti betonskih in zidanih stavb v odvisnosti od višine in širine objekta.

4.5 Potresna obtežba

4.5.1 Splošno o potresnih območjih

Vsaka država ima karto potresne nevarnosti, na kateri so definirana potresna območja, ki so razdeljena glede na potresno nevarnost, ob predpostavki, da je ta nevarnost na posameznih območjih konstantna. Karta potresne nevarnosti se nahaja v Nacionalnem dodatku k SIST 1998-1. Potresna nevarnost na posameznih območjih je definirana z referenčno vrednostjo maksimalnega pospeška na tleh tipa A, a_{gR} . Predvideni pospeški tal za povratno dobo 475 let, so med 0.1 g in 0.25 g.

Referenčni maksimalni pospešek, ki je izbran za vsako potresno območje, ustreza referenčni povratni dobi T_{NCR} potresnega vpliva za zahtevo o neporušitvi oziroma referenčni verjetnosti prekoračitve v petdesetih letih P_{NCR} , izbrani v državi.

SIST EN 1998-1 razlikuje štiri kategorije pomembnosti stavb, v odvisnosti od posledic porušitve za življenje ljudi, pomembnosti za varnost ljudi in za civilno zaščito v času neposredno po potresu ter od ekonomskih in socialnih posledic porušitve stavbe. Kategorije pomembnosti in pripadajoč faktor pomembnosti γ so natančno definirane v SIST EN 1998-1 v preglednici 4.3.

Projektni pospešek na tleh tipa A, a_g je enak produktu referenčnega maksimalnega pospeška a_{gR} in faktorja pomembnosti γ . Konstrukcije so torej razdeljene v različne kategorije pomembnosti. Tako je za vsako kategorijo predpisan faktor pomembnosti γ .

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma \quad (4.6)$$

V primeru nizke seizmičnosti lahko za določene vrste ali kategorije konstrukcij uporabimo poenostavljene postopke projektiranja. Kategorije konstrukcij, tipov tal in potresnih območij, za katere veljajo določila za nizko seizmičnost, so podane v Nacionalnem dodatku. Določila za nizko seizmičnost se uporabljajo za primere, pri katerih projektni pospešek na tleh tipa A ni večji od 0.08 g ali za primere, pri katerih produkt $a_g \cdot S$ ni večji od 0.1 g.

V primeru nizke seizmičnosti ni potrebno upoštevati določil EN 1998. V Sloveniji po veljavni potresni karti področij z nizko seizmičnostjo ni.

Iz karte potresne nevarnosti določimo referenčno vrednost maksimalnega pospeška tal, ki je na lokaciji predpisan.

Potresni vpliv pa sestavlja poleg obeh horizontalnih tudi vertikalna komponenta. Vrednost vertikalnega referenčnega pospeška tal določimo po enačbi :

$$a_{vg} / a_g = 0.90 \quad (4.7)$$

Navpično komponento potresnega vpliva je potrebo upoštevati v primeru, če obstajajo :

- vodoravni ali skoraj vodoravni konstrukcijski element z razponom 20 m ali več;
- vodoravni ali skoraj vodoravni previsni konstrukcijski elementi, daljši kot 5 m;
- vodoravni ali skoraj vodoravni prednapeti konstrukcijski elementi;
- grede, ki podpirajo stebre;
- potresna izolacija.

4.5.2 Lastnosti tal (SIST EN 1991-8:3)

Glede na vrsto in sestavo tal, kjer nameravamo objekt postaviti, so tla razdeljena glede na tip v SIST EN 1991-8:3 v preglednici 3.1.

4.5.3 Spekter odziva

Standard SIST EN 1998 opisuje potresno gibanje na določenem mestu na površini v obliki elastičnega spektra pospeškov.

4.5.3.1 Elastični spekter odziva (SIST EN 1991-8:3.2.2.2)

Oblika elastičnega spektra odziva je enaka tako za zahtevo po neporušitvi (mejno stanje nosilnosti – projektni potresni vpliv) kot za zahtevo po omejitvi poškodb.

Vodoraven potresni vpliv opisujeta dve pravokotni komponenti. Predpostavljamo, da sta neodvisni in opisani z istim spektrom.

Obliko elastičnega spektra odziva opisujejo parametri, ki so odvisni od tipa tal. Ti parametri so : vrednosti nihajnih časov T_B , T_C , T_D in faktor tal S ter so predpisani v Nacionalnem dodatku.

Parametri spektrov potresnega odziva, ki se za različne tipe tal uporabljajo v Sloveniji, se odčitajo iz razpredelnice v Nacionalnem dodatku :

Preglednica 4.2 : Parametri spektrov potresnega odziva za različne tipe tal

Tip tal	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,00	0,10	0,4	2,0
B	1,20	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,40	0,15	0,5	2,0

Za horizontalno komponento potresnega vpliva je elastični spekter odziva $S_e(T)$ definiran z enačbami :

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad (4.8)$$

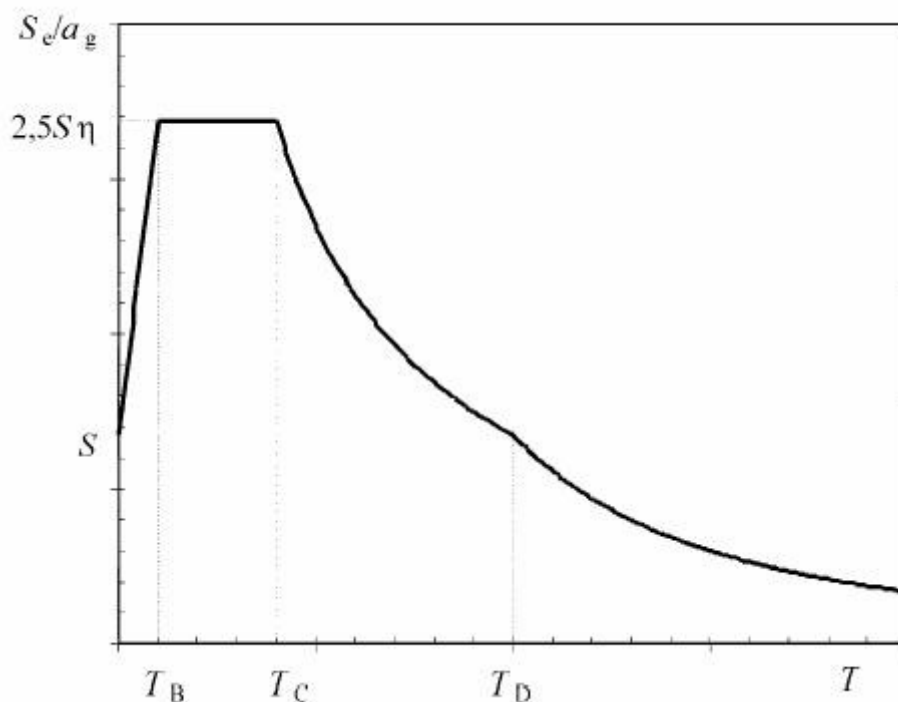
$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad (4.9)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (4.10)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (4.11)$$

kjer je :

- $S_e(T)$ - elastični spekter odziva,
- T - nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo,
- a_g - projektni pospešek za tla tipa A ($a_g = \gamma I a_{gR}$),
- T_B - spodnja meja nihajnega časa na območju, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,
- T_C - zgornja meja nihajnega časa na območju, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,
- T_D - vrednost nihajnega časa pri kateri se začne območje konstantne vrednosti projektnega pomika,
- η - korekcija vpliva viskoznega dušenja z referenčno vrednostjo $\eta = 1.0$ pri dušenju $\xi = 5\%$.



Slika 4.1 : Elastični spekter odziva tipa 1, normiranega z a_g za 5% dušenja
(SIST EN 1991-8:3.2.2.2; slika 3.1)

Priporočene vrednosti parametrov, ki opisujejo vertikalne spektre odziva tipa 1 razberemo iz preglednice 3.4 v SIST EN 1998-1.

Preglednica 4.3 : parametri, ki opisujejo vertikalni spekter odziva tipa 1 (SIST EN 1998-1 : preglednica 3.4)

Spekter	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tip 1	0,9	0,05	0,15	1

Za navpično komponento potresnega vpliva je elastični spekter odziva $S_e(T)$ definiran z naslednjimi izrazi :

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3.0 - 1) \right] \quad (4.12)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 \quad (4.13)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (4.14)$$

$$T_D \leq T : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (4.15)$$

Za navpično komponento potresnega vpliva je v splošnem treba upoštevati vrednost faktorja obnašanja q do 1,5 za vse materiale in vse konstrukcijske sisteme.

Opis določitve vertikalne komponente potresa je zgolj informativne narava, saj potresa v vertikalni smeri pri obravnavani konstrukciji ni potrebno upoštevati.

4.5.4 Projektni spekter odziva za elastično analizo (SIST EN 1991-8:3.2.2.5)

Po potresni obremenitvi konstrukcije so dovoljene tudi poškodbe, ki se pojavijo na mestih, kjer je predvideno sipanje energije. Na teh mestih dopustimo, da material preseže mejo plastičnosti in je v nelinearnem območju (podrazdelek 2).

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 (podrazdelek 2.3). Standard določa, da lahko to nelinearnost zajamemo s faktorjem obnašanja q , s katerim zmanjšamo potresne sile iz elastičnega spektra in tako dobimo projektni spekter.

Pred začetkom analize se torej odločimo za določeno stopnjo duktilnosti, za katere standard določa vrednosti faktorja obnašanja q za različne vrste konstrukcijskih sistemov, s katerim zmanjšamo potresni vpliv. Faktor obnašanja je lahko v različnih vodoravnih smereh različen, medtem ko pa mora biti opredelitev duktilnosti za celotno konstrukcijo enaka.

Konstrukcije se lahko pri istem potresu različno obnašajo. Nekatere potres prenesejo s pomočjo nosilnost – te so računane na večje potresne sile, druge pa na račun boljše izvedenih detajlov in uporabljenih materialov, ki konstrukciji omogočajo lažjo plastično deformacijo brez porušitve.

Za vodoravni komponenti potresnega vpliva je projektni spekter $S_d(T)$ definiran z naslednjimi izrazi :

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.16)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (4.17)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.18)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.19)$$

kjer je :

- T - nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo,
- a_g - projektni pospešek za tla tipa A ($a_g = \gamma \cdot a_{gR}$),
- T_B - spodnja meja nihajnega časa na območju, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,
- T_C - zgornja meja nihajnega časa na območju, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,
- T_D - vrednost nihajnega časa pri kateri se začne območje konstantne vrednosti projektnega pomika,
- q - faktor obnašanja,
- β - faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru.

Vrednost β se razbere v Nacionalnem dodatku, pri nas znaša priporočena vrednost $\beta = 0.2$.

4.5.5 Potresna obtežba v kombinaciji z ostalimi vplivi (SIST EN 1990, 6.4.3.4, dodatek A1, SIST EN 1991-8: 3.4.2, 4.2.4, 6.4.3.4)

Kombinacija vplivov za potresno projektno stanje :

$$\Sigma G_{kj} + A_{Ed} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.20)$$

kjer so :

- G_{kj} - karakteristična vrednost stalnega vpliva,
- A_{Ed} - projektna vrednost vpliva potresnega delovanja,
- $\psi_{2,i}$ - koeficient za navidezno stalne vrednosti spremenljivega vpliva, in
- $Q_{k,i}$ - karakteristična vrednost spremenljivega vpliva.

Pri določanju projektnega potresnega vpliva se morajo upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v kombinaciji vplivov (SIST EN 1998-1:3.4.2 enačba 3.17) :

$$\Sigma G_{kj} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.21)$$

Koeficienti za kombinacijo $\psi_{E,i}$ upoštevajo verjetnost, da obtežba $Q_{k,i}$ ni prisotna po celotni konstrukciji v času potresa. Ta koeficient upošteva tudi zmanjšano sodelovanje mas pri nihanju konstrukcije zaradi podajne povezave med njimi.

Koeficienti $\psi_{E,i}$ se določijo z izrazom (SIST EN 1998-1: 4.2.4) :

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (4.22)$$

Koeficienti $\psi_{2,i}$ so podani v preglednici A.1.1. v dodatku A1 k SIST EN 1990.

Vrednosti koeficientov φ so podane v preglednici 4.2 v SIST EN 1998-1:4.2.4.

Preglednica 4.4: Vrednosti φ za izračun $\psi_{E,i}$ za posamezne etaže

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	φ
kategorije A-C*	vrhnja etaža (streha)	1
	zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8
	etaže so zasedene neodvisno	0,5
kategorije D-F* in arhivi		1

4.6 Kombinacije odziva v posameznih nihajnih oblikah (SIST EN 1998-1:4.3.3.3)

Standard določa, da je v modalni analizi potrebno upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo k globalnemu odzivu konstrukcije. Izpolnjen mora biti eden od pogojev :

- Vsota efektivnih mas upoštevanih nihajnih oblik mora znašati vsaj 90% celotne mase konstrukcije.
- Upoštevane so vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, ki so večje od 5% mase celotne konstrukcije.

Odziva dveh nihajnih oblik sta neodvisna, če se nihajna časa teh dveh oblik razlikujeta za več kot 10%. Za kombinacijo neodvisnih nihajnih oblik lahko uporabimo SRSS kombinacijo (kvadratni koren vsote kvadratov odziva za obe vrednosti komponente).

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (4.23)$$

V primeru, da pogoj za neodvisnost nihajnih oblik ni izpolnjen, moramo uporabiti CQC kombinacijo (kompletna kvadratna kombinacija).

4.7 Kombinacije komponent potresnega vpliva (SIST EN 1998-1:4.3.3.5)

Potrebno je upoštevati, da hkrati delujeta obe horizontalni komponenti potresnega vpliva. Ob predpostavki, da sta pravokotni komponenti potresne obtežbe neodvisni, vodoravni komponenti potresnega vpliva kombiniramo s kombinacijama :

$$E_{Edx} \text{ "+" } 0.30E_{Edy} \quad (4.24)$$

$$E_{Edy} \text{ "+" } 0.30E_{Edx} \quad (4.25)$$

kjer E_d pomeni učinek potresnega vpliva vzdolž izbrane horizontalne smeri konstrukcije, "+" pa pomeni kombinirano na način, da dobimo najneugodnejši vpliv.

4.7.1 Vpliv naključne ekscentričnosti (SIST EN 1998-1: 4.3.2, 4.3.3.3.3)

Zaradi negotovosti povezanih s položajem mas in prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja, moramo premakniti masno središče v vsaki etaži konstrukcije iz nazivne lege v vsaki smeri za naključno ekscentričnost, ki je definirana :

$$e_{ai} = \pm 0.05 \cdot L_i \quad (4.26)$$

kjer je :

e_{ai} - naključna ekscentričnost mase v etaži i glede na položaj, ki se upošteva v isti smeri v vseh etažah,

L_i - tlorisna dimenzija etaže, ki je pravokotna na smer potresnega delovanja.

Vplive naključne ekscentričnosti lahko določimo kot ovojnico rezultatov, dobljenih s statično analizo, pri kateri obtežbo predstavljajo torzijski moment M_{ai} okrog vertikalne osi v vsaki etaži i .

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (4.27)$$

$$M_{X,i} = \pm F_{X,i} \cdot 0.05 \cdot L_{Y,i} \quad (4.28)$$

$$M_{Y,i} = \pm F_{Y,i} \cdot 0.05 \cdot L_{X,i} \quad (4.29)$$

kjer pomeni :

- M_{ai} - torzijski moment okrog vertikalne osi v etaži i ,
- e_{ai} - naključno ekscentričnost mase v etaži i po enačbi (4.50) za vse smeri, in
- F_i - horizontalna sila v etaži i , določena z metodo horizontalnih sil.

Celotni torzijski moment določimo po SRSS kombinacijo po enačbi :

$$M_{a,i} = \pm \sqrt{M_{X,i}^2 + M_{Y,i}^2} \quad (4.30)$$

Vplive obtežbe z naključno ekscentričnostjo je potrebno upoštevati s pozitivnim in negativnim predznakom.

4.7.2 Vpliv teorije drugega reda

Vpliv teorije drugega reda (P- Δ efekt) je zanemarljiv, če je v vseh etažah izpolnjen pogoj :

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10 \quad (4.31)$$

kjer je :

- θ - faktor občutljivosti za etažne pomike,
- P_{tot} - celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo,
- V_{tot} - celotna prečna sila v obravnavani etaži zaradi potresnega delovanja,
- d_r - projektni etažni pomik, ki je definiran kot razlika med horizontalnim pomikom na vrhu in na dnu obravnavane etaže, in
- h - višina etaže.

5 METODE ANALIZE (SIST EN 1998-1: 4.3.3)

Analiza pri potresnih vplivih in ostalih vplivih, ki jih je potrebno upoštevati v potresnem projektnejem stanju, se opravi ob predpostavki, da je obnašanje konstrukcije linearno elastično.

V odvisnosti od karakteristik stavbe se lahko opravi eden od tipov analize :

- metoda z vodoravnimi silami
- modalna analiza s spektri odziva

Referenčna metoda za analizo pri potresnih vplivih je modalna analiza s spektri odziva, ob uporabi linearno elastičnega modela konstrukcije in projektne spektra (podrazdelek 4.5.3.2).

Alternativno se poleg linearne metode lahko uporabljajo tudi nelinearne metode :

- nelinearna statična analiza
- nelinearna analiza časovnega odziva

Nelinearna analiza mora biti opravljena ob upoštevanju ustreznih podatkov o gibanju tal, ustreznega konstitutivnega modela, ustrezne metode za interpretacijo rezultatov in ustreznih zahtev, ki jih mora konstrukcija izpolniti. Obravnavane konstrukcije morajo biti sposobne sipati energijo.

5.1 Modalna analiza

Modalna analiza s spektrom odziva je najbolj razširjena in je uporabna za vse tipe konstrukcij. Pri modalni analizi upoštevamo vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo k globalnemu odzivu, kot je že opisano v podrazdelku 4.6. V primeru uporabe prostorskega modela moramo pogoje preveriti za vse smeri.

5.2 Nelinearna analiza

Model, ki je bil uporabljen v elastični analizi, je potrebno dopolniti tako, da vključuje nosilnosti elementov nosilne konstrukcije in njihovo obnašanje v neelastičnem območju.

Kot minimum je potrebno uporabiti bilinearen odnos med obtežbo in deformacijo. Pri armiranobetonskih konstrukcijah mora elastična togost pri bilinearnem odnosu med obtežbo in deformacijo ustrezati razpokanim prerezom. Pri duktilnih elementih, ki se bodo predvidoma deformirali v neelastično območje, mora biti elastična togost pri bilinearnem odnosu sekantna togost na točko tečenja.

Pri določanju odnosa med obtežbo in deformacijo za elemente nosilne konstrukcije je potrebno upoštevati osne sile zaradi delovanja težnostnih sil. Upogibne momente v navpičnih elementih nosilnih konstrukcij se lahko zanemari, v kolikor ne vplivajo pomembno na globalno obnašanje konstrukcije.

Potresni vpliv mora delovati v pozitivni in negativni smeri.

5.2.1 Nelinearna statična (»pushover«) analiza

Analiza se opravi tako, da vodoravna obtežba monotono narašča pri konstantnih težnostnih silah. Lahko se opravi preveritev obnašanja novo projektiranih ali obstoječih konstrukcij s cilji :

- potrditev ali sprememba vrednosti faktorja dodatne nosilnosti;
- ocena pričakovanega plastičnega mehanizma in razporeditve poškodb;
- določitev obnašanja konstrukcije obstoječih ali utrjenih stavb v skladu s SIST EN 1998-3;
- alternative k projektiranju, ki temelji na linearno-elastični analizi in uporablja faktor obnašanja q . Kot osnovo za projektiranje je potrebo vzeti ciljni pomik po SIST EN 1998-1: 4.3.3.4.2.6(1).

Stavbe, ki ne ustrezajo pogojem pravilnosti je treba analizirati s prostorskim modelom. Lahko se opravita dve neodvisni analizi z vodoravno obtežbo, ki deluje samo v eni smeri.

5.2.2 Horizontalna obtežba (SIST EN 1998-1: 4.3.3.4.2.2)

Standard zahteva uporabo najmanj dveh porazdelitev horizontalne obtežbe po višini, in sicer :

- »Enakomerna« porazdelitev, kjer so vodoravne sile sorazmerne masam ne glede na višino.
- »Modalna« porazdelitev, kjer so vodoravne sile sorazmerne vodoravnim silam v obravnavani smeri, določenimi z elastično analizo.

Horizontalne sile delujejo v masnih središčih, potrebno pa je upoštevati tudi naključno ekscentričnost.

5.2.3 »Pushover« krivulja

Odnos med celotno prečno silo konstrukcije in kontrolnim pomikom, tako imenovano »pushover« krivuljo, je treba določiti z nelinearno statično analizo za vrednosti kontrolnega pospeška med nič in vrednostjo, ki ustreza 150% vrednosti ciljnega pospeška.

5.2.4 Plastični mehanizem

Plastični mehanizem je potrebno določiti za dve porazdelitvi horizontalne obtežbe. Plastični mehanizmi morajo biti skladni z mehanizmi, ki predstavljajo osnovo za izbiro faktorja obnašanja q , uporabljenega v analizi.

5.2.5 Ciljni pomik

Ciljni pomik je potrebno določiti kot potresno zahtevo, ki izhaja iz elastičnega spektra odziva. Izražen je kot pomik ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo. Postopek določevanja ciljnega pomika iz elastičnega spektra odziva je opisan v SIST EN 1998-1: v dodatku B.

6 SPLOŠNO O OBJEKTU

V diplomski nalogi smo z modalno in nelinearno statično analizo preverili realen objekt. V Štorah pri Celju je načrtovana stenasta armiranobetonska šest etažna stanovanjska zgradba.

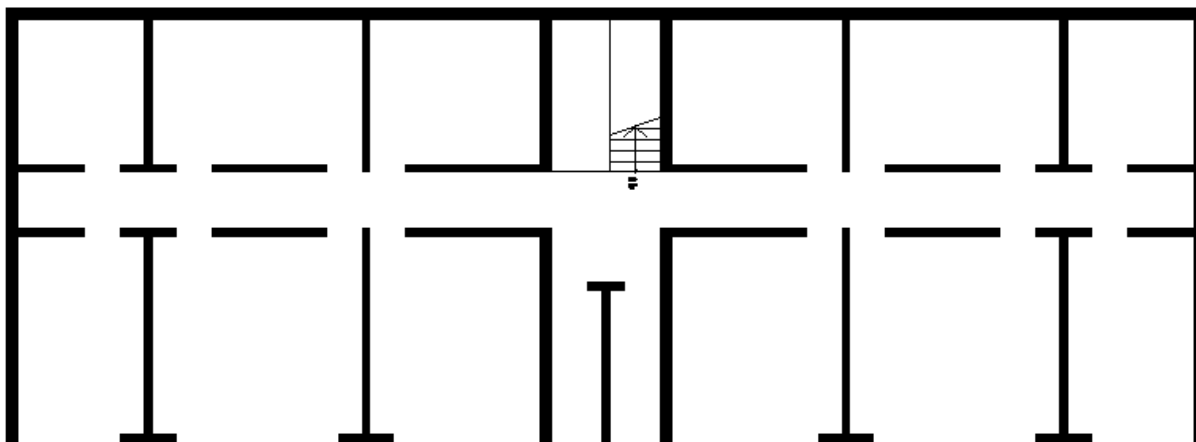
6.1 Arhitektura in opis konstrukcije

Na območju Štor je predviden nov zazidalni načrt, ki obsega tudi gradnjo stanovanjskih hiš in tudi območje gradnje stanovanjskih blokov, ki imajo definirane višinske gabarite, ki so prilagojeni sosednjim že izgrajenim objektom, torej do največ K, P +3+IP. Določena je tudi izvedba lož in ne balkonov.

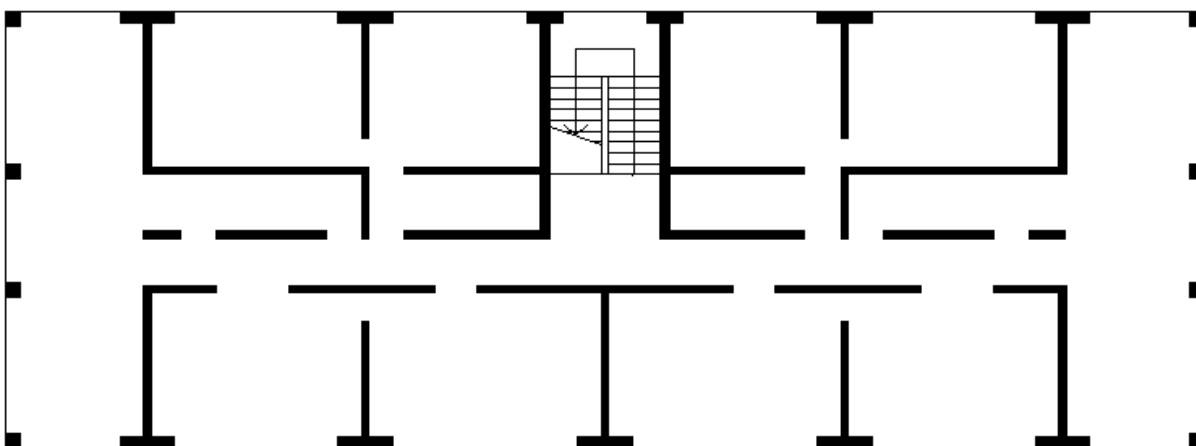
Mesto Štore bo povezano s Celjem direktno z obvoznico in novim nadvozom. Poleg nove cestne infrastrukture je na tem območju zaradi zmanjševanja onesnaženosti zraka za ogrevanje in pripravo sanitarne vode predvidena uporaba zemeljskega plina. Prav tako nova komunalna in energetska infrastruktura ter distributivno plinovodno omrežje.

Konstrukcija je tlorisno zasnovana kot pravokotnik z gabariti 33.00 m x 12.00 m. Blok ima šest etaž s skupno višino 16.80 m. Etažna višina znaša 2.80 m. Kletni prostori so namenjeni tudi parkirnim prostorom, vrhnje etaže pa stanovanjem. Streha je ravna.

Konstrukcija je tipično armiranobetonska. Sestavljena je iz armiranobetonskih sten in plošč. Stenast sistem sestavljajo obodne stene debeline 30 cm, notranje pa so debele 20 cm. Objekt predstavlja precej togo konstrukcijo, saj ima precej sten tako v prečni kot v vzdolžni smeri. Klet je vkopana s treh strani, samo del, ki je namenjen garažnim prostorom je odprt. V nadstropjih so po obodu v prečni smeri predvideni stebri dimenzij 40/40 cm. Stropovi so masivni armiranobetonski, debeline 20 cm. Temeljna plošča objekta je debela 50 cm.



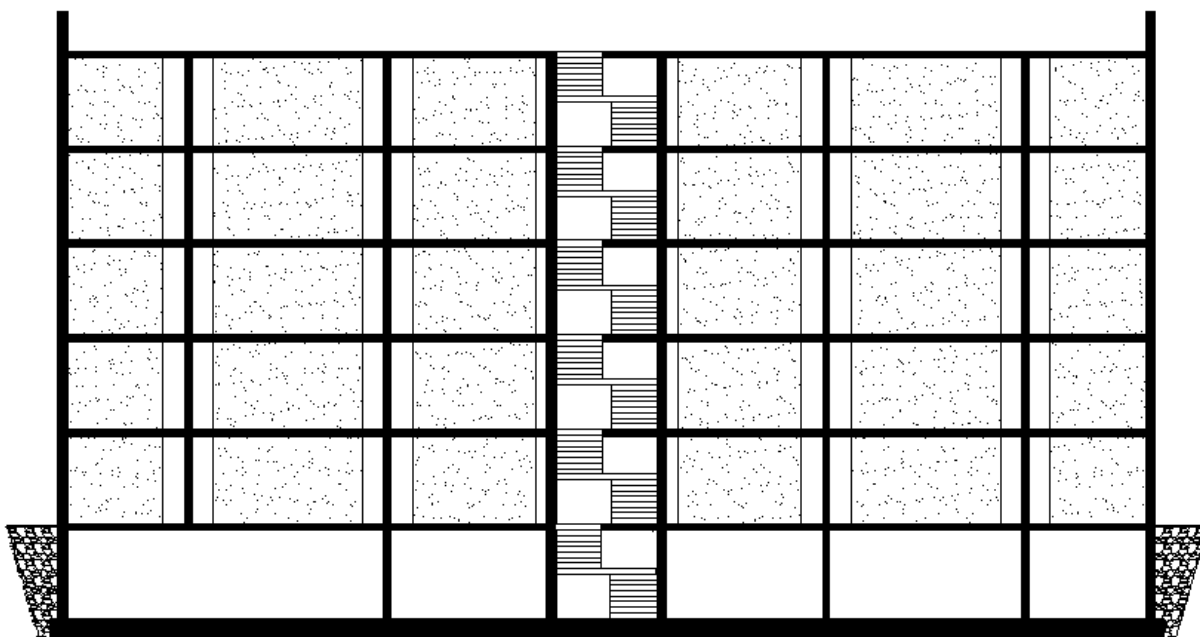
Slika 6.1 : Tloris kleti



Slika 6.2: Tloris medetažnih plošč : +2.80 m, +5.60 m, +7.40 m, +10.20 m in +14.00 m

Kot je razvidno iz slike 6.1, je klet zasnovana zelo toga, obod je sklenjen s treh strani, s katerih je konstrukcija na nivoju kleti tudi vkopana. Klet je zelo toga, saj ima 5.38% sten v vzdolžni in 5.56% sten v prečni smeri, v nadstropjih je delež sten manjši, in sicer 4.30% v vzdolžni in 2.73% v prečni smeri.

Na sliki 6.2 je prikazan tloris tipičnega nadstropja, ki je v vseh etažah nad kletjo enak. Streha pa je ravna, nepohodna.



Slika 6.3: Vzdolžni prerez stanovanjskega bloka

Blok ima skupno šest etaž z etažno višino 2.80 m, torej skupaj 16.80 m. Klet je vkopana, kot je razvidno iz slike 6.3.

6.2 Karakteristike uporabljenih materialov (SIST EN 1992-1-1)

Uporabljen je beton kvalitete C25/30.

Karakteristična tlačna trdnost : $f_{ck} = 25 \text{ kN/cm}^2$

Elastični modul : $E_{cm} = 3100 \text{ kN/cm}^2$

Specifična teža : $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$

Uporabljene so rebraste armaturne palice kvalitete S500 in armaturne mreže S500/560.

Karakteristična meja elastičnosti armature (S500) : $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$

Elastični modul : $E_{cm} = 21000 \text{ kN/cm}^2$

Prerez stene je po definiciji podolgovat, zato je dolžina tlačne cone majhna v primerjavi z dolžino stene, kar pomeni, da se pri horizontalni obremenitvi natezni rob stene zelo močno dvigne in deformira. Prav zaradi tega se morajo stene armirati z duktilnimi jekli – armatura mora ustrezati tipu C.

Upoštevani delni materialni faktorji (Nacionalni dodatek) znašajo :

za beton : $\gamma_c = 1.50$ in

za jeklo : $\gamma_s = 1.15$.

7 MODEL KONSTRUKCIJE

Pri modeliranju konstrukcije je potreben inženirski pristop. Da bi konstrukcijo modelirali čim bolj enostavno in obenem opisali tudi dejansko stanje v računskem modelu, s katerim dobimo zadovoljive rezultate, se poslužujemo različnih poenostavitev (npr. neupoštevanje določenih vplivov, ravninski model, itd.). Potrebno pa je poznati tudi ozadja vseh poenostavitev, ki jih vpeljemo v model.

V diplomski nalogi smo stanovanjski blok analizirali s pomočjo programa ETABS. Stavbo smo modelirali s prostorskim modelom, kjer smo model sestavili s ploskovnimi in z linijskimi elementi.

7.1 Splošno o modeliranju konstrukcije

Konstrukcija je zasnovana kot stenasta, z velikim deležem sten v obeh smereh. Po deležu sten se kletni prostori razlikujejo od ostalih etaž. V etažah nad kletjo gre za sistem nepovezanih konzolnih sten, ki potekajo do vrha konstrukcije.

Konstrukcija je temeljena na temeljni plošči. Tako na nivoju temeljev elemente konstrukcije podpremo z nepomičnimi rotacijsko togimi podporami.

Predpostavimo, da so stropne konstrukcije (armiranobetonske, debeline 20 cm), ki povezujejo stene, dovolj toge v svoji ravnini in delujejo kot toga diafragma. Medetažne plošče tako modeliramo z diafragmami, s pomočjo funkcije *Assign-Joint/Point-Diaphragms*, mase in masne momente definiramo v težišču etaže (za vrednosti mas glej podrazdelek 8.6.2).

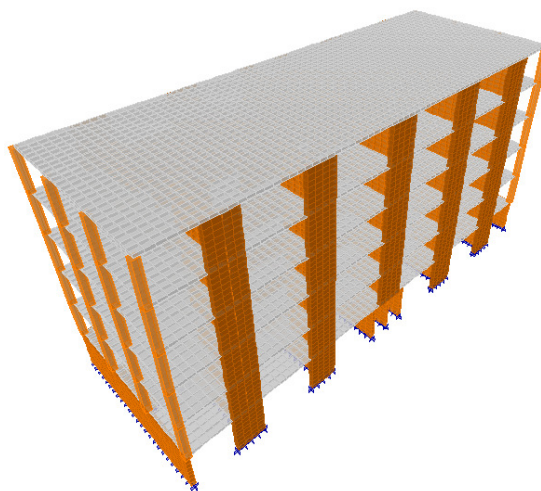
Pri modalni analizi uporabimo model konstrukcije tako z linijskimi kot s ploskovnimi elementi.

V primeru nelinearne analize pa uporabimo linijski model, saj lahko materialno nelinearnost v programu ETABS definiramo s pomočjo plastičnih členkov le v linijskih elementih. Ploskovni model, kjer modeliramo tudi medetažne plošče s ploskovnimi elementi, uporabimo samo za določitev osnih sil v elementih zaradi vpliva težnostnih sil, katere v kasnejših izračunih potrebujemo za določitev odnosa med obtežbo in deformacijo.

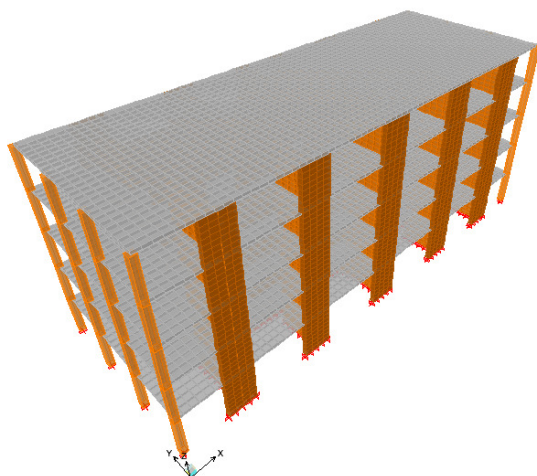
Standard določuje upoštevanje razpokanega prereza pri potresni analizi. V računalniškem programu to zahtevo izpolnimo tako, da pri ploskovnem modelu zmanjšamo upogibno in osno togost za polovico, pri linijskem pa vztrajnostni moment in strižni prerez. Tako je konstrukcija bolj podajna, vendar pa so obenem tudi etažne sile manjše. Iz primerjav rezultatov opazimo, da se vrednosti nihajnih časov med nerazpokanim in razpokanim modelom razlikujejo za vrednost $\sqrt{2}$. Konstrukcija z razpokanimi prerezi ima daljši nihajni čas, saj je bolj podajna.

7.2 Ploskovni model

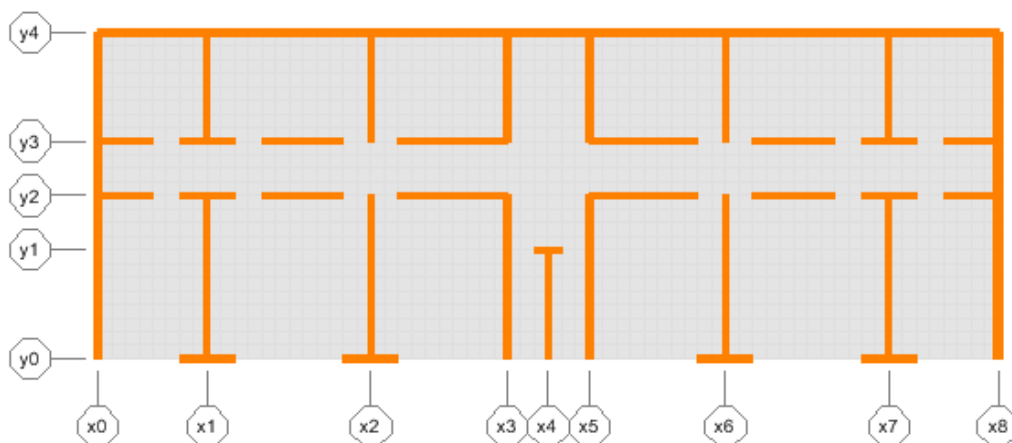
Stene v ploskovnem modelu modeliramo z elementi debeline 20 in 30 cm. Mrežo končnih elementov sten definiramo tako, da se sosednji elementi stikajo v vozliščih. Prav tako naredimo v primeru, ko se odločimo za modeliranje plošče s ploskovnimi elementi. Ti elementi so debeline 20 cm in jih definiramo samo za raznos obtežbe, se pravi so membranskega tipa.



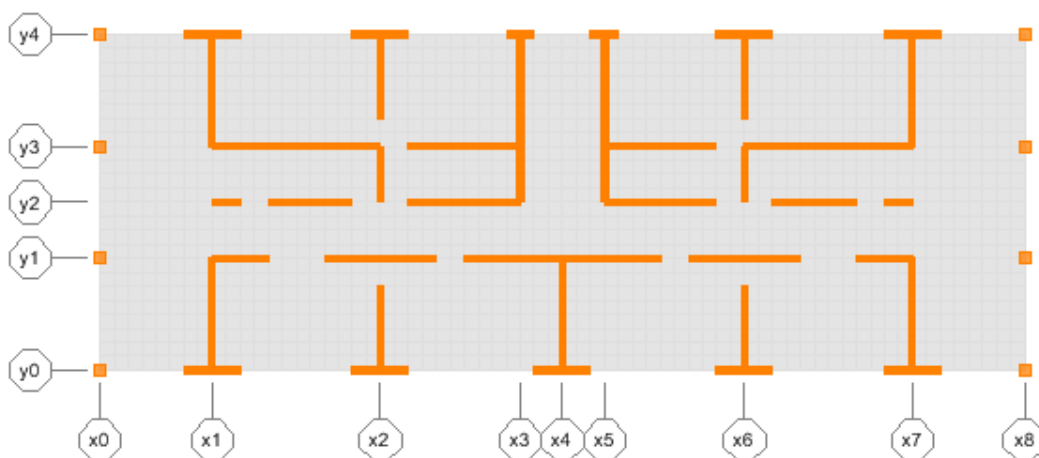
Slika 7.1: Prostorski model z upoštevanjem kleti (ploskovni elementi)



Slika 7.2: Prostorski model brez kleti (predpostavka : toga klet)



Slika 7.3: Tloris kleti



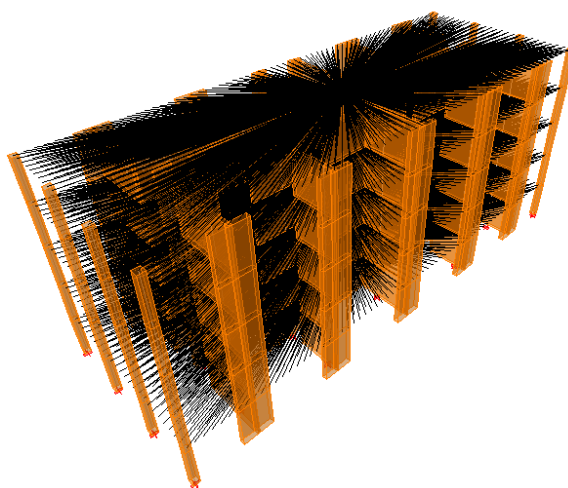
Slika 7.4: Tloris tipičnega nadstropja

7.3 Linijski model

Pri linijskem modelu posamezne stene definiramo z enim prerezom, ki ga definiramo s pomočjo funkcije *Section Designer* v programu ETABS. S tem orodjem lahko v prerezu definiramo tudi armaturo sten, katere lahko program preveri ali pa nam poda potreben prerez pri dani obremenitvi.

Predpostavimo, da je klet toga, saj jo sestavljajo obodne armiranobetonske stene debeline 30 cm, ki so zasute z zemljino s treh strani, kar pri potresnem delovanju deluje ugodno, skupen delež sten v kleti pa znaša 11% . Stene so projektirane tako, da se plastificirajo nad stropom kleti. Za stene v kleti pa predpostavimo, da v potresnem projektnejem stanju ostanejo v elastičnem stanju.

Armiranobetonske stene na nivoju stropa kleti tako podpremo z nepomično in rotacijsko togo podporo. Modeliramo jih z linijskimi elementi F, I, L, T in drugih oblik, pa tudi kot pravokotne.



Slika 7.5: Linijski model konstrukcije

7.4 Vnos obtežbe na model konstrukcije

V računalniškem programu stalni in koristni vpliv obtežb nanese na ploskovne elemente, s katerimi modeliramo medetažno ploščo v obliki enakomerno porazdeljene ploskovne obtežbe (uporabimo v primeru, ko nas zanimajo osne sile v elementih, ki jih potrebujemo za določitev zasuka blizu porušitve – nelinearna analiza).

V primeru modalne analize pa medetažne plošče modeliramo kot diafragme, mase etaž pa definiramo v masnem središču v smeri X in Y s pripadajočim masnim vztrajnostnim momentom okrog vertikalne osi (podrazdelek 8.6.3). Tudi točka, v kateri podajamo mase, mora biti imeti lastnosti diafragme, sicer bi nihala zase.

Potresno obtežbo definiramo s pomočjo projektnega spektra odziva, kot je opisano v nadaljevanju (glej razdelek 8.6.6), v programu s pomočjo ukaza *Define – Response Spectrum Function*.

Vpliv naključne ekscentričnosti smo definirali v podrazdelku 4.7.1, ko poznamo etažne prečne sile. Ko določimo dodatne momente zaradi naključne ekscentričnosti (glej podrazdelek 8.6.7), jih definiramo v masnem središču posamezne etaže.

8 RAČUN VPLIVOV NA KONSTRUKCIJO

8.1 Lastna in stalna obtežba (SIST EN 1991-1-1: 2.1, 3.2, 5)

Lastno težo definiramo kot stalni in nepomični vpliv. Izračunamo jo kot produkt znanih mer in karakterističnih vrednosti prostorninske teže.

8.1.1 Izračun lastne teže

Preglednica 8.1: Lastna teža medetažnih plošč na koti +2.80m, +5.60m, +8.40m, +11.20m in +14.00m – POZ 100, 200, 300, 400 in 500

	Debelina [m]	Prostorninska teža : γ [kN/m ³]	Obtežba : g [kN/m ²]
Talna obloga	0,02	16,0	0,32
Armirani estrih	0,07	24,0	1,68
Izolacija	0,05	2,0	0,10
AB plošča	0,20	25,0	5,00
Omet	0,01	16,0	0,16
		$\xi_{\text{POZ 100-500}} =$	7,26

Preglednica 8.2: Lastna teža plošče na koti +16.80m – POZ 600

	Debelina [m]	Prostorninska teža : γ [kN/m ³]	Obtežba : g [kN/m ²]
Nasutje	0,10	18,0	1,80
Armirani estrih	0,07	24,0	1,68
Izolacija	0,05	2,0	0,10
AB plošča	0,20	25,0	5,00
Omet	0,01	16,0	0,16
		$\xi_{\text{POZ 600}} =$	8,74

Teža predelnih sten :

Armiranobetonska plošča zagotavlja prečni raznos obtežbe, tako da se lahko lastna teža predelnih sten upošteva kot enakomerna zvezna obtežba (SIST EN 1991-1-1:2004, točka 6.3.1.2). Za premične predelne stene, katerih lastna teža je manjša ali enaka 0.1 kN na meter dolžine stene, se privzame površinska zvezna obtežba $g_k = 0.5 \text{ kN/m}^2$.

Skupna teža armiranobetonskih sten, ki odpade na posamezno etažo :

$$G_{AB \text{ sten}} = (A_{st1} + A_{st2}) \cdot h \cdot \gamma_b / A_{etaže} \quad (8.1)$$

kjer je :

- A_{st} - prerez AB sten v tlorisu skupaj,
- h - svetla višina etaže,
- γ_b - specifična teža armiranega betona, in
- $A_{etaže}$ - bruto etažna površina.

Skupna lastna teža AB sten in stebrov :

$$\text{Klet : } 60.62 \text{ m}^3 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 1515.5 \text{ kN} \quad (8.2)$$

Razporeditev sten v kleti : smer x : 5.38 %
smer y : 5.56 %

$$\text{Pritličje : } 38.92 \text{ m}^3 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 973 \text{ kN} \quad (8.3)$$

Razporeditev sten v pritličju : smer x : 4.30 %
smer y : 2.73 %

$$\text{Nadstropje : } 38.92 \text{ m}^3 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 973 \text{ kN} \quad (8.4)$$

Razporeditev sten v nadstropju : smer x : 4.30 %
smer y : 2.73 %

$$\text{Stebri } b/h = 40/40 \text{ cm : } 4 \cdot 0.4 \text{ m} \cdot 0.4 \text{ m} \cdot 1.4 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 22.4 \text{ kN} \quad (8.5)$$

$$\text{Kvadratura celotne medetažne plošče po tlorisu : } 12.0 \text{ m} \cdot 33.0 \text{ m} = 396 \text{ m}^2 \quad (8.6)$$

$$\text{Kvadratura robnega dela medetažne plošče :} \quad 2 \cdot 24 \text{ m}^2 = 48 \text{ m}^2 \quad (8.7)$$

$$\text{Kvadratura centralnega dela medetažne plošče :} \quad 396 \text{ m}^2 - 48 \text{ m}^2 = 348 \text{ m}^2 \quad (8.8)$$

Enakomerna ploskovno porazdeljena lastna teža AB sten, ki odpade na ploščo :

$$\text{Plošča nad kletjo – POZ 100 :} \quad g_A = 3.83 + 2.80 = 6.63 \text{ kN/m}^2 \quad (8.9)$$

$$g_B = 3.83 + 0.47 = 4.30 \text{ kN/m}^2 \quad (8.10)$$

$$\text{Plošča nad pritličjem – POZ 200 :} \quad g_A = 2.80 + 2.80 = 5.60 \text{ kN/m}^2 \quad (8.11)$$

$$g_B = 0.47 + 0.47 = 0.94 \text{ kN/m}^2 \quad (8.12)$$

$$\text{Plošča nad ostalimi nadstropji – POZ 300 - 500 :} \quad g_A = 2.80 + 2.80 = 5.60 \text{ kN/m}^2 \quad (8.13)$$

$$g_B = 0.47 + 0.47 = 0.94 \text{ kN/m}^2 \quad (8.14)$$

$$\text{Plošča nad 4. nadstropjem – POZ 600 :} \quad g_A = 2.80 + 0.50 = 3.30 \text{ kN/m}^2 \quad (8.15)$$

$$g_B = 0.47 \text{ kN/m}^2$$

kjer označuje :

g_A - enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo centralnega dela objekta,

g_B - enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo robnega dela objekta, ki je podprt s stebri.

8.1.1.1 Priprava lastne teže za vnos v računalniški program

POZ 100 – AB plošča nad kletjo na koti +2.80 m :

$$\text{Lastna teža AB plošče :} \quad g_{pl} = 7.26 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Lastna teža predelnih sten :} \quad g_{ps} = 0.50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Lastna teža AB sten :} \quad g_{AB \text{ sten}} = 6.63 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Lastna teža AB stebrov :} \quad g_{AB \text{ stebrov}} = 0.47 \text{ kN/m}^2$$

Lastna teža SKUPAJ :

$$\text{Centralni del medetažne plošče :} \quad g_c = 14.39 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Robni del medetažne plošče:} \quad g_r = 12.05 \text{ kN/m}^2$$

Skupna lastna teža v kN :

$$G_{POZ\ 100} = 14.39 \text{ kN/m}^2 \cdot 348 \text{ m}^2 + 12.05 \text{ kN/m}^2 \cdot 48 \text{ m}^2 = 5585.1 \text{ kN} \quad (8.16)$$

POZ 200 – 500 – medetažne AB plošče na koti +5.60 m, +8.40 m, +11.20 m in +14.00 m :

Lastna teža AB plošče :	g_{pl}	=	7.26	kN/m^2
Lastna teža predelnih sten :	g_{ps}	=	0.50	kN/m^2
Lastna teža AB sten :	$g_{AB\ sten}$	=	5.60	kN/m^2
Lastna teža AB stebrov :	$g_{AB\ stebrov}$	=	0.94	kN/m^2

Lastna teža SKUPAJ :

Centralni del medetažne plošče :	g_c	=	13.36	kN/m^2
Robni del medetažne plošče:	g_r	=	8.69	kN/m^2

Skupna lastna teža v kN :

$$G_{POZ\ 200-500} = 13.36 \text{ kN/m}^2 \cdot 348 \text{ m}^2 + 8.69 \text{ kN/m}^2 \cdot 48 \text{ m}^2 = 5066.40 \text{ kN} \quad (8.17)$$

POZ 600 – AB plošča nad četrtim nadstropjem na koti +16.80 m :

Lastna teža AB plošče :	g_{pl}	=	8.74	kN/m^2
Lastna teža AB sten :	$g_{AB\ sten}$	=	3.30	kN/m^2
Lastna teža AB stebrov :	$g_{AB\ stebrov}$	=	0.47	kN/m^2

Lastna teža SKUPAJ :

Centralni del medetažne plošče :	g_c	=	12.04	kN/m^2
Robni del medetažne plošče:	g_r	=	9.21	kN/m^2

Skupna lastna teža v kN :

$$G_{POZ\ 600} = 12.04 \text{ kN/m}^2 \cdot 348 \text{ m}^2 + 9.21 \text{ kN/m}^2 \cdot 48 \text{ m}^2 = 4632.0 \text{ kN} \quad (8.18)$$

8.2 Vpliv zemljine

Strižni kot zemljine : $\varphi = 32^\circ$

Prostorninska teža zemljine : $\gamma_z = 21 \text{ kN/m}^3$

Dno objekta je na koti $\pm 0.00 \text{ m}$

Vrh zemljine je na koti $+ 2.80 \text{ m}$

$$\varphi_d = \arctan \frac{\tan \varphi}{1.25} = \arctan \frac{\tan 32^\circ}{1.25} = 26.6^\circ \quad (8.19)$$

$$\text{Koeficient mirnega zemeljskega pritiska : } k_0 = 1 - \sin \varphi = 0.55 \quad (8.20)$$

Obtežba mirnega zemeljskega pritiska na koti $\pm 0.00 \text{ m}$:

$$p_0 = \gamma_z \cdot h \cdot k_0 = 21 \text{ kN/m}^3 \cdot 2.8 \text{ m} \cdot 0.55 = 32.34 \text{ kN/m}^2 \quad (8.21)$$

Zemljina ugodno vpliva na obnašanje konstrukcije pri potresni obremenitvi, saj jo dodatno stabilizira.

8.3 Koristna obtežba (SIST EN 1991-1-1: 2.2, 3.3, 6)

Ker obravnavamo stanovanjski blok, izberemo kategorijo uporabe A, kamor spadajo bivalni prostori. Za te površine je predpisana karakteristična vrednost enakomerno porazdeljene ploskovne obtežbe :

splošno : $q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$

stopnice : $q_k = 3.0 \text{ kN/m}^2$

balkoni : $q_k = 4.0 \text{ kN/m}^2$

Površine garaže, oziroma prometne in parkirne površine spadajo v kategorijo pomembnosti F glede na preglednico 6.7 v SIST EN 1991-1-1: 6, kjer je predpisana karakteristična vrednost enakomerno porazdeljene obtežbe $q_k = 2.5 \text{ kN/m}^2$ in koncentrirane obtežbe $Q_k = 20 \text{ kN}$.

Strehe, ki so dostopne le za normalno vzdrževanje in popravila spadajo v kategorijo pomembnosti H glede na preglednico 6.9 v SIST EN 1991-1-1 : 6, kjer znaša predpisana karakteristična vrednost enakomerno porazdeljene obtežbe $q_k = 1.0 \text{ kN/m}^2$.

8.3.1 Izračun koristne obtežbe po etažah

Preglednica 8.3 : Koristne obtežbe medetažnih plošč na koti +2.80m, +5.60m, +8.40m, +11.20m in +14.00m in +16,80m – POZ 100, 200, 300, 400, 500 in 600

	Višinska kota	q	Površina	Q
	[m]	[kN/m ²]	[m ²]	[kN]
5. nadstropje - POZ 600	+16,80	1,00	396	396
4. nadstropje - POZ 500	+14,00	2,00	396	792
3. nadstropje - POZ 400	+11,20	2,00	396	792
2. nadstropje - POZ 300	+8,40	2,00	396	792
1. nadstropje - POZ 200	+5,60	2,00	396	792
Pritličje - POZ 100	+2,80	2,00	396	792
Klet - POZ 000	0,00	2,50	396	990

Kvadratura medetažne plošče po tlorisu je izračunana v podrazdelku 8.1.1 (enačba 8.6).

8.4 Obtežba snega (SIST EN 1991-2-3: 5.1, 7.2)

Podatki za obtežbo snega so vzeti iz standarda SIST EN 1991-2-3:1998.

Objekt se nahaja v Štorah, in sicer na nadmorski višini 500 m. Streha stanovanjskega bloka je ravna, z minimalnim naklonom, torej spada v rang streh z naklonom med 0° in 30°, kjer znaša oblikovni koeficient $\mu_l = 0.8$. (SIST EN 1991-2-3, slika 7.2.)

Karakteristična obtežba snega : $S_k = 1.70 \text{ kN/m}^2$

Oblikovni koeficient strehe : $\mu_l = 0.8$

Koeficient izpostavljenosti : $C_e = 1.0$

Termični koeficient : $C_t = 1.0$

Obtežba snega : $S = \mu_l \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 1.36 \text{ kN/m}^2$

Preglednica 8.4 : Obtežba snega in skupna sila na strehi na koti +16,80m – POZ 600

	Višinska kota	s	Površina	Q
	[m]	[kN/m ²]	[m ²]	[kN]
5. nadstropje - POZ 600	+16,80	1,36	396	538,56

Sneg se v kombinaciji s potresno obtežbo, ki je merodajna za dimenzioniranje, ne kombinira, zato te obtežbe v modelu ne upoštevamo.

8.5 Obtežba vetra (SIST EN 1991-2-4: 5.2)

Vetrno obtežbo obravnavamo v dveh smereh, frontalno in s strani. Predpostavimo, da veter piha le z ene smeri naenkrat.

Objekt je lociran v Štorah, kar pomeni, da po Nacionalnem dokumentu za uporabo v Sloveniji spada v vetrno cono A, kjer znaša referenčna hitrost vetra 25 m/s.

8.5.1 Referenčna obremenitev vetra q_{ref} (SIST EN 1991-2-4: 7.1)

Referenčna obremenitev z vetrom določimo po enačbi (4.3) in znaša :

$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} \cdot v_{ref}^2 = \frac{1,25}{2} \cdot 25^2 = 390 \text{ N/m}^2 = 0,39 \text{ kN/m}^2$$

8.5.2 Koeficient izpostavljenosti $c_e(z_e)$ (SIST EN 1991-2-4: 8.2, 8.5)

Koeficient izpostavljenosti je odvisen od koeficientov terena, oblike terena in hrapavosti ter se določi po postopku opisanem v razdelku 4.4.2 po enačbi (4.4).

Preglednica 8.5 : Vrednosti koeficienta c_r in c_t za posamezne segmente stavbe

	Težišče	$c_r(z)$	$c_e(z)$
	[m]		
Segment 1 $z = 0.00 - 12.00 \text{ m}$	6,00	0,60	1,36
Segment 2 $z = 12.00 - 16.80 \text{ m}$	14,40	0,68	1,60

8.5.3 Kategorija terena (SIST EN 1991-2-4: 8.3)

Predviden stanovanjski blok bo zgrajen na redko poseljenem območju. Predvidevamo pa tudi, da se bo območje v prihodnosti še razvijalo. Za takšna območja standard predpisuje kategorijo terena IV (urbana območja, ki so vsaj 15% zazidana z vsaj 15m visokimi stavbami).

Iz preglednice 4.1, za kategorijo terena IV odčitamo naslednje vrednosti koeficientov za :

faktor terena	:	k_T	=	0.24,
dolžina hrapavosti	:	z_0	=	1.00 m in
minimalno višino	:	z_{min}	=	16.0 m .

8.5.4 Koeficient hrapavosti c_r (SIST EN 1991-2-4: 8.2)

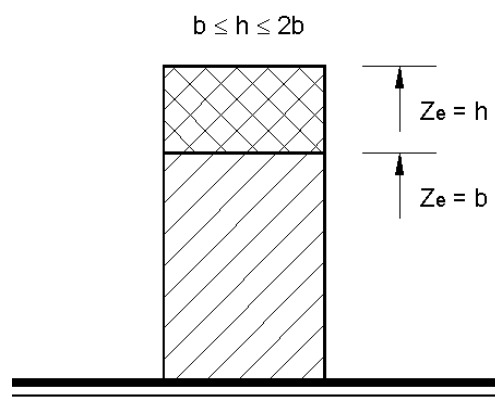
Koeficient hrapavosti določimo po enačbi (4.5). kot je opisano v razdelku 4.4.4.

8.5.5 Koeficient oblike terena c_t (SIST EN 1991-2-4: 8.4)

Koeficient oblike terena znaša 1.0 ($c_t = 1.0$).

8.5.6 Delitev konstrukcije po višini (SIST EN 1991-2-4: 10.2.2)

Objekt tlorisnih dimenzij 33.0 m x 12.0 m in višine 16.80 m ustreza primeru b na sliki 10.2.2. iz standarda.



Slika 8.1: Vrednost referenčne višine v odvisnosti od višine h in širine b.

$$b = 12.00 \text{ m} < h = 16.80 \text{ m} < 2 \cdot b = 24.00 \text{ m}$$

Višina spodnjega dela je tako enaka dimenziji širine stavbe, torej 12.0 m.

8.5.7 Koeficient zunanjega pritiska (SIST EN 1991-2-4: 10.2.2)

Na sliki 10.2.3 v SIST EN 1991-2-4:10.2.2 je prikazan pritisk na ploskve, ki so pravokotne na smer vetra. Mi obravnavamo ploskvi D in E. Ker so v obravnavanem primeru vse površine večje od 10 m^2 , nas zanima $c_{pe,10}$.

Iz preglednice 10.2.1 v SIST EN 1991-2-4 za obravnavane ploskve odčitamo pripadajoče koeficiente $c_{pe,10}$, katerih vrednosti so podane v preglednici 8.6.

Preglednica 8.6: Vrednosti koeficienta $c_{pe,10}$ za območja D in E

Območje	$c_{pe,10}$
D	0,8
E	-0,3
Skupaj	1,1

Koeficienta lahko po absolutni vrednosti seštejemo, saj imata tako pritisk kot srk isto smer.

8.5.8 Izračun vetrne obtežbe

Preglednica 8.7 : Vetrna obtežba pravokotno na krajšo stranico konstrukcije (X smer)

Vetrna obtežba v X smeri					
	Višina nivoja	$c_e(z)$	$c_{pe,10}$	w_e	W_e
	[m]			[kN/m ²]	[kN]
Segment 1 $z = 0.00 - 12.00 \text{ m}$	12,00	1,36	1,10	0,58	84,00
Segment 2 $z = 12.00 - 16.80 \text{ m}$	16,80	1,60	1,10	0,69	39,50

Preglednica 8.8 : Vetrna obtežba pravokotno na daljšo stranico konstrukcije (Y smer)

Vetrna obtežba v Y smeri					
	Višina nivoja	$c_e(z)$	$c_{pe,10}$	w_e	W_e
	[m]			[kN/m ²]	[kN]
Segment 1 $z = 0.00 - 12.00 \text{ m}$	12,00	1,36	1,10	0,58	231,00
Segment 2 $z = 12.00 - 16.80 \text{ m}$	16,80	1,60	1,10	0,69	108,63

Iz preglednice 9.1 v SIST EN 1991-2-4 : 9.3 razberemo, da obravnavana konstrukcija izpolnjuje pogoj po omejitvi dinamičnega koeficienta $c_d < 1.2$. Tako lahko vpliv vetrne obtežbe za objekt izvedemo na način s seštevkom vetrnega vpliva posameznih ploskev.

Ker je obtežba vetra v primerjavi s potresno obtežbo zanemarljiva, obtežbe vetra nismo upoštevali v analizi.

8.6 Potresna obtežba

8.6.1 Osnovni podatki

Objekt se nahaja v Štorah pri Celju, kjer znaša glede na karto potresne nevarnosti v Sloveniji, ki je podana v Nacionalnem dodatku, referenčna vrednost maksimalnega pospeška tal $a_{gR} = 0.15 g$.

Stanovanjski blok tako spada v kategorijo pomembnosti II (običajne stavbe, ki ne pripadajo ostalim kategorijam), kateri po definiciji pripada vrednost $\gamma_I = 1.0$ in tako znaša projektni pospešek tal za obravnavan objekt : $a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I = 0.15 g$.

Objekt bo grajen na dobro nosilnih tleh gline. Tako po preglednici 3.1 v SIST EN 1991-8:3 ustreza tipu tal »B«, za katerega so v preglednici 4.2 (podrazdelek 4.5.3.1) predpisani naslednji parametri, ki opisujejo elastični spekter odziva :

$$S = 1.20$$

$$T_B = 0.15 \text{ s}$$

$$T_C = 0.5 \text{ s}$$

$$T_D = 2.0 \text{ s}$$

8.6.2 Masa konstrukcije za določevanje potresnega vpliva

Masa, ki jo upoštevamo pri delovanju potresne obtežbe, je definirana v razdelku 4.5.5 po enačbi 4.21 ob upoštevanju koeficientov za kombinacijo (enačba 4.22) dobimo :

$$\Sigma G_{kj} + \Sigma \varphi \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (8.22)$$

Vrednosti koeficientov φ odčitamo v preglednici 4.4 in ob znanih masah stalne in koristne obtežbe (podrazdelek 8.1.1.1 in 8.3.1) izračunamo mase po etažah :

$$G_{POZ\ 100} = 5585.1 \text{ kN} + 0.30 \cdot 0.50 \cdot 792 \text{ kN} = 5703.90 \text{ kN}$$

$$M_{POZ\ 100} = 570.4 \text{ t}$$

$$G_{POZ\ 200} = 5066.4 \text{ kN} + 0.30 \cdot 0.50 \cdot 792 \text{ kN} = 5185.2 \text{ kN}$$

$$M_{POZ\ 200} = 518.5 \text{ t}$$

$$M_{POZ\ 300} = 518.5 \text{ t}$$

$$M_{POZ\ 400} = 518.5 \text{ t}$$

$$M_{POZ\ 500} = 518.5 \text{ t}$$

$$G_{POZ\ 600} = 4632.0 \text{ kN} + 0.30 \cdot 1.0 \cdot 396 \text{ kN} = 4691.4 \text{ kN}$$

$$M_{POZ\ 600} = 469.1 \text{ t}$$

Masa, ki odpade na m^2 etažne površine :

$$\text{POZ 100} : 570.4 \text{ t} / 396 \text{ m}^2 = 1.44 \text{ t/m}^2$$

$$\text{POZ 200} : 518.5 \text{ t} / 396 \text{ m}^2 = 1.31 \text{ t/m}^2$$

$$\text{POZ 300} : 518.5 \text{ t} / 396 \text{ m}^2 = 1.31 \text{ t/m}^2$$

$$\text{POZ 400} : 518.5 \text{ t} / 396 \text{ m}^2 = 1.31 \text{ t/m}^2$$

$$\text{POZ 500} : 518.5 \text{ t} / 396 \text{ m}^2 = 1.31 \text{ t/m}^2$$

$$\text{POZ 600} : 469.1 \text{ t} / 396 \text{ m}^2 = 1.18 \text{ t/m}^2$$

8.6.3 Izračun masnega vztrajnostnega momenta

$$L_x = 33.0 \text{ m}$$

$$L_y = 33.0 \text{ m}$$

$$A = L_x \cdot L_y = 396 \text{ m}^2 \quad (8.23)$$

$$I_x = L_x \cdot L_y^3 / 12 = 4752 \text{ m}^4 \quad (8.24)$$

$$I_y = L_x^3 \cdot L_y / 12 = 35937 \text{ m}^4 \quad (8.25)$$

$$r^2 = (I_x + I_y) / 12 = 102.75 \text{ m}^2 \quad (8.26)$$

Preglednica 8.9 : Vrednosti masnega vztrajnostnega momenta po etažah

	$m_i \cdot r^2 \text{ [tm}^2\text{]}$
POZ 100	58608,6
POZ 200	53275,9
POZ 300	53275,9
POZ 400	53275,9
POZ 500	53275,9
POZ 600	48200,0

8.6.4 Pravilnost konstrukcije

Kriteriji za pravilnost po višini, ki so navedeni v podrazdelku 3.2.2, so izpolnjeni saj velja, da :

- sistemi za prenos obtežbe potekajo neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe in
- sta tako togost v horizontalni smeri kot tudi masa konstantni v vseh etažah.

Kriteriji za tlorisno pravilnost konstrukcije so navedeni v podrazdelku 3.2.1.

Stavba ima v tlorisu glede na pravokotni smeri simetrično razporeditev mas in togosti. Obod etaže pa predstavlja poligonalno konveksno linijo. Togost stropov (armiranobetonske plošče debeline 20 cm) je zadostna, pogoj za vitkost konstrukcije je izpolnjen :

$$\lambda = L_{max} / L_{min} = 33.0 \text{ m} / 12.0 \text{ m} = 2.75 < 4.0 \quad (8.27)$$

Preverimo še ekscentričnost tlorisa in torzijski polmer :

Vrednosti pomikov in zasukov konstrukcije zaradi delovanja enotinih sil s prijemališčem v središču togosti (F_x , F_y in $M_x = 10^6$) so zapisani v preglednici 8.10.

Preglednica 8.10 : Pomiki in zasuki konstrukcije zaradi delovanja enotinih sil

POZ 100	$R_{z,1} = 0,00133$	$U_{x,1} = 0,2859$	$U_{y,1} = 0,1671$
POZ 200	$R_{z,2} = 0,01263$	$U_{x,2} = 1,4351$	$U_{y,2} = 0,8514$
POZ 300	$R_{z,3} = 0,02795$	$U_{x,3} = 2,8569$	$U_{y,3} = 1,7282$
POZ 400	$R_{z,4} = 0,04486$	$U_{x,4} = 4,3784$	$U_{y,4} = 2,6783$
POZ 500	$R_{z,5} = 0,06213$	$U_{x,5} = 5,9169$	$U_{y,5} = 3,6366$
POZ 600	$R_{z,6} = 0,07908$	$U_{x,6} = 7,4292$	$U_{y,6} = 4,5666$

Torzijske in translacijske togosti stavbe določimo po postopku opisanem v podrazdelku 3.2.1.2. Vrednosti so navedene v preglednici 8.11.

Preglednica 8.11 : Torzijske in translacijske togosti stavbe

POZ 100	$K_{m,1} = 751,88$	$K_{fx,1} = 3,50$	$K_{fy,1} = 5,98$
POZ 200	$K_{m,2} = 79,18$	$K_{fx,2} = 0,70$	$K_{fy,2} = 1,17$
POZ 300	$K_{m,3} = 35,78$	$K_{fx,3} = 0,35$	$K_{fy,3} = 0,58$
POZ 400	$K_{m,4} = 22,29$	$K_{fx,4} = 0,23$	$K_{fy,4} = 0,37$
POZ 500	$K_{m,5} = 16,10$	$K_{fx,5} = 0,17$	$K_{fy,5} = 0,27$
POZ 600	$K_{m,6} = 12,65$	$K_{fx,6} = 0,13$	$K_{fy,6} = 0,22$

Iz preglednic 8.12 in 8.13 opazimo, da stavba ne izpolnjuje pogojev za tlorisno pravilnost.

Preglednica 8.12 : Kontrola tlorisne pravilnosti po izrazu 3.3 v podrazdelku 3.2.1

				$r_x (r_y) > l_s$
POZ 100	$r_{x,1} = 11,21$	$r_{y,1} = 14,66$	$l_{s,1} = 10,14$	ustreza
POZ 200	$r_{x,2} = 8,21$	$r_{y,2} = 10,66$	$l_{s,2} = 10,14$	ne ustreza
POZ 300	$r_{x,3} = 7,86$	$r_{y,3} = 10,11$	$l_{s,3} = 10,14$	ne ustreza
POZ 400	$r_{x,4} = 7,73$	$r_{y,4} = 9,88$	$l_{s,4} = 10,14$	ne ustreza
POZ 500	$r_{x,5} = 7,65$	$r_{y,5} = 9,76$	$l_{s,5} = 10,14$	ne ustreza
POZ 600	$r_{x,6} = 7,60$	$r_{y,6} = 9,69$	$l_{s,6} = 10,14$	ne ustreza

Preglednica 8.13 : Kontrola tlorisne pravilnosti po izrazu 3.2 v podrazdelku 3.2.1

	e_x	e_y	$0,3 r_x$	$0,3 r_y$	$e_x (e_y) < 0,3 r_x (r_y)$	
POZ 100	0,00	4,56	3,36	4,40	ustreza	ne usterza
POZ 200	0,00	-0,05	2,46	3,20	ustreza	ustreza
POZ 300	0,00	-0,74	2,36	3,03	ustreza	ustreza
POZ 400	0,00	-1,05	2,32	2,96	ustreza	ustreza
POZ 500	0,00	-1,25	2,30	2,93	ustreza	ustreza
POZ 600	0,00	-1,39	2,28	2,91	ustreza	ustreza

Obravnavano konstrukcijo glede na zahteve o tlorisni pravilnosti po SIST EN 1998-1:4.2.3.2 smatramo kot tlorisno nepravilno.

8.6.5 Faktor obnašanja

Vrednosti faktorja obnašanja q je potrebno določiti za vsako smer posebej po enačbi 3.9. Izberemo srednjo stopnjo duktilnosti – DCM. Osnovno vrednost faktorja obnašanja q_0 za sisteme, ki so pravilni po višini za srednjo stopnjo duktilnosti odčitamo iz preglednice 3.2 v podrazdelku 3.3. Za sistem nepovezanih (konzolnih) sten znaša osnovna vrednost faktorja obnašanja $q_0 = 3$.

Izračunamo še faktor k_w , ki opisuje prevladujoč način rušenja, je opisan v podrazdelku 3.3 z enačbo 3.1.

$$k_{wx} = \frac{1 + 3.93}{3} = 1.64 \leq 1.0 \rightarrow k_{wx} = 1.0 \quad (8.30)$$

$$k_{wy} = \frac{1 + 2.63}{3} = 1.21 \leq 1.0 \rightarrow k_{wy} = 1.0 \quad (8.31)$$

Faktor obnašanja znaša :

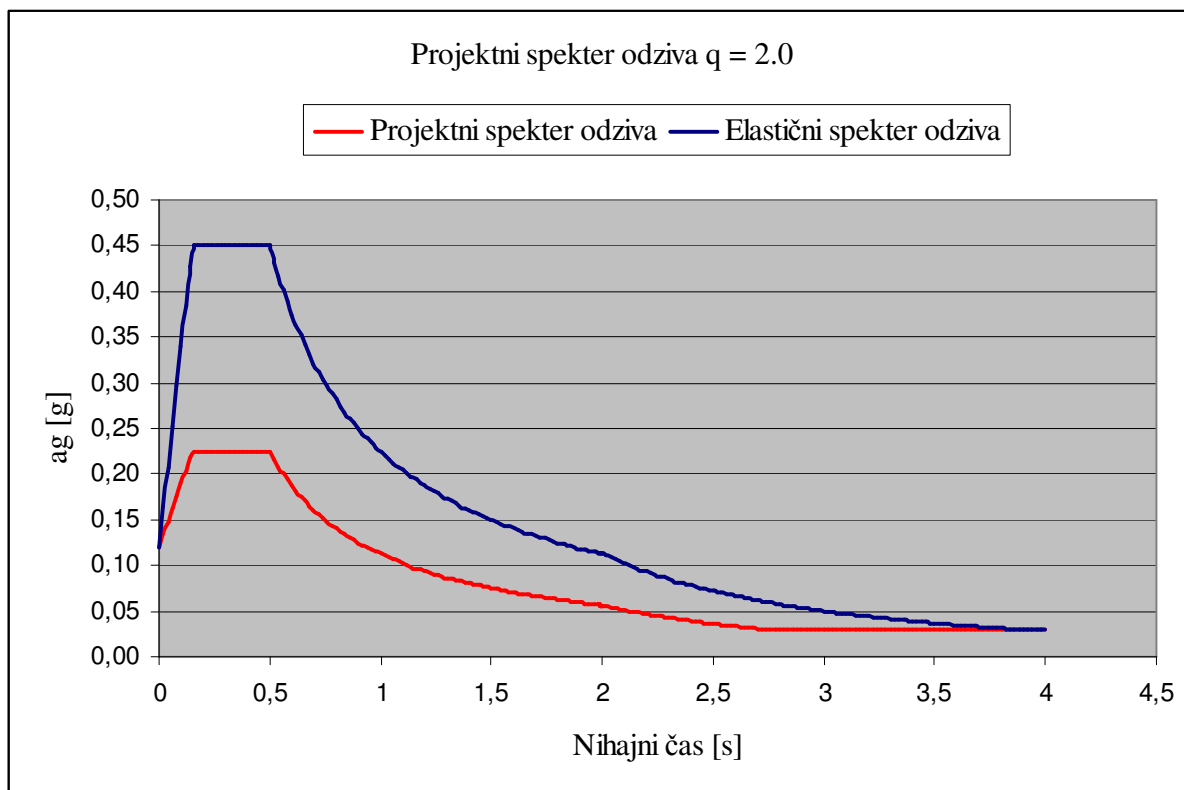
$$q_x = 3 \cdot 1.0 = 3.0 \geq 1.5 \quad (8.32)$$

$$q_y = 3 \cdot 1.0 = 3.0 \geq 1.5 \quad (8.33)$$

V nadaljevanju (glej preglednice 9.1 do 9.3) opazimo, da je prva nihajna oblika konstrukcije torzijska, torej je stavba torzijsko podajna. Za torzijsko podajne sisteme standard določa vrednost faktorja obnašanja $q = 2.0$.

8.6.6 Projektni spekter odziva

Projektni spekter določimo tako, da zmanjšamo elastični spekter odziva s faktorjem obnašanja q , kot opisujejo enačbe 4.16 do 4.19 v razdelku 4.5.4. Elastični spekter pa definiramo z enačbami 4.8 do 4.11, kot je opisano razdelku 4.5.3.1 glede na tip tal. Oba spektra sta prikazana na spodnji sliki 8.2.



Slika 8.2: Elastičen in projektni spekter odziva ($q = 2.0$)

8.6.7 Izračun naključne ekscentričnosti

Naključno ekscentričnost izračunamo po postopku, opisanem v podrazdelku 4.7.1. Vrednosti naključne ekscentričnosti v posameznih etažah so podane v naslednjih preglednicah. Potresne sile so iz analize, kjer smo potresno obtežbo definirali samo s spektri odziva.

Preglednica 8.14: Vrednosti naključne ekscentričnosti po etažah za model z upoštevano kletjo

	F_x [kN]	F_y [kN]	L_x [m]	L_y [m]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_a [kNm]
POZ 100	3983	4626	33	12	2390	7632	7998
POZ 200	3878	4535	33	12	2327	7482	7836
POZ 300	3572	4216	33	12	2143	6956	7279
POZ 400	3059	3633	33	12	1835	5994	6269
POZ 500	2325	2758	33	12	1395	4550	4760
POZ 600	1307	1529	33	12	784	2523	2642

Preglednica 8.15: Vrednosti naključne ekscentričnosti po etažah za model brez kleti

	F_x [kN]	F_y [kN]	L_x [m]	L_y [m]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_a [kNm]
POZ 200	3798	4218	33	12	2279	6959	7323
POZ 300	3609	3999	33	12	2165	6599	6945
POZ 400	3165	3501	33	12	1899	5776	6081
POZ 500	2441	2687	33	12	1464	4434	4670
POZ 600	1376	1496	33	12	826	2468	2603

Preglednica 8.16: Vrednosti naključne ekscentričnosti po etažah za model brez kleti ($q = 1.0$)

	F_x [kN]	F_y [kN]	L_x [m]	L_y [m]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_a [kNm]
POZ 200	8056	8207	33	12	4834	13541	14378
POZ 300	7672	7850	33	12	4603	12952	13746
POZ 400	6742	6927	33	12	4045	11430	12125
POZ 500	5166	5331	33	12	3100	8796	9326
POZ 600	2845	2954	33	12	1707	4875	5165

8.6.8 Kombinacije vplivov pri potresni obremenitvi

Kot je navedeno v razdelku 4.5.5 enačbi 4.20 dodamo k potresni obremenitvi še vpliv naključne ekscentričnosti in dobimo naslednje kombinacije, za katere iščemo ovojnico:

$$1.0 \cdot G + 0.3 \cdot Q + 1.0 \cdot E_{1.0X+0.3Y} + 1.0 \cdot M_a$$

$$1.0 \cdot G + 0.3 \cdot Q + 1.0 \cdot E_{0.3X+1.0Y} + 1.0 \cdot M_a$$

$$1.0 \cdot G + 0.3 \cdot Q - 1.0 \cdot E_{1.0X+0.3Y} + 1.0 \cdot M_a$$

$$1.0 \cdot G + 0.3 \cdot Q - 1.0 \cdot E_{0.3X+1.0Y} + 1.0 \cdot M_a$$

$$1.0 \cdot G + 0.3 \cdot Q - 1.0 \cdot E_{1.0X+0.3Y} - 1.0 \cdot M_a$$

$$1.0 \cdot G + 0.3 \cdot Q - 1.0 \cdot E_{0.3X+1.0Y} - 1.0 \cdot M_a$$

$$1.0 \cdot G + 0.3 \cdot Q + 1.0 \cdot E_{1.0X+0.3Y} - 1.0 \cdot M_a$$

$$1.0 \cdot G + 0.3 \cdot Q + 1.0 \cdot E_{0.3X+1.0Y} - 1.0 \cdot M_a$$

9 MODALNA ANALIZA

Standard SIST EN 1998-1:4.3.3.1 (2) predpisuje modalno analizo kot referenčno pri potresnih vplivih. Pri modalni analizi uporabimo projektni spekter odziva, ki je reduciran elastični spekter.

Pri analizi upoštevamo vse nihajne oblike, ki pomembno vplivajo na globalni odziv, kot je opisano v podrazdelku 4.6.

9.1 Nihajne oblike, nihajni časi in sodelujoče mase

Preglednica 9.1: Nihajni časi in sodelujoče mase – ploskovni model z upoštevanjem kleti

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	Masa X [%]	Masa Y [%]	Skupaj X [%]	Skupaj Y [%]	Masa R_z [%]	Skupaj R_z [%]
1	0,36	21,92	0,00	21,92	0,00	41,10	41,10
2	0,31	44,71	0,00	66,63	0,00	22,49	63,58
3	0,26	0,00	65,46	66,63	65,46	0,00	63,58
4	0,07	0,14	0,00	66,77	65,46	17,62	81,21
5	0,07	19,51	0,00	86,28	65,46	0,09	81,30
6	0,06	0,00	20,24	86,28	85,69	0,00	81,30
7	0,03	0,33	0,00	86,61	85,69	5,20	86,50
8	0,03	7,48	0,00	94,09	85,69	0,08	86,58
9	0,03	0,00	7,04	94,09	92,73	0,00	86,58

Preglednica 9.2: Nihajni časi in sodelujoče mase – ploskovni model brez upoštevanja kleti

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	Masa X [%]	Masa Y [%]	Skupaj X [%]	Skupaj Y [%]	Masa R_z [%]	Skupaj R_z [%]
1	0,28	8,14	0,00	8,14	0,00	63,84	63,84
2	0,22	64,17	0,00	72,31	0,00	8,87	72,71
3	0,20	0,00	73,70	72,31	73,70	0,00	72,71
4	0,07	0,25	0,00	72,56	73,70	20,43	93,14
5	0,05	19,98	0,00	92,54	73,70	0,09	93,22
6	0,05	0,00	20,21	92,54	93,91	0,00	93,22

Preglednica 9.3: Nihajni časi in sodelujoče mase – linijski model brez upoštevanja kleti

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	Masa X [%]	Masa Y [%]	Skupaj X [%]	Skupaj Y [%]	Masa R_z [%]	Skupaj R_z [%]
1	0,25	3,07	0,00	3,07	0,00	70,19	70,19
2	0,22	0,00	72,21	3,07	72,21	0,00	70,19
3	0,20	70,39	0,00	73,46	72,21	3,14	73,33
4	0,06	0,65	0,00	74,11	72,21	19,31	92,65
5	0,05	0,00	20,85	74,11	93,06	0,00	92,65
6	0,05	20,24	0,00	94,35	93,06	0,59	93,23

Nihajni časi modelov kjer smo upoštevali kletno etažo, in kjer smo predpostavili, da je klet toga in smo jo zanemarili, se razlikujejo. Predvsem je opazno, da je potrebno pri modelu s

kletjo upoštevati devet nihajnih oblik, da zajamemo 90% efektivne mase. Opazimo, da prva in druga nihajna oblika zajameta približno enak delež sodelujočih mas v X smeri kot druga pri ploskovnem oz. tretja pri linijskem modelu. V teh dveh nihajnih oblikah je zajet tudi enak vpliv torzije. Tretja nihajna oblika se dobro ujema s ploskovnim modelom, medtem ko je pri linijskem modelu vpliv v Y smeri zajet v drugi nihajni obliki. Enako velja za peto in šesto nihajno obliko (pri linijskem sta ti obliki peta in šesta).

Ploskovni in linijski model se v nihajnih časih bistveno ne razlikujeta, krajše nihajne čase izkazuje linijski model, ki deluje bolj togo, saj smo elemente sten modelirali z enim linijskim elementom, stene pri ploskovnem modelu pa so sestavljene iz več končnih elementov.

9.2 Dejanski vpliv posamezne nihajne oblike

Preglednica 9.4 prikazuje posamezne nihajne čase, vrednosti pospeškov iz projektnega odziva in delež potresne sile za posamezno nihajno obliko, ki ga dobimo, če potresno silo posamezne nihajne oblike delimo s celotno potresno silo. Preglednica se nanaša na ploskovni model z upoštevanjem kleti.

Preglednica 9.4 : Nihajni časi in delež potresne sile posameznih nihajnih oblik – ploskovni model z upoštevanjem kleti

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	Masa X [%]	Masa Y [%]	Spekter [m/s^2] · g	F_X [%]	F_Y [%]
1	0,36	21,92	0,00	0,23	25,48	0,00
2	0,31	44,71	0,00	0,23	51,97	0,00
3	0,26	0,00	65,46	0,23	0,00	77,65
4	0,07	0,14	0,00	0,17	0,13	0,00
5	0,07	19,51	0,00	0,17	16,71	0,00
6	0,06	0,00	20,24	0,16	0,00	17,14
7	0,03	0,33	0,00	0,14	0,25	0,00
8	0,03	7,48	0,00	0,14	5,48	0,00
9	0,03	0,00	7,04	0,14	0,00	5,21

Prvo in drugo nihajno obliko opišemo kot torzijski v kombinaciji z translacijo v X smeri, bistvena nihajna oblika za nihajne v Y smeri je tretja, potrebno pa je upoštevati tudi šesto in

deveto, da zajamemo 90% sodelujoče mase v tej smeri. Translacijska v X smeri je še peta in osma, medtem ko je četrta torzijska.

Preglednica 9.5 : Nihajni časi in delež potresne sile posameznih nihajnih oblik – ploskovni model brez upoštevanja kleti

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	Masa X [%]	Masa Y [%]	Spekter [m/s ²] · g	F _X [%]	F _Y [%]
1	0,28	8,14	0,00	0,225	9,41	0,00
2	0,22	64,17	0,00	0,225	74,15	0,00
3	0,20	0,00	73,70	0,225	0,00	84,02
4	0,07	0,25	0,00	0,166	0,21	0,00
5	0,05	19,98	0,00	0,158	16,23	0,00
6	0,05	0,00	20,21	0,156	0,00	15,98

Prva nihajna oblika je torzijska, druga opisuje translacijo v X smeri, tretja pa je translacijska v Y smeri. Peta spet opisuje translacijsko gibanje v X smeri, in sicer prispeva 4.57 krat manj k potresni sili v X smeri. Šesta nihajna oblika pa prispeva 5.26 krat manj kot tretja za Y smer. Bistvene translacijske nihajne oblike so tako druga za X smer in tretja za Y smer.

Preglednica 9.6 : Nihajni časi in delež potresne sile posameznih nihajnih oblik – linijski model brez upoštevanja kleti

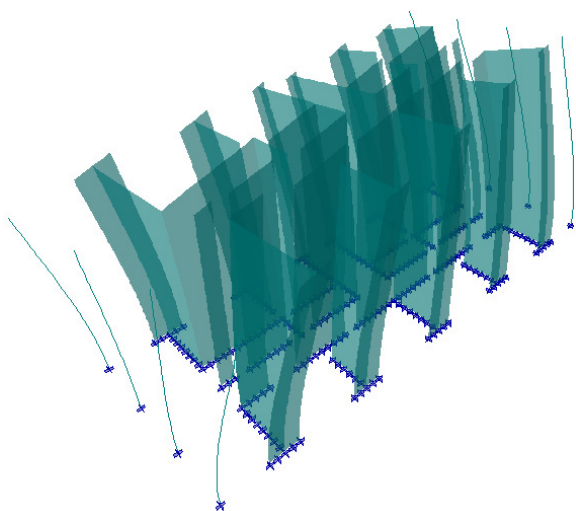
Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	Masa X [%]	Masa Y [%]	Spekter [m/s ²] · g	F _X [%]	F _Y [%]
1	0,25	3,07	0,00	0,225	4,54	0,00
2	0,22	0,00	72,21	0,225	0,00	83,42
3	0,20	70,39	0,00	0,164	75,91	0,00
4	0,06	0,65	0,00	0,156	0,67	0,00
5	0,05	0,00	20,85	0,155	0,00	16,58
6	0,05	20,24	0,00	0,142	18,88	0,00

Pri linijskem modelu so nihajne oblike, ki opisujejo translacijo v X in Y smeri ravno obratne, vendar se kljub temu bistveno ne razlikujejo. Prva nihajna oblika je prav tako torzijska, druga kot rečeno opisuje translacijo v Y smeri, tretja pa translacijo v X smeri. Peta spet opisuje translacijsko gibanje v Y smeri, in sicer prispeva 5.03 krat manj k potresni sili v Y smeri. Šesta

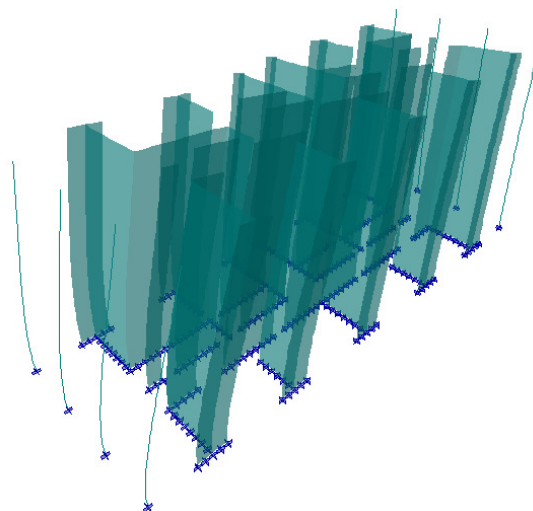
nihajna oblika pa prispeva 4.02 krat manj kot tretja za X smer. Bistvena translacijska nihajna oblike za Y smer je druga, za X smer pa tretja.

9.3 Prikaz nihanja konstrukcije

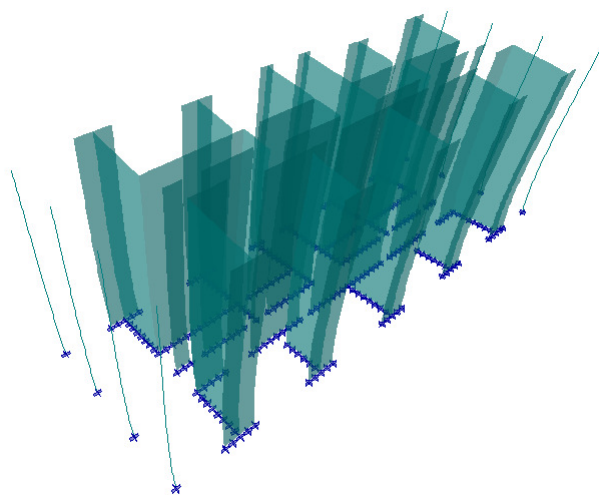
V nadaljevanju je na slikah 9.1 do 9.6 prikazano nihanje konstrukcije pri ploskovni model brez kleti :



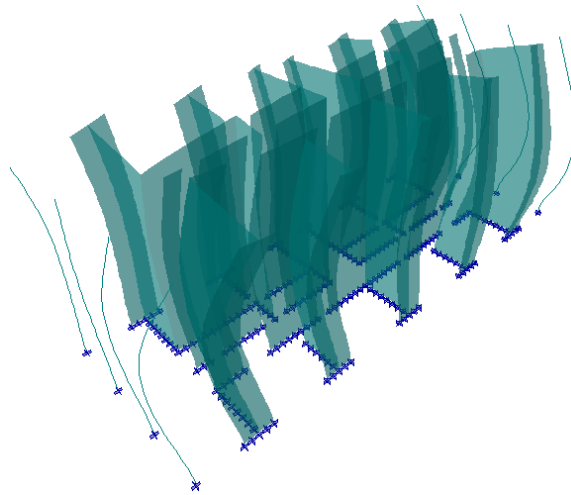
Slika 9.1: 1. nihajna oblika



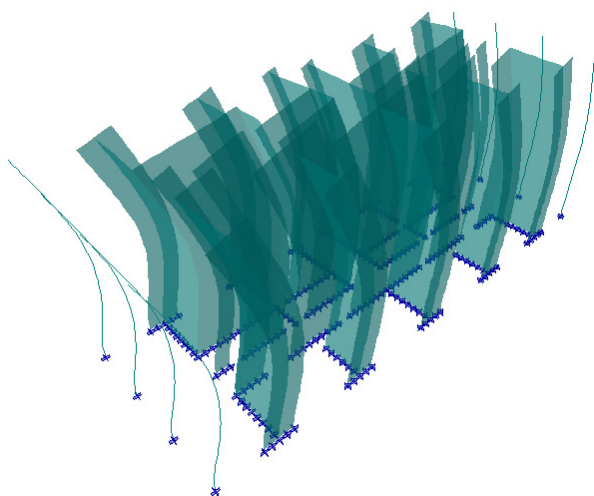
Slika 9.2: 2. nihajna oblika



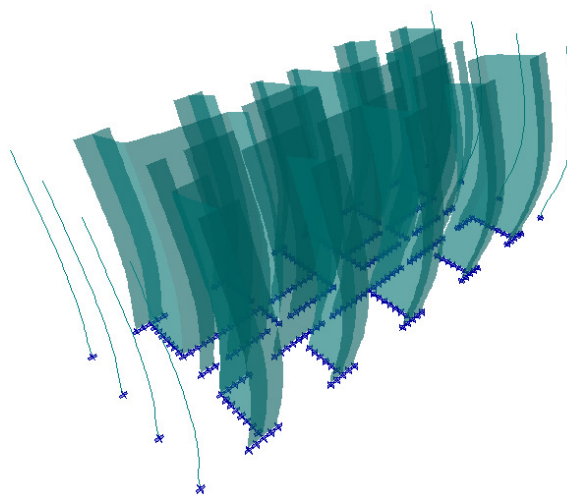
Slika 9.3: 3. nihajna oblika



Slika 9.4: 4. nihajna oblika



Slika 9.5: 5. nihajna oblika



Slika 9.6: 6. nihajna oblika

9.4 Etažne prečne sile konstrukcije

V spodnjih preglednicah so podane etažne prečne sile, dobljene z ovojnico obtežnih kombinacij, ki so navedene v podrazdelku 8.6.8.

Preglednica 9.7: Etažne prečne sile – ploskovni model s kletjo

	F_x [kN]	F_y [kN]
POZ 100	3983	4626
POZ 200	3878	4535
POZ 300	3572	4216
POZ 400	3059	3633
POZ 500	2325	2758
POZ 600	1307	1529

Delež prečne sile ob vpetju glede na težo konstrukcije : $p_x = 3983 \text{ kN} / 31135 \text{ kN} = 0.13$

$p_y = 4626 \text{ kN} / 31135 \text{ kN} = 0.15$

Preglednica 9.8: Etažne prečne sile – ploskovni model brez upoštevanja kleti

	F_x [kN]	F_y [kN]
POZ 200	3798	4218
POZ 300	3609	3999
POZ 400	3165	3501
POZ 500	2441	2687
POZ 600	1376	1496

Delež prečne sile ob vpetju glede na težo konstrukcije : $p_x = 3798 \text{ kN} / 25431 \text{ kN} = 0.15$

$$p_y = 4218 \text{ kN} / 25431 \text{ kN} = 0.17$$

Preglednica 9.9: Etažne prečne sile – linijski model brez kleti

	F_x [kN]	F_y [kN]
POZ 200	4065	4142
POZ 300	3850	3941
POZ 400	3373	3466
POZ 500	2594	2675
POZ 600	1447	1503

Delež prečne sile ob vpetju glede na težo konstrukcije : $p_x = 4065 \text{ kN} / 25431 \text{ kN} = 0.16$

$$p_y = 4152 \text{ kN} / 25431 \text{ kN} = 0.16$$

Iz preglednic je razvidno, da se rezultati dobro ujemajo. Etažne prečne sile pri ploskovnem modelu, kjer upoštevamo klet in pri modelu, kjer predpostavimo, da je klet toga, se ne razlikujejo bistveno. Etažne prečne sile so pri linijskem modelu nekoliko večje, saj konstrukcija niha z nihajnimi časi, ki so nekoliko krajši, ker je model bolj tog in so zaradi tega tudi etažne prečne sile večje.

Preglednica 9.10: Etažne prečne sile – linijski model brez kleti (elastični spekter $q = 1.0$)

	F_x [kN]	F_y [kN]
POZ 200	8056	8207
POZ 300	7672	7850
POZ 400	6742	6927
POZ 500	5166	5331
POZ 600	2845	2954

Delež prečne sile ob vpetju glede na težo konstrukcije : $p_x = 8056 \text{ kN} / 25431 \text{ kN} = 0.32$

$$p_y = 8207 \text{ kN} / 25431 \text{ kN} = 0.32$$

9.5 Vpliv teorije drugega reda (SIST EN 1991-8:4.4.2.2)

Pogoj za upoštevanje oziroma neupoštevanje vpliva drugega reda je zapisan z enačbo 4.31 v podrazdelku 4.7.2. Preveriti moramo, da so pomiki dovolj majhni tudi v primeru potresnega vpliva, ki ima večjo verjetnost dogodka kot projektni potresni vpliv.

Preglednica 9.11: Izračun koeficienta θ za smer X – model z upoštevanjem kleti

viš. kota [m]	P_{tot} [kN]	$ dr_{x,max} \cdot q$ [m]	V_{tot} [kN]	h [m]	θ
+2,80	30543	0,0006	3983,22	2,8	0,0016
+5,60	24948	0,0018	3878,18	2,8	0,0041
+8,40	19861	0,0028	3571,71	2,8	0,0056
+11,20	14775	0,0030	3058,63	2,8	0,0052
+14,00	9688	0,0032	2325,43	2,8	0,0048
+16,80	4602	0,0032	1306,58	2,8	0,0040

Preglednica 9.12: Izračun koeficienta θ za smer Y – model z upoštevanjem kleti

viš. kota [m]	P_{tot} [kN]	$ dr_{y,max} \cdot q$ [m]	V_{tot} [kN]	h [m]	θ
+2,80	30543	0,0004	4625,64	2,8	0,0009
+5,60	24948	0,0014	4534,6	2,8	0,0028
+8,40	19861	0,0022	4215,7	2,8	0,0037
+11,20	14775	0,0022	3633,02	2,8	0,0032
+14,00	9688	0,0026	2757,82	2,8	0,0033
+16,80	4602	0,0008	1528,96	2,8	0,0009

Koeficient občutljivosti je v vseh preveritvah manjši od 0.10, torej nam ni potrebno upoštevati povečanja notranjih statičnih količin zaradi vpliva teorije drugega reda.

10 DIMENZIONIRANJE MINIMALNE ARMATURE KONSTRUKCIJSKIH ELEMENTOV PO EC8

10.1 Dimenzioniranje AB stebrov (SIST EN 1998-1: 5.4.3.2.1, 5.4.3.2.2, SIST EN 1992-1-1: 9.5.2, 9.5.3, Nacionalni dodatek 9.5.2(1), 9.5.3(3))

Standard (SIST EN 1998-1:5.4.3.2.1.(1)) dovoljuje določitev upogibne in strižne nosilnosti stebrov v skladu z SIST EN 1992-1: 9.5, pri tem pa se uporabi vrednost osne sile dobljene iz analize za potresno projektno stanje.

Vrednost normirane osne sile v_d v primarnih potresnih stebrih ne sme preseči 0.65 (SIST EN 1998-1:5.4.3.2.1(3)).

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \leq 0.65 \quad (10.1)$$

Kontrola upogibnih momentov se lahko izvede neodvisno v dveh med seboj pravokotnih smereh, če se upošteva le 70% nosilnosti stebra (SIST EN 1998-1:5.4.3.2.1(2)).

Po določilih EN 1992-1-1:9.5.2(2) in Nacionalnega dodatka k EN 1992-1-1:9.5.2(2) znaša minimalna vzdolžna armatura stebra $0.003 A_c$ oziroma $0.15 N_{Ed} / f_{yd}$, kjer je A_c površina stebra, N_{Ed} projektna osna sila in f_{yd} projektna natezna trdnost armature.

Po določilih SIST EN 1998-1:5.4.3.2.2(1), ki narekuje konstruiranje primarnih potresnih stebrov za zagotovitev lokalne duktilnosti, pa znaša skupni delež vzdolžne armature minimalno $0.01 A_c$ in največ $0.04 A_c$.

Vzdolž vsake stranice stebra moramo med vogalne armaturne palice postaviti vsaj še eno vmesno palico, da zagotovimo integriteto vozlišč stebrov z gredami (SIST EN 1998-1:5.4.3.2.2(2)).

Kritično območje primarnih potresnih stebrov l_{cr} od obeh krajišč je definirano:

$$l_{cr} = \max\{h_c ; l_{cl} / 6 ; 0.45\} \quad (10.2)$$

kjer je :

h_c - večja dimenzija prečnega prereza v metrih in

l_{cl} - svetla višina stebra v metrih.

V primeru, da velja $l_c / h_c < 3$, se primarni potresni steber po celotni višini obravnava kot kritično območje in ga tako tudi ustrezno armiramo.

V kritičnem območju ob vpetju primarnih potresnih stebrov mora biti faktor duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ enak :

$$\mu_\phi = 2 \cdot q_0 - 1 \quad \text{če } T_1 \geq T_C \quad (10.3)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot T_C / T_1 \quad \text{če } T_1 < T_C \quad (10.4)$$

kjer je :

q_0 - osnovna vrednost faktorja obnašanja,

T_1 - osnovna nihajna doba,

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

Faktor duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ je definiran z razmerjem med ukrivljenostjo pri 85% upogibne nosilnosti v postkritičnem območju (na padajočem delu krivulje moment – ukrivljenost) in ukrivljenostjo na meji plastičnosti, ob pogoju, da mejni deformaciji betona ε_{cu} in armature ε_{su} nista preseženi.

V primeru, da je v kritičnih območjih primarnih potresnih stebrov uporabljena vzdolžna armatura iz jekla razreda B v EN 1992-1-1:2004 (preglednica C.1), mora biti faktor duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ 1.5 krat večji od vrednosti, ki so podane z izrazi 10.3 in 10.4.

Če je za zahtevano ukrivljenost μ_ϕ kjerkoli v prerezu potrebna deformacija betona večja od $\varepsilon_{cu2} = 0.0035$, je potrebno izgubo nosilnosti zaradi odluščenja zaščitnega sloja betona nadomestiti z ustreznim objetjem betonskega jedra s stremeni. Upoštevamo, da je zahteva izpolnjena, če velja :

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0.035 \quad (10.5)$$

kjer je :

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

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

μ_ϕ - zahtevana vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost;

v_d - normirana projektna osna sila :

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (10.6)$$

$\varepsilon_{sy,d}$ - projektna vrednost deformacije na meji plastičnosti za natezno armaturo;

h_c - višina celega betonskega prereza (merjena v vodoravni smeri, ki ustreza μ_ϕ);

h_o - višina objetega betonskega jedra (merjena od srednje črte stremen);

b_c - širina celega betonskega jedra;

b_o - širina objetega betonskega jedra (merjena od srednje črte stremen);

α - faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra, ki je enak $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$

Za pravokotne prereze velja :

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6 \cdot b_o \cdot h_o \quad (10.7)$$

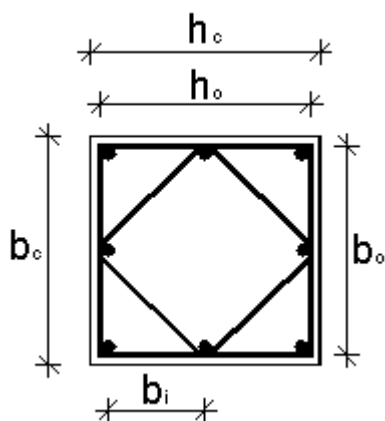
$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_o}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_o}\right) \quad (10.8)$$

kjer je :

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

b_i - razdalja med sosednjimi podprtimi palicami,

s - razdalja med stremeni.



Slika 10.1: Objetje betonskega jedra stebra

V kritičnih območjih primarnih potresnih stebrov je določen minimalen prerez stremen vsaj 6 mm na takšni medsebojni razdalji, da je zagotovljena minimalna duktilnost in je preprečen lokalni uklon vzdolžnih armaturnih palic. Stremena morajo biti oblikovana tako, da ustvarjajo ugodno triosno napetostno stanje v objetem jedru, kot je prikazano na sliki 10.1.

Pri konstruiranju stremenske armature primarnih potresnih stebrov moramo slediti določilom SIST EN 1998-1 : 5.4.3.2.2. Tako standard v deveti točki določa, da mora mehanski volumski delež zaprtih stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega območja, ω_{wd} znašati vsaj 0.08.

Razmak stremen s v milimetrih ne sme presežati vrednosti :

$$s = \min\{b_o/2; 175 \text{ mm}; 8d_{bL}\} \quad (10.9)$$

kjer je :

- b_o - minimalna dimenzija betonskega jedra merjena do srednje črte stremen,
- d_{bL} - minimalni premer vzdolžnih palic.

Razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi, ne sme biti večja od 20 cm, ob upoštevanju SIST EN 1992-1-1 :2004; 9.5.3 (3) in Nacionalnega dodatka 9.5.3(3), ki določa najmanjšo razdaljo med stremeni vzdolž stebra, ki je najmanjša izmed naslednjih razdalj: $12 \cdot \Phi_{min}$ izmed vzdolžnih palic, manjša od

dimenzij stebra in 300 mm. EN 1992-1-1 :2004; 9.5.3 (4) pa dopolnjuje točko 3, in sicer določa, da je potrebno razdaljo med stremeni zmanjšati s faktorjem 0.6 v bližini stikovanja s prekrivanjem, če je največji premer vzdolžnih palic večji od 14 mm in pa na oddaljenosti, ki je enaka večji dimenziji prečnega prereza stebra nad in pod gredo ali stropom.

Prečno armaturo v kritičnem območju ob vpetju primarnih potresnih stebrov lahko določimo po določilih iz EN 1992-1-1:2004, s pogojem, da je v potresnem projektnem stanju vrednost normirane osne sile manjša od 0.2 in da vrednost uporabljenega faktorja obnašanja q ne presega 2.0.

10.2 Dimenzioniranje AB sten (SIST EN 1998-1: 5.2.3.4, 5.4.3.4, 5.4.3.4.1, 5.4.3.4.2, SIST EN 1992-1: 6.2.2, 9.6.2(1), 9.6.2(2), Nacionalni dodatek 6.2.2, 9.5.2(1), 9.6.2(1), 9.6.2(2))

Standard (SIST EN 1998-1:5.4.3.4.1.(1)) dovoljuje določitev upogibne in strižne nosilnosti sten v skladu z SIST EN 1992-1: 9.6, pri tem pa se uporabi vrednost osne sile dobljene iz analize za potresno projektno stanje.

Vrednost normirane osne sile v_d v primarnih potresnih stenah ne sme preseči 0.4 (SIST EN 1998-1:5.4.3.4.1.(2)).

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \leq 0.40 \quad (10.10)$$

Ker gre za stenasto konstrukcijo, ki je sestavljena iz povezanih in sestavljenih pravokotnih delov L-, I- in T- oblike, je potrebno stene modelirati kot integrirane celote, ki so sestavljene iz stojin in pasnic (SIST EN 1998-1: 5.4.3.4.1 (4)). Stojine so vzporedne delovanju potresne prečne sile, pasnice pa so pravokotne na to obremenitev.

Pri računu upogibne nosilnosti upoštevamo sodelujočo širino pasnice na vsaki strani stojine. Sodelujoča širina od lica stojine je enaka najmanjši vrednosti izmed :

- dejanske širine pasnice,
- polovične razdalje med sosednjima stojinama stene, in
- 25% skupne višine stene nad obravnavanim nivojem.

Po določilih SIST EN 1998-1:5.4.1.2.3 znaša minimalna širina stojine b_{wo} v metrih :

$$b_{wo} \geq \max \left\{ 0.15 ; \frac{h_s}{20} \right\} \quad (10.11)$$

kjer je h_s svetla etažna višina v metrih.

Za debelino objetega prereza robnega elementa stene ob tem velja :

$$b_{wo} \geq \frac{h_s}{15}, \quad \text{če je} \quad l_f \leq \max \left\{ \frac{0.2 \cdot l_w}{2 \cdot b_w} \right\}, \quad \text{in} \quad (10.12)$$

$$b_{wo} \geq \frac{h_s}{10}, \quad \text{če je} \quad l_f \geq \max \left\{ \frac{0.2 \cdot l_w}{2 \cdot b_w} \right\} \quad (10.13)$$

Višina kritičnega območja, kjer so obremenitve največje in kjer predvidimo nastanek plastičnih deformacij, se za zagotovitev lokalne duktilnosti nad vpetjem stene oceni po določilih SIST EN 1998-1:5.4.3.4.2(1) :

$$h_{cr} = \max \{ l_w ; h_w/6 \} \quad (10.14)$$

kjer je :

- h_{cr} - dolžina kritičnega območja,
- l_w - višina prereza stene,
- h_w - višina stene.

Višina kritičnega območja pa je omejena z :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w & \\ h_s & \text{za } n \leq 6 \text{ etaž} \\ 2 \cdot h_s & \text{za } n \geq 7 \text{ etaž} \end{cases} \quad (10.15)$$

Mesto vpetja je definirano na nivoju temeljev ali na vrhu kletne etaže s togo ploščo in togimi obodnimi stenami.

Dolžina objetega robnega elementa l_c ne sme biti manjša od $0,15 \cdot l_w$ ali $1,50 \cdot b_w$. (SIST EN 1998-1: 5.4.3.4.2 (6)) :

$$l_c \geq \max \begin{cases} 0,15 \cdot l_w \\ 1,5 \cdot b_w \end{cases} \quad (10.16)$$

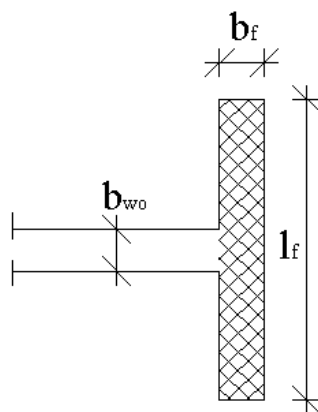
kjer je :

- l_w - višina prereza stene,
- b_w - debelina stene.

Po določitih standarda (SIST EN 1998-1:5.4.3.4.2 (8)) mora biti delež vzdolžne armature robnih elementov večji ali enak 0.005.

Uporabiti je potrebno preklopljena stremena tako, da streme ali prečna vez objame vsako drugo palico. Debelina objetega dela prereza stene ne sme biti manjša od 20 cm.

Po določitih standarda (SIST EN 1998-1:5.4.3.4.2 (7)) objet robni element ni potreben vzdolž prirobne stene, ki so debeline $b_f \geq h_s/15$ in so široke $l_f \geq h_s/5$, kjer h_s označuje svetlo etažno višino (slika 10.2). Objeti robni elementi pa so lahko potrebni na koncih takšnih prirobnic, da se prepreči zvoj izven ravnine stene.



Slika 10.2: Objeti robni element ni potreben na koncu stene z veliko prirobnico

Po določilih standarda (5.4.3.4.2(9) in 5.4.3.2.2(11b)) znaša največja dovoljena razdaja med sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama 20 cm. Najmanjši dovoljen premer vzdolžnih palic je 12mm, kot je predpisano v Nacionalnem dodatku standarda EN1992-1-1:2004: 9.5.2(1).

Po določilih standarda (SIST EN 1991-8:5.4.3.4.2 (8)) mora biti delež vzdolžne armature robnih elementov večji ali enak 0.005. V Nacionalnem dodatku standarda EN 1992-1-1: 9.6.3 (1) je določena minimalna horizontalna armatura sten, in sicer znaša 0,2% površine prereza stene. Prerez vertikalne armature v steni pa mora biti v skladu s standardom EN 1992-1-1: 9.6.2 (1) in Nacionalnim dodatkom večji ali enak 0.3% površine prereza stene.

Strižno nosilnost betonskega prereza izračunamo z enačbo po SIST EN 1992-1: 6.2.2 :

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (10.17)$$

Z najmanjšo vrednostjo :

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (10.18)$$

kjer so vrednosti $C_{Rd,c}$, γ_{min} in k_1 podane v Nacionalnem dodatku in znašajo:

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$$

$$k_1 = 0.15$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} \leq 2.0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \quad - \quad \text{delež natezne vzdolžne armature v prerezu;}$$

$$A_{sl} \quad - \quad \text{delež natezne armature v prerezu;}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{napetost, ki jo v prerezu povzroči osna sile;}$$

$$A_c \quad - \quad \text{ploščina prereza;}$$

$$N_{Ed} \quad - \quad \text{osna sila v prerezu;}$$

$$b_w \quad - \quad \text{širina prereza;}$$

$$d = 0.9 \cdot h \quad - \quad \text{statična višina;}$$

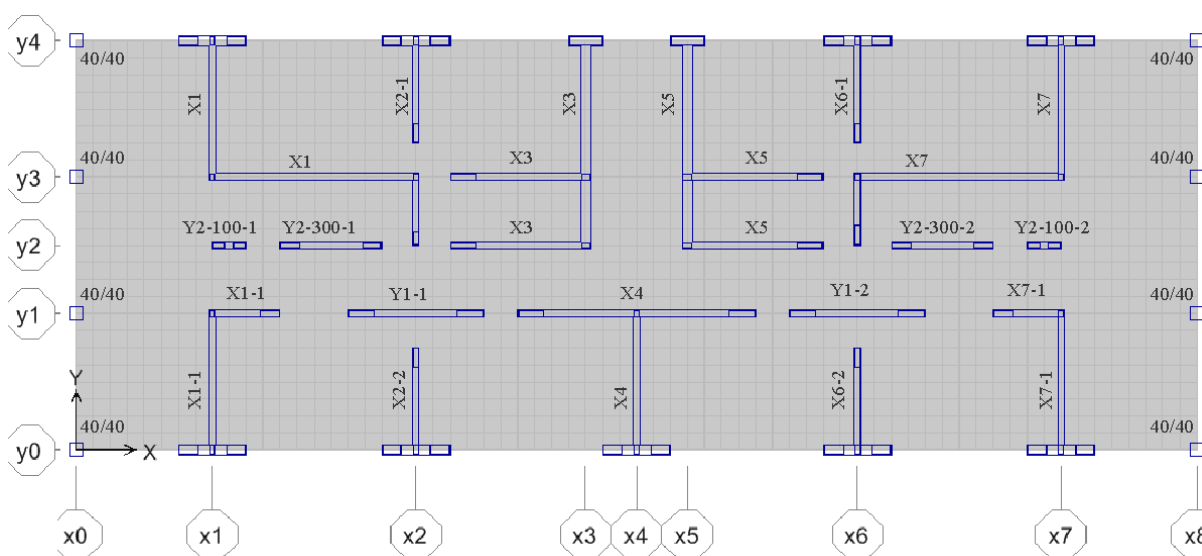
$$h \quad - \quad \text{višina prereza;}$$

$$f_{ck} \quad - \quad \text{karakteristična tlačna trdnost betona v [MPa].}$$

Če je projektna vrednost prečne sile večja od strižne odpornosti stene, moramo celotno strižno obremenitev prevzeti s strižno armaturo.

11 DIMENZIONIRANJE MINIMALNE ARMATURE KONSTRUKCIJSKIH ELEMENTOV OBRAVNAVANEGA OBJEKTA

Za boljšo preglednost in razumevanje dela so na sliki 11.1 podane oznake sten in stebrov, ki jih bomo v nadaljevanju obravnavali.



Slika 11.1: Dispozicije sten in stebrov obravnavanega objekta

Pri izračunu potrebne armature sten in stebrov se moramo držati omejitve o normirani osni sili v elementih. V preglednici 11.1 so podane vrednosti normiranih osnih sil v elementih konstrukcije, ki so omejene po izrazu 10.1 na vrednost 0.65 za stebre in po 10.10 na vrednost 0.4 za stene.

Preglednica 11.1: Vrednosti osnih sil pri potresni obtežni kombinaciji, površina preseza elementov in normirane osne sile v elementih določene po enačbi 10.6 v podrazdelku 10.1

Element	N_{ed} [kN]	A_c [cm ²]	n_d
40/40	-360	1600	0,14
X1	-4923	29700	0,10
X1-1	-3185	17700	0,11
X2-1	-1891	11700	0,10
X2-2	-1954	11700	0,10
X3	-5088	36250	0,08
X4	-4910	27500	0,11
X5	-5088	36250	0,08
X6-1	-1891	11700	0,10
X6-2	-1954	11700	0,10
X7	-4923	29700	0,10
X7-1	-3185	17700	0,11
Y1-1	-1596	8000	0,12
Y1-2	-1596	8000	0,12
Y2-100-1	-498	2000	0,15
Y2-300-1	-511	6000	0,05
Y2-100-2	-498	2000	0,15
Y2-300-2	-511	6000	0,05

Iz preglednice je razvidno, da vse stene in stebri obravnavane konstrukcije ustrezajo zahtevam o omejitvi normirane osne sile v elementih.

11.1 Dimenzioniranje armiranobetonskih stebrov obravnavanega objekta

Kot je opisano v podrazdelku 10.1 najprej določimo minimalno potrebno armaturo po določilih EN 1991-2:9.5.2(2) in Nacionalnem dodatku k EN 1991-1-1:9.5.2(2) :

Za steber dimenzij $b/h = 40/40$ cm je potrebna minimalna armatura ($0.3\% A_c$) :

$$A_{s,min} = 0.003 \cdot 40 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm} = 4.8 \text{ cm}^2$$

Po določilih SIST EN 1998-1:5.4.3.2.2(1) pa znaša skupni delež vzdolžne armature najmanj $0.01 A_c$ in največ $0.04 A_c$, tako dobimo :

$$A_{s,min} = 0.01 \cdot 40 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm} = 16.0 \text{ cm}^2$$

Da zagotovimo integriteto vozlišč stebrov, vzdolž vsake stranice med vogalne palice postavimo še vmesno palico, da zadostimo pogojem SIST EN 1998-1:5.4.3.2.2(2).

Stebre tako armiramo z osmimi palicami $\Phi 16$ mm.

Strižna nosilnost betonskega prereza izračunamo po enačbi 10.20 :

$$C_{Rd,v} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{370}} = 1.74 \leq 2$$

$$k_1 = 0.15$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{16.08 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} \cdot 37 \text{ cm}} = 0.011$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{360 \cdot 10^3 \text{ N}}{160000 \text{ mm}^2} = 2.25 \text{ MPa} \leq 0.2 \cdot f_{cd} = 0.2 \cdot 16.67 \text{ MPa} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = [0.12 \cdot 1.74 \cdot (100 \cdot 0.011 \cdot 25 \text{ MPa})^{1/3} + 0.15 \cdot 2.25 \text{ MPa}] \cdot 0.40 \text{ m} \cdot 0.37 \text{ m} \cdot 1000 = 143.2 \text{ kN}$$

Določimo strižno nosilnost tudi po enačbi 10.21 :

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0.40 + 0.15 \cdot 2.25) \cdot 0.40 \text{ m} \cdot 0.37 \text{ m} \cdot 1000 = 109.15 \text{ kN}$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot 1.74^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0.40$$

Strižna nosilnost stebra $b/h = 40/40$ cm znaša 109.15 kN, ki je večja od strižne obremenitve pri potresnem projektnem stanju.

Tako standard v deveti točki določa, da mora mehanski volumski delež zaprtih stremen, ki objemajo betonsko jedro ω_{wd} v kritičnem območju ob vpetju znašati vsaj 0.08.

Z izrazom 10.9 izpolnimo minimalne zahteve rastra stremenske armature :

$$s = \min\{b_o/2; 175; 8d_{bL}\} = \min\{345/2; 175; 8 \cdot 16\} = \min\{177; 175; 128\} = 128 \text{ mm}$$

Vendar moramo v kritičnih območjih raster stremen zgostiti za faktor 0.6.

Tako moramo stremensko armaturo zgostiti na 76.8 mm. Da zadostimo tudi izrazu 10.5 izberemo $\Phi 6/6$ cm.

Določimo še kritično območje potresnih stebrov l_{cr} :

$$l_{cr} = \max\{h_c ; l_{cl} / 6 ; 0.45\} = \max\{0.40 ; 2.80 / 6 ; 0.45\} = \max\{0.40 ; 0.46 ; 0.45\} = 0.46 \text{ m}$$

$l_{cr} / h_c = 0.46 \text{ m} / 0.40 \text{ m} = 1.15 < 3$, torej steber po celotni višini obravnavamo kot kritično območje.

Faktor duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ ob vpetju znaša po formuli 10.4 :

$$T_1 = 0.21 \text{ s} < T_C = 0.5 \text{ s}$$

$$\mu_\phi = 1 + 2 \cdot (3 - 1) \cdot 0.21 / 0.5 = 2.68$$

V primeru, da je kjerkoli v prerezu potrebna deformacija betona, večja od $\varepsilon_{cu2} = 0.0035$, izgubo nosilnosti nadomestimo s stremensko armaturo. Zato mora biti izpolnjen tudi izraz 10.5 :

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0.035$$

$$0.47 \cdot 0.193 = 0.09 \geq 30 \cdot 2.68 \cdot 0.14 \cdot 0.010 \cdot \frac{0.4}{0.35} - 0.035 = 0.09$$

Mehanski volumski delež zaprtih stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega območja :

$$\omega_{wd} = \frac{(0.6^2 \pi / 4) \cdot (4 \cdot 34.4 + 4 \cdot 24.3)}{6 \cdot 34.4 \cdot 34.4} \cdot \frac{34.48 \text{ kN / cm}^2}{1.67 \text{ kN / cm}^2} = 0.193 > 0.08$$

Faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra določimo po enačbah 10.7 in 10.8, in sicer :

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6 \cdot b_o \cdot h_o = 1 - 0.175^2 / 6 \cdot 0.35 \cdot 0.35 = 1 - 0.417 = 0.583$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_o}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_o}\right) = \left(1 - \frac{7 \text{ cm}}{2 \cdot 35 \text{ cm}}\right) \cdot \left(1 - \frac{7 \text{ cm}}{2 \cdot 35 \text{ cm}}\right) = 0.9 \cdot 0.9 = 0.81$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.583 \cdot 0.81 = 0.47$$

Betonsko jedro stebrov moramo objeti s stremeni kakor je prikazano na sliki 10.1.

Minimalna armatura stebrov $b/h = 40/40$ cm v kritični coni znaša :

Vzdolžna armatura : $8\Phi 16$ mm

Stremenska armatura : $\Phi 6/6$ cm

11.2 Dimenzioniranje armiranobetonskih sten obravnavanega objekta

Zaradi omejitve obsežnosti diplomske naloge bomo prikazali dimenzioniranje samo dveh sten, pri ostalih stenah pa se postopek določevanja armature bistveno ne razlikuje. Določena armatura je priložena v podrazdelku 11.3 na skicah – slike 11.4 do 11.9.

Preverili bomo steno X1, kateri je simetrična stena X7 in steno Y2-300-1, ki je enaka steni Y2-300-2.

Postopek določevanja minimalne armature sten je zapisan v podrazdelku 10.2.

Vse štiri stene izpolnjujejo pogoj, ki je zapisan z izrazom 10.10 v podrazdelku 10.2, ki omejuje velikost normirane osne sile v stenah na največ 0.4. Vrednosti normiranih osnih sil za vse konstrukcijske elemente so podane v preglednici 11.1. Za steni X1 in X7 znaša vrednost normirane osne sile 0.4, za steni Y2-300-1 in 2 pa 0.05.

Mesto vpetja je definirano na vrhu kletne etaže s togo ploščo in togimi obodnimi stenami.

11.2.1 Steni X1 in X7

Višino kritičnega območja določimo z izrazom 10.14 :

$$h_{cr} = \max\{l_w ; h_w / 6\} = \max\{1400 \text{ cm} ; 1680 \text{ cm} / 6 = 280 \text{ cm}\} = 1680 \text{ cm}$$

Višina kritičnega območja je omejena z izrazom 10.15 :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w = 2 \cdot 1400 \text{ cm} = 2800 \text{ cm} \\ h_s = 280 \text{ cm} \end{cases} = 280 \text{ cm}$$

Iz predhodnih izračunov sledi, da znaša kritično območje stene 280 cm, torej etaža ob vpetju.

Po enačbi 10.11 preverimo širino stojine stene :

$$b_{wo} \geq \max\left\{0.15 ; \frac{h_s}{20}\right\} = \max\left\{0.15 \text{ m} ; \frac{2.80 \text{ m}}{20}\right\} = \max\{0.15 \text{ m} ; 0.14 \text{ m}\} = 0.15 \text{ m}$$

Širina stojine stene b_{wo} znaša 20 cm in s tem je pogoj izpolnjen.

Preverimo zunanjo prirobno steno debeline 30 cm, ki sestavlja steno in se nahaja ob obodu konstrukcije. Kot je opisano v podrazdelku 10.2 in prikazano na sliki 10.2, objekt robni element ni potreben vzdolž prirobne stene, ki je debeline $b_r \geq h_s/15$ in širine $l_r \geq h_s/5$.

$$b_r = 30 \text{ cm} \geq h_s/15 = 280 \text{ cm} / 15 = 18.67 \text{ cm}$$

$$l_r = 200 \text{ cm} \geq h_s/5 = 280 \text{ cm} / 5 = 56 \text{ cm}$$

V obravnavanem primeru je stena sestavljena iz elementov, ki so debeline 20 in 30 cm, širina prirobnic pa znaša minimalno 200 cm. Tako stike sten, ki se nadaljujejo z elementi, ki so daljši od 56 cm in so debeline 20 cm, ni potrebno upoštevati kot objete robne elemente, objeti robni elementi pa so potrebni na koncih takšnih prirobnic, da preprečimo izbočitev izven ravnine stene.

- Prirobna stena , $d = 20 \text{ cm}$, $L = 2.00 \text{ m}$ (notranja stena v osi X_2)

Dolžina objetja robnih elementov l_c (enačbi 10.12 in 10.13) :

$$l_c \geq \max \begin{cases} 0.15 \cdot l_w = 0.15 \cdot 200 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \\ 1.5 \cdot b_w = 1.5 \cdot 20 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \end{cases} = 30 \text{ cm}$$

$$0.2 \cdot l_w = 0.2 \cdot 200 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

$$2 \cdot b_w = 2 \cdot 20 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

$$\rightarrow b_{wo} > \frac{h_s}{15} = \frac{280 \text{ cm}}{15} = 18.67 \text{ cm}$$

Izberemo dolžino objetja prirobne stene $l_c = 40 \text{ cm}$.

Uporabimo minimalni premer vzdolžnih palic - $\Phi 12 \text{ mm}$, ki jih postavimo v rastru 20 cm .

Vogal stene tako armiramo s šestimi armaturnimi palicami $\Phi 12 \text{ mm}$ na razdalji 40 cm . Delež vzdolžne armature v robnih elementih brez upoštevanja mrežne armature tako znaša :

$$n \cdot \left(\frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} \right) / (l_c \cdot b_w) = 6 \cdot \left(\frac{(1.2 \text{ cm})^2 \cdot \pi}{4} \right) / (40 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}) = 0.008 \geq 0.005$$

S tem je zahteva standarda SIST EN 1991-8:5.4.3.4.2 (8), ki pogojuje delež vzdolžne armature robnih elementov izpolnjena.

V Nacionalnem dodatku standarda EN 1992-1-1: 9.6.3 (1) je določena minimalna horizontalna armatura sten, in sicer $0,2\%$ površine prereza stene.

$$\text{AB stena } d = 20 \text{ cm} : A_{sh,min} = 0.2\% A_c = 4 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \pm \text{Q283} ; A_{s,dej} = 5.66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Steno armiramo z mrežo Q283 obojestransko. Odstotek mrežne armature v steni tako znaša 0.283% . Prav tako je minimalen prerez vertikalne armature določen s standardom EN 1992-1-1: 9.6.2(1) in Nacionalnim dodatkom in mora biti večji od 0.3% površine prereza stene.

$$A_{sv,min} = 0.3\% A_c = 6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

V vertikalni smeri ($2 \times \text{Q283} + 6\Phi 12 + 4\Phi 12$) znaša odstotek armiranja 0.56% .

- Prirobna stena , $d = 30 \text{ cm}$, $L = 2.00 \text{ m}$ (zunanja stena v osi Y_4)

Dolžina objetja robnih elementov l_c (enačbi 10.12 in 10.13) :

$$l_c \geq \max \begin{cases} 0.15 \cdot l_w = 0.15 \cdot 200 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \\ 1.5 \cdot b_w = 1.5 \cdot 30 \text{ cm} = 45 \text{ cm} \end{cases} = 45 \text{ cm}$$

$$0.2 \cdot l_w = 0.2 \cdot 200 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

$$2 \cdot b_w = 2 \cdot 30 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

$$\rightarrow b_{wo} > \frac{h_s}{10} = \frac{280 \text{ cm}}{10} = 28 \text{ cm}$$

Dolžina objetja prirobne stene tako znaša $l_c = 60 \text{ cm}$.

Uporabimo minimalni premer vzdolžnih palic - $\Phi 12 \text{ mm}$, ki jih postavimo v rastru 20 cm .

Vogal stene tako armiramo z osmimi armaturnimi palicami $\Phi 12 \text{ mm}$ na razdalji 60 cm . Delež vzdolžne armature v robnih elementih brez upoštevanja mrežne armature tako znaša :

$$n \cdot \left(\frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} \right) / (l_c \cdot b_w) = 8 \cdot \left(\frac{(1.2 \text{ cm})^2 \cdot \pi}{4} \right) / (60 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}) = 0.005 \geq 0.005$$

S tem je zahteva standarda SIST EN 1991-8:5.4.3.4.2 (8), ki pogojuje delež vzdolžne armature robnih elementov izpolnjena.

V Nacionalnem dodatku standarda EN 1992-1-1: 9.6.3 (1) je določena minimalna horizontalna armatura sten, in sicer $0,2\%$ površine prereza stene.

$$\text{AB stena } d = 30 \text{ cm} : A_{sh,min} = 0.2\% A_c = 6 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \pm \text{Q402} ; A_{s,dej} = 8.04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Steno armiramo z mrežo Q402 obojestransko. Odstotek mrežne armature v steni tako znaša 0.268% . Tudi minimalen prerez vertikalne armature je določen s standardom EN 1992-1-1: 9.6.2(1) in Nacionalnim dodatkom, znašati mora več kot 0.3% površine prereza stene.

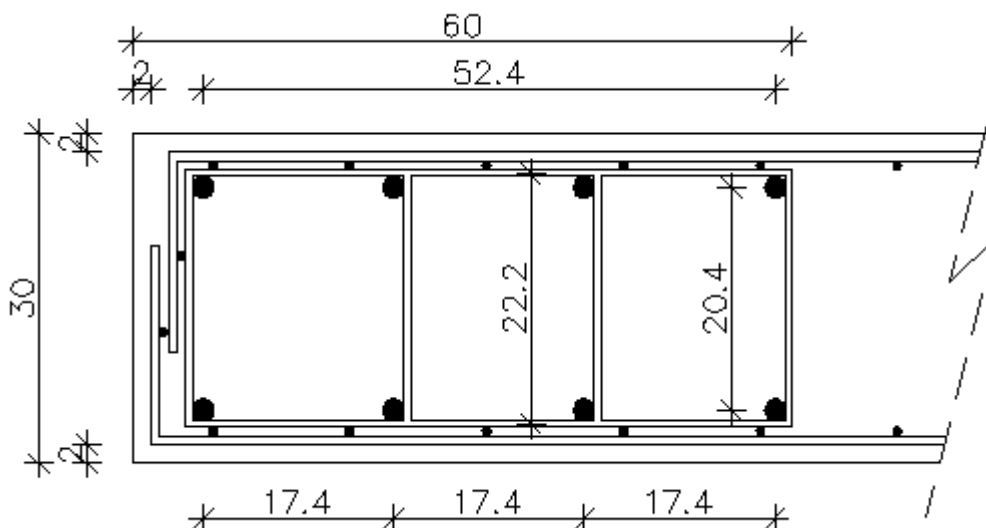
$$A_{sv,min} = 0.3\% A_c = 9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

V vertikalni smeri ($2 \times \text{Q402} + 8\Phi 12 + 4\Phi 12 + 8\Phi 12$) je tako odstotek armiranja 0.65% .

Razmak stremen s v milimetrih ne sme presežati vrednosti :

$$s = \min\{b_o/2; 175; 8d_{bL}\} = \min\{244 / 2; 175; 8 \cdot 12\} = \min\{122; 175; 96\} = 96 \text{ mm}$$

Izberemo razmak stremen : $s = 9 \text{ cm}$



Slika 11.2 :Detajl robnega elementa na območju kritične dolžine prirobne stene osi Y_4

11.2.2 Steni Y2-300-1 in Y2-300-2

Višino kritičnega območja določimo z izrazom 10.14 :

$$h_{cr} = \max\{l_w ; h_w / 6\} = \max\{300 \text{ cm} ; 1680 \text{ cm} / 6 = 280 \text{ cm}\} = 300 \text{ cm}$$

Višina kritičnega območja je omejena z izrazom 10.15 :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w = 2 \cdot 300 \text{ cm} = 600 \text{ cm} \\ h_s = 280 \text{ cm} \end{cases} = 280 \text{ cm}$$

Kritično območje za steni Y2-300-1 in Y2-300-2 je prav tako višina etaže ob vpetju.

Po enačbi 10.11 preverimo širino stojine stene :

$$b_{wo} \geq \max\left\{0.15 ; \frac{h_s}{20}\right\} = \max\left\{0.15 \text{ m} ; \frac{2.80 \text{ m}}{20}\right\} = \max\{0.15 \text{ m} ; 0.14 \text{ m}\} = 0.15 \text{ m}$$

Širina stojine stene b_{wo} znaša 20 cm, pogoj je izpolnjen.

Dolžina objetja robnih elementov l_c (enačbi 10.12 in 10.13) znaša :

$$l_c \geq \max \begin{cases} 0.15 \cdot l_w = 0.15 \cdot 300 \text{ cm} = 45 \text{ cm} \\ 1.5 \cdot b_w = 1.5 \cdot 20 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \end{cases} = 45 \text{ cm}$$

$$0.2 \cdot l_w = 0.2 \cdot 300 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

$$2 \cdot b_w = 2 \cdot 20 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

$$\rightarrow b_{wo} > \frac{h_s}{10} = \frac{280 \text{ cm}}{10} = 28 \text{ cm}$$

Izberemo dolžino kritičnega območja l_c 60 cm in ne povečamo debeline stene.

Uporabimo minimalni premer vzdolžnih palic - $\Phi 12$ mm, ki jih postavimo v rastru 20 cm.

Vogal stene tako armiramo z osmimi armaturnimi palicami $\Phi 12$ mm na razdalji 60 cm. Delež vzdolžne armature v robnih elementih brez upoštevanja mrežne armature tako znaša :

$$n \cdot \left(\frac{\phi^2 \cdot \pi}{4} \right) / (l_c \cdot b_w) = 8 \cdot \left(\frac{(1.2 \text{ cm})^2 \cdot \pi}{4} \right) / (60 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}) = 0.008 \geq 0.005$$

S tem je zahteva standarda SIST EN 1991-8:5.4.3.4.2 (8), ki pogojuje delež vzdolžne armature robnih elementov izpolnjena.

V Nacionalnem dodatku standarda EN 1992-1-1: 9.6.3 (1) je določena minimalna horizontalna armatura sten, in sicer 0.2% površine prereza stene.

$$\text{AB stena } d = 20 \text{ cm} : A_{sh,min} = 0.2\% A_c = 4 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \pm \text{Q283} ; A_{s,dej} = 5.66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Steno armiramo z mrežo Q283 obojestransko. Odstotek mrežne armature v steni tako znaša 0,283%. Tudi minimalen prerez vertikalne armature določen s standardom EN 1992-1-1: 9.6.2(1) in Nacionalnim dodatkom in mora biti večji od 0.3% površine prereza stene.

$$A_{sv,min} = 0.3\% A_c = 6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

V vertikalni smeri (2 x Q283 + 8 $\Phi 12$ + 8 $\Phi 12$) znaša odstotek armiranja 0.73%.

Strižno nosilnost betonskega prereza izračunamo po enačbi 10.18:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0.25 + 0.15 \cdot 0.85) \cdot 0.20 \text{ m} \cdot 2.70 \text{ m} \cdot 1000 = 203.85 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{511 \cdot 10^3 \text{ N}}{600000 \text{ mm}^2} = 0.85 \text{ MPa} \leq 0.2 \cdot f_{cd} = 0.2 \cdot 16.67 \text{ MPa} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{0.9 \cdot 3000}} = 1.27 \leq 2$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot 1.27^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0.25$$

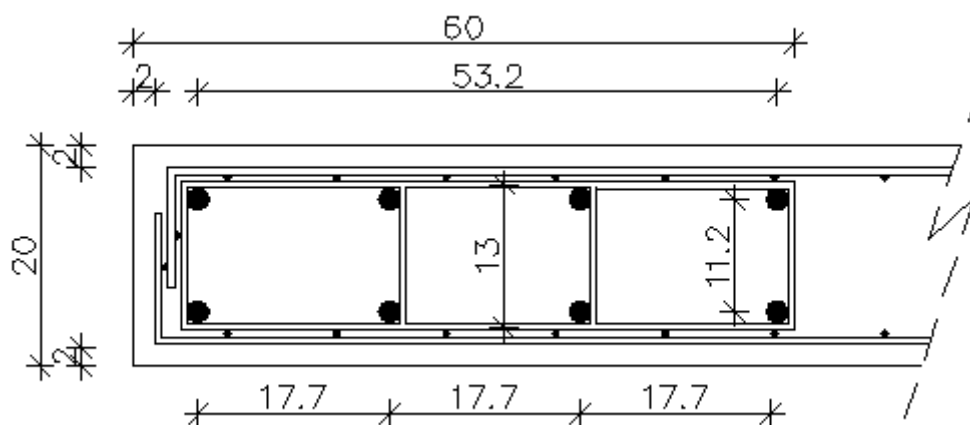
$$k_1 = 0.15$$

Že sama strižna nosilnost betonskega prereza stene znaša 203.85 kN, kar je več obremenitve pri potresnem projektnejm stanju. Obremenitev stene Y2-300-1 lahko razberemo iz izpisa računalniškega programa, ki je prikazan na sliki 12.4 v podrazdelku 12.3.2 in znaša $V_{Ed} = 194.10 \text{ kN}$.

Razmak stremen s v milimetrih ne sme presežati vrednosti :

$$s = \min\{b_o/2; 175; 8d_{bL}\} = \min\{120/2; 175; 8 \cdot 12\} = \min\{60; 175; 96\} = 60 \text{ mm}$$

Izberemo razmak stremen : $s = 6 \text{ cm}$



Slika 11.3: Detajl robnega elementa na območju kritične dolžine stene Y2-300-1 (2)

Čeprav smo upoštevali potresno projektno stanje je bila zadostna minimalna armatura po SIST EN 1998-1. Iz rezultatov je razvidno, da imajo konstrukcijski elementi kljub minimalni armaturi veliko nosilnost. Konstrukcija dobro prenaša potresno delovanje zaradi velikega deleža sten v obeh smereh, kot je opisano že v uvodu.

Rezultate smo preverili še z avtomatskim dimenzioniranjem v računalniškem programu ETABS.

11.3 Strižna nosilnost elementov konstrukcije

V preglednicah 11.2 in 11.3 so podane obremenitve posameznih konstrukcijskih elementov in njihove strižne nosilnost. Orientacija lokalnih osi elementov (osi 2 in 3) so razvidne iz slik 11.4 do 11.9. Strižno nosilnost betonskih prerezov označuje $V_{Rd,c}$, strižno nosilnost zaradi prečne armature $V_{Rd,s}$, skupno strižno nosilnost pa V_{Rd} . Obremenitve dobljene iz modalne analize so navedene pod V_{Ed} .

Preglednica 11.2: Strižne nosilnosti konstrukcijskih elementov za smer 2

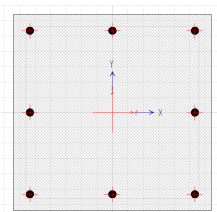
Element	$V_{Ed,2}$ [kN]	$V_{Rd,c,2}$ [kN]	$V_{Rd,s,2}$ [kN]	$V_{Rd,2}$
40/40	13	116	148	297
X1	1350	824	1958	2782
X1-1	348	297	1073	1369
X2-1	245	389	443	832
X2-2	122	399	443	842
X3	909	529	2086	2615
X4	678	882	2179	3062
X5	909	529	2086	2615
X6-1	245	389	443	832
X6-2	122	399	443	842
X7	1350	824	1958	2782
X7-1	348	389	1073	1369
Y1-1	288	585	886	1471
Y1-2	288	585	886	1471
Y2-100-1	18	160	221	381
Y2-300-1	194	445	664	1109
Y2-100-2	18	160	221	381
Y2-300-2	194	445	664	1109

Preglednica 11.3: Strižne nosilnosti konstrukcijskih elementov za smer 3

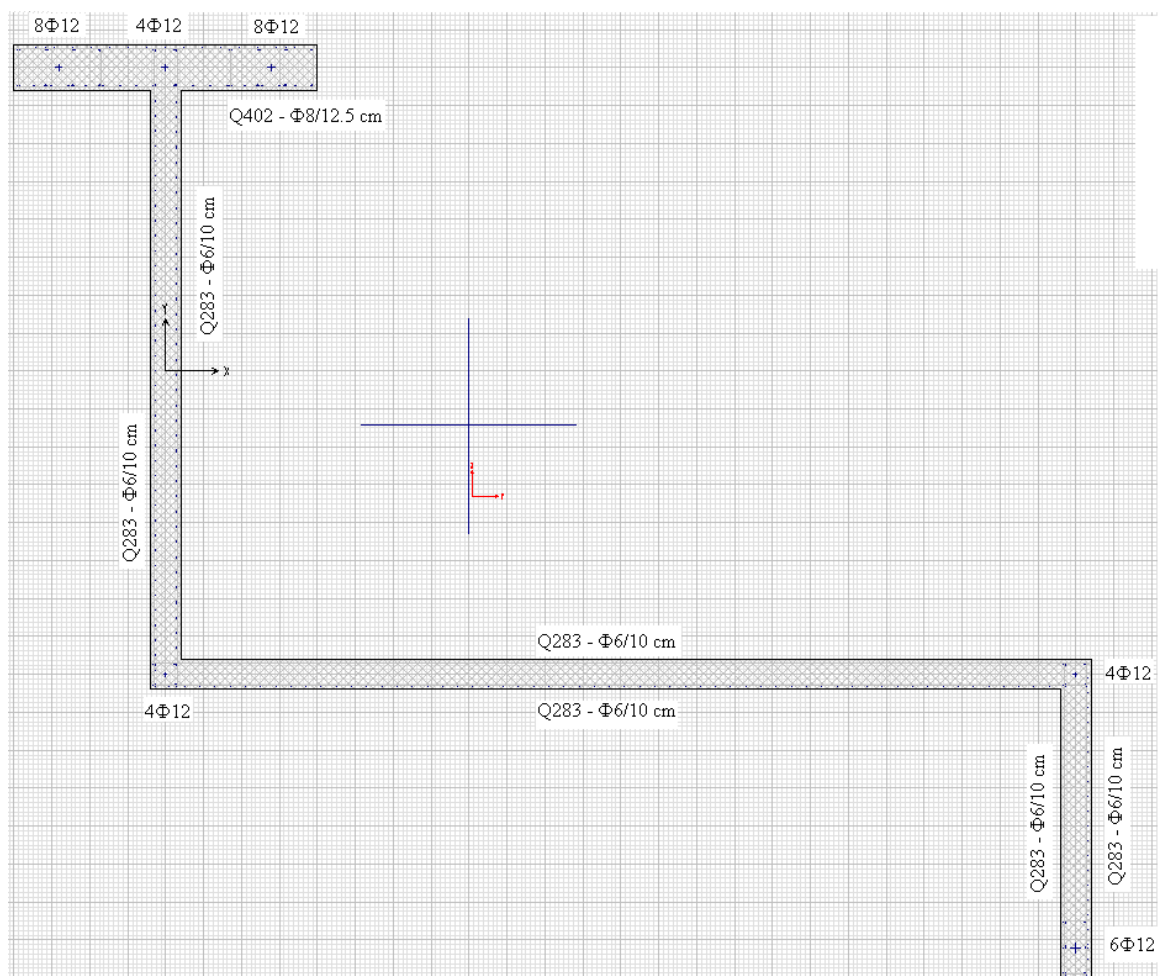
Element	$V_{Ed,3}$ [kN]	$V_{Rd,c,3}$ [kN]	$V_{Rd,s,3}$ [kN]	$V_{Rd,3}$
40/40	6	116	148	297
X1	571	1009	1505	2514
X1-1	449	572	886	1457
X2-1	127	432	664	1096
X2-2	238	441	664	1105
X3	674	1168	1889	3057
X4	909	595	1259	1854
X5	674	32	1889	3057
X6-1	127	432	664	1096
X6-2	238	441	664	1105
X7	571	1009	1505	2514
X7-1	449	432	886	1457
Y1-1	11	32	63	95
Y1-2	11	32	63	95
Y2-100-1	7	35	44	79
Y2-300-1	5	25	44	69
Y2-100-2	7	35	44	79
Y2-300-2	5	25	44	69

V nadaljevanju bomo prikazali vpliv upoštevanja oziroma neupoštevanja strižne nosilnosti betonskega prereza (glej podrazdelek 13.2.6 in 13.2.7).

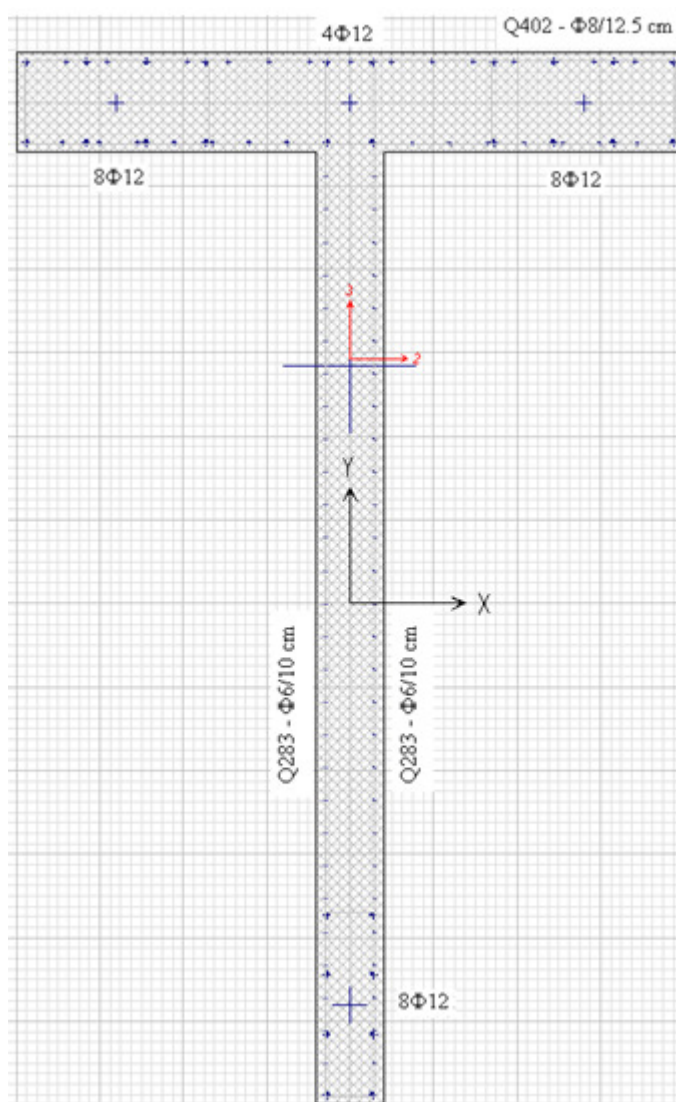
11.4 Skice minimalne armature konstrukcijskih elementov



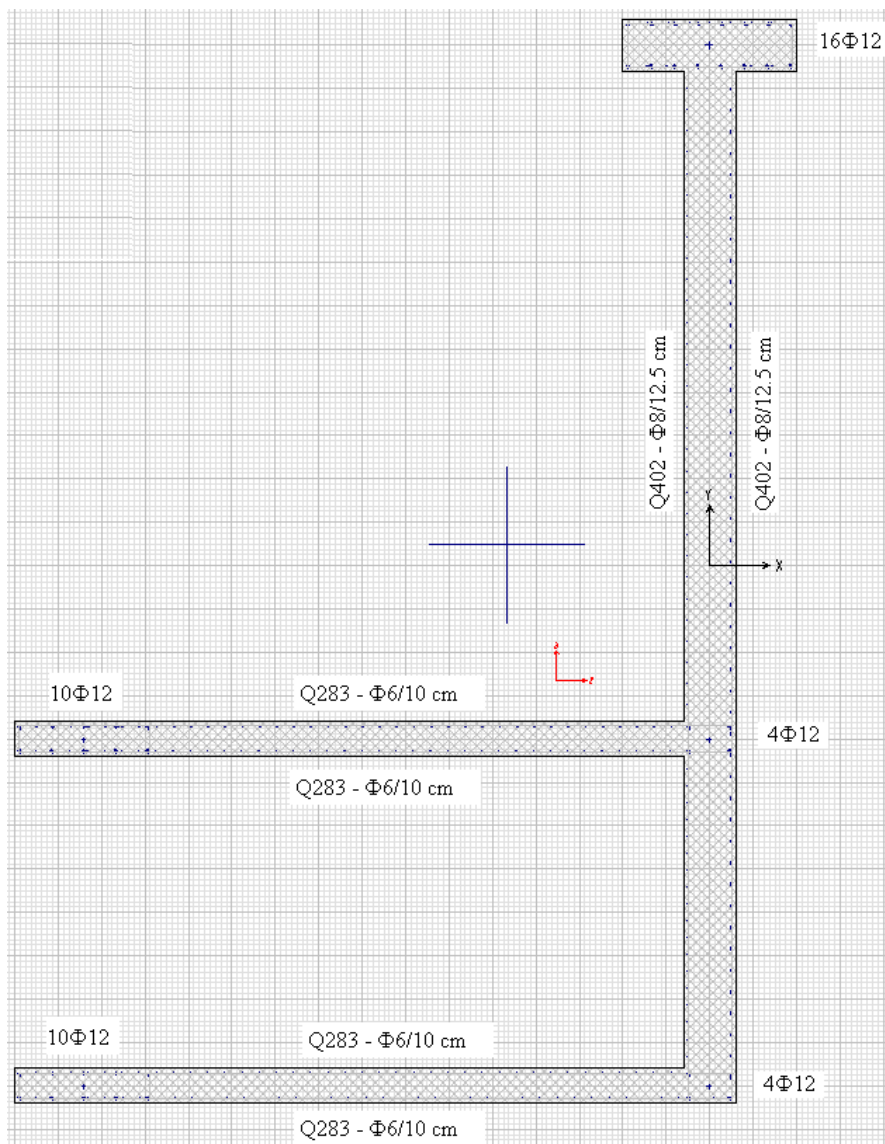
Slika 11.4: Armatura stebrov $b/h = 40/40$ cm



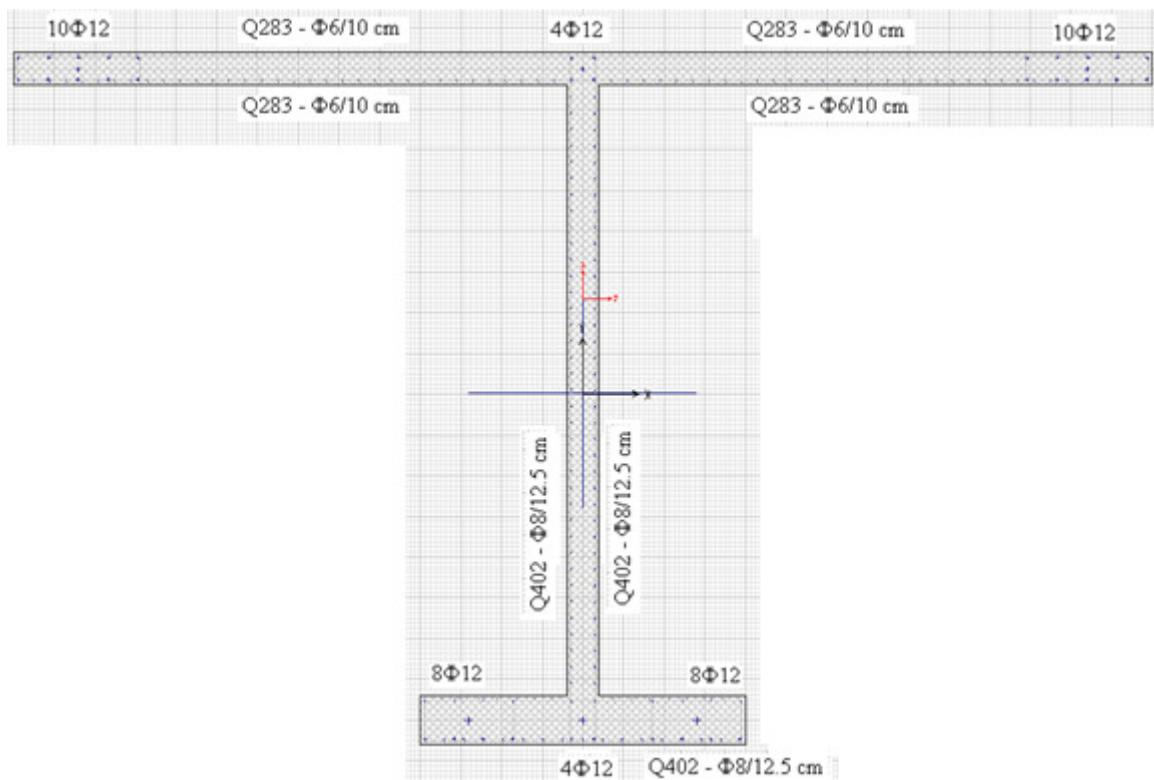
Slika 11.5: Armatura sten X1 in X7



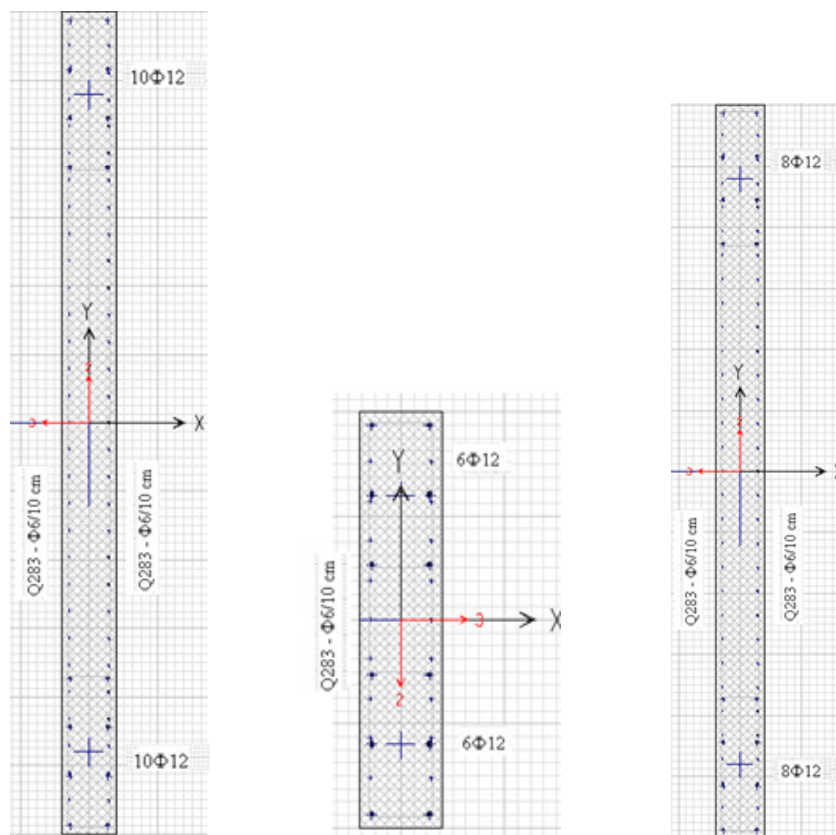
Slika 11.6: Armatura sten X2-1, X2-2, X6-1 in X6-2



Slika 11.7: Armatura sten X3 in X5



Slika 11.8: Armatura stene X4



Slika 11.9: Armatura sten Y1-1 (2), Y2-100-1 (2) in Y2-300-1 (2)

12 AVTOMATSKO DIMENZIONIRANJE V PROGRAMU ETABS

Armaturu, ki smo določili po SIST EN 1998-1 smo najprej preverili s programom, saj nam le ta omogoča podajanje armature prerezov s pomočjo funkcije »*Section Designer*«, nakar pa lahko izbiramo, ali bomo podano armaturo preverili ali pa nam naj program potrebno armaturo glede na definirane obtežne primere in kombinacije določi.

Rezultat avtomatskega dimenzioniranja je izražen ali z izkoriščenostjo prereza, potrebnim deležem armiranja prereza, količino potrebne strižne armature, itd.

12.1 Ozadje dimenzioniranja v programu

Pri izračunu so upoštevane vse materialne karakteristike, ki jih programu podamo, ko izberemo želeni standard (v našem primeru *Eurocode 2-2004*). Standard Eurocode 8 v programu zaenkrat še ni zajet. Vsak element se posebej preveri ali dimenzionira po celotni višini oziroma dolžini. Preveri se nosilnost posameznega elementa glede na fakturirane osne sile in momente za vsako obtežno kombinacijo. V primeru, da je prerez polno izkoriščen, je podana vrednost faktorja izkoriščenosti prereza enaka 1.0.

Ker gre za vertikalne elemente, smo prerez sten definirali kot »*column*«, saj program različno obravnava vertikalne in horizontalne elemente, torej »*column*« in »*beam*«.

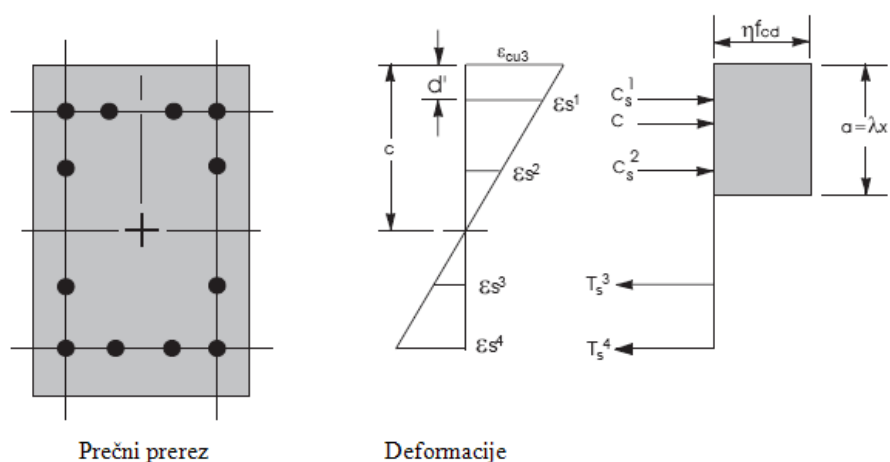
V primeru, da je potrebno pri izračunu upoštevati vpliv teorije drugega reda (v našem primeru ni potrebno), program omogoča tudi izračun z upoštevanjem P- Δ efekta.

Za vsak prerez, ki sestavlja celoten konstrukcijski sistem, program izbere ustrezno interakcijsko ravnino, ki najbolj ustreza vrednosti obremenitve in razporeditvi napetosti po prerezu. Pri dimenzioniranju vertikalne vzdolžne armature, program upošteva minimalno vrednost armiranja betonskega prereza, ki znaša 0.2 % površine betonskega prereza in maksimalno 4.0 % površine prereza, kar je tudi zahteva SIST EN 1992-1: 9.5.2.

Pri določanju mejnega odpornostnega momenta armiranobetonskih prerezov upošteva predpostavke:

- ravni prerezi ostanejo tudi po obremenitvi ravni,
- deformacija v armaturi je v tlačni ali natezni coni enaka deformaciji v okoliškem betonu,
- natezna trdnost betona ni upoštevana,
- upošteva konstantne napetosti v betonu na 80% tlačne cone
- največja deformacija betona znaša 0.0035.

Slika 12.1 prikazuje razporeditev napetosti in deformacij v armiranobetonskem prerezu :



Slika 12.1: Razporeditev napetosti in deformacij v armiranobetonskem prerezu

Pri izračunu se predpostavijo konstantne tlačne napetosti in na ta način se izračuna tlačna sila, s katero je prerez obremenjen v tlačni coni. Natezne obremenitve prevzemajo armaturne palice.

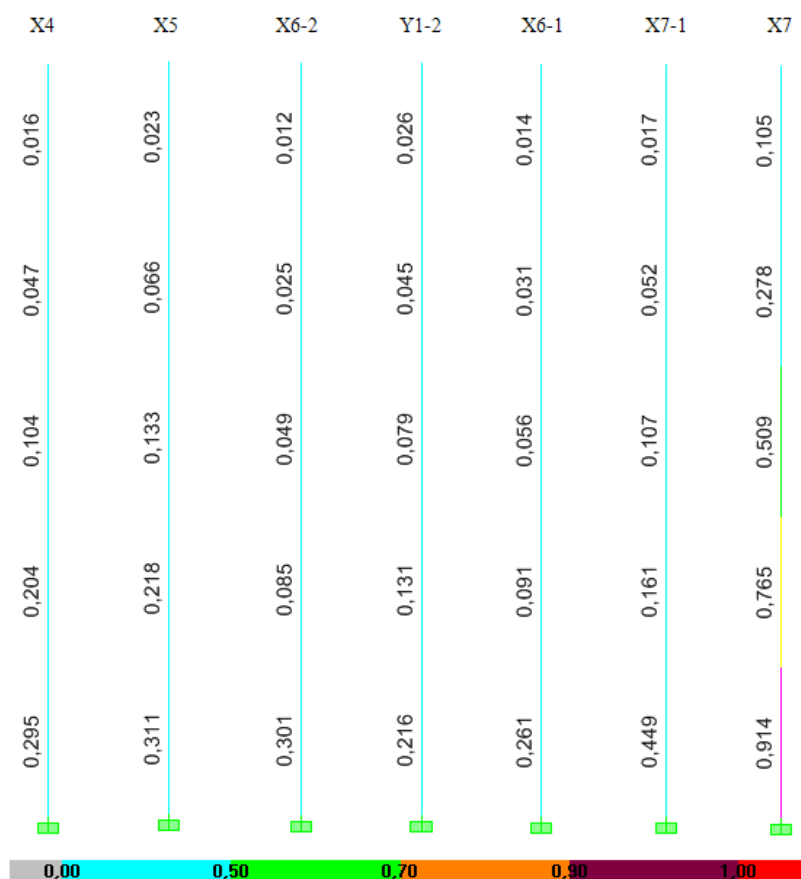
Kjer ϵ_c označuje deformacije v betonu in ϵ_s deformacije v armaturi, C (ang. compression) označuje tlačno osno silo (C_s označuje tlačno silo v tlačni armaturi, C pa v betonu) in T (ang. tension) označuje natezno silo (T_s označuje natezno silo v armaturnih palicah, natezna nosilnost v betonu je zanemarjena).

Tudi pri določevanju projektne vrednosti upogibnega momenta pri centrično obremenjenih prerezih s simetrično armaturo, ki so obremenjeni v kombinaciji upogibnega momenta s tlačno osno silo, se program drži določil SIST EN 1992-1, in sicer znaša projektna vrednost upogibnega momenta :

$M_{Ed} = e_o \cdot N_{Ed}$, kjer je $e_o = h / 30$ in najmanj 20 mm (h označuje višino prereza).

12.2 Rezultati dobljeni z minimalno armaturo določeno po EC8 in EC2

V prvi fazi smo preverili odpornost konstrukcije in njenih elementov, ki smo jih armirali z minimalno armaturo po določilih SIST EN 1998-1. Na sliki 12.2 so podani deleži izkoriščenosti elementov.



Slika 12.2: Delež izkoriščenosti prerezov posameznih sten armiranih z minimalno armaturo določeno glede na zahteve SIST EN 1998-1

V primeru, da je prerez polno izkoriščen, je podana vrednost faktorja izkoriščenosti prereza enaka 1.0.

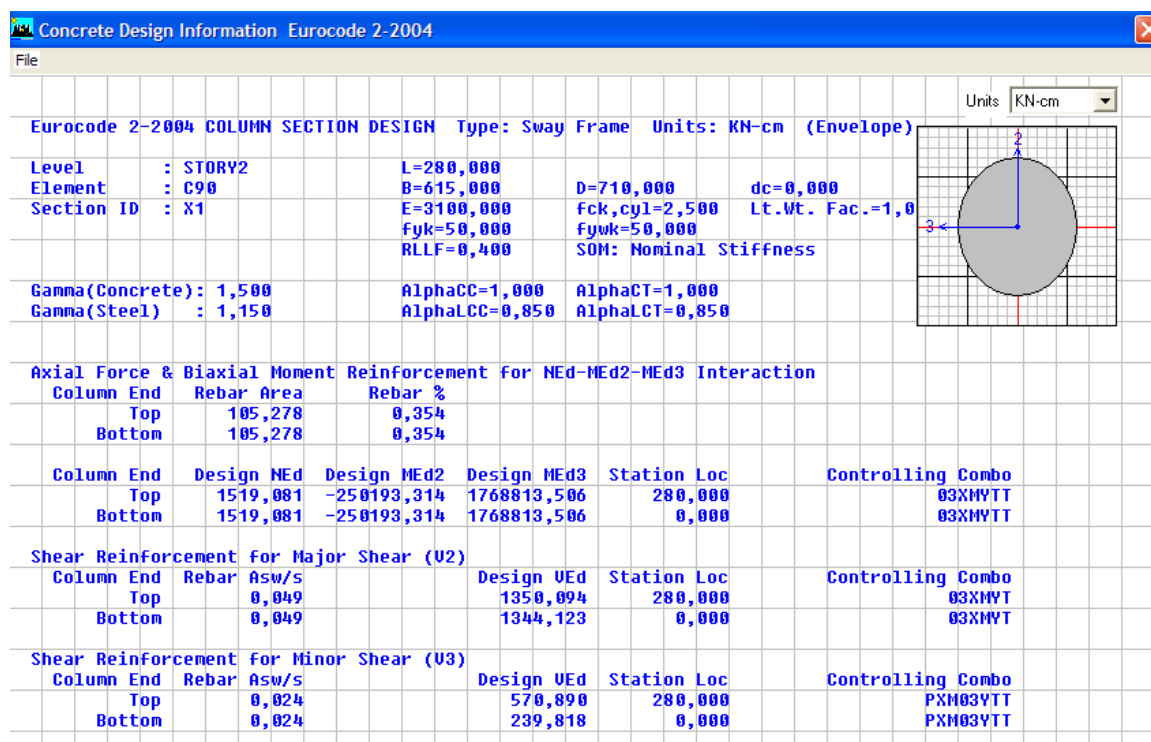
12.3 Rezultati avtomatskega dimenzioniranja v programu ETABS

12.3.1 Steni X1 in X7

Na sliki 12.3 je prikazan izpis računalniškega programa. V zgornjem delu so opisane geometrijske karakteristike prereza in uporabljeni varnostni faktorji. V srednjem delu je jasno določen potreben prerez vzdolžne armature s pripadajočim deležem glede na celoten prerez stene. Za obravnavano steno je tako potrebna armatura v veličini 105.3 cm^2 , kar znaša 0.36% površine prereza, kar je več od minimalnih zahtev SIST EN 1992-1.

V naslednjih vrsticah so podane obremenitve, ki so tudi merodajne pri izbiri ustrezne interakcijske krivulje, ki jo program izbere. Podana je tudi obtežna kombinacija, ki povzroča merodajne obremenitve.

Za obe horizontalne smeri je izračunana tudi potrebna strižna armatura. V obravnavanem primeru v smeri 2 znaša potrebna strižna armatura $4.9 \text{ cm}^2/\text{m}$, za smer 3 pa $2.4 \text{ cm}^2/\text{m}$. Poleg potrebne armature je podana tudi strižna obremenitev prereza v obravnavani smeri.



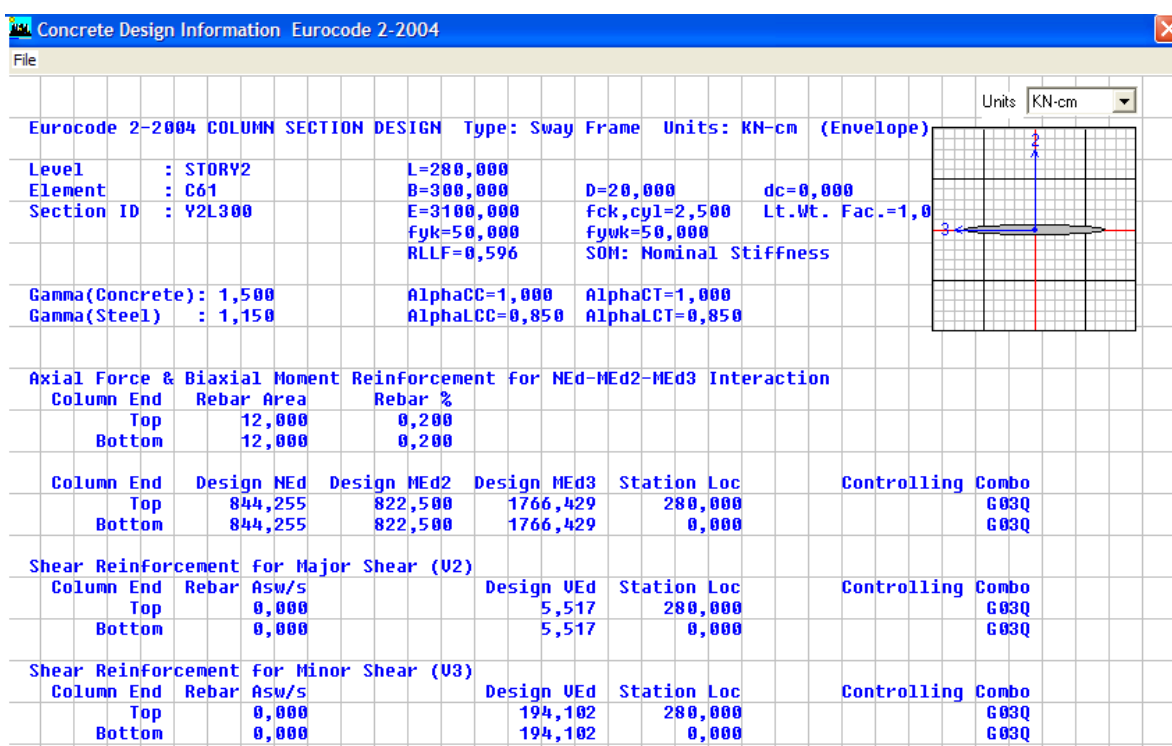
Eurocode 2-2004 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN-cm (Envelope)						
Level	: STORY2	L=280,000				
Element	: C90	B=615,000	D=710,000	dc=0,000		
Section ID	: X1	E=3100,000	fck,cyl=2,500	Lt.Wt. Fac.=1,0		
		fyk=50,000	fywk=50,000			
		RLLF=0,400	SOM: Nominal Stiffness			
Gamma(Concrete)	: 1,500	AlphaCC=1,000	AlphaCT=1,000			
Gamma(Steel)	: 1,150	AlphaLCC=0,850	AlphaLCT=0,850			
Axial Force & Biaxial Moment Reinforcement for NEd-MEd2-MEd3 Interaction						
Column End	Rebar Area	Rebar %				
Top	105,278	0,354				
Bottom	105,278	0,354				
Column End	Design NEd	Design MEd2	Design MEd3	Station Loc	Controlling Combo	
Top	1519,081	-250193,314	1768813,506	280,000	03XMYTT	
Bottom	1519,081	-250193,314	1768813,506	0,000	03XMYTT	
Shear Reinforcement for Major Shear (U2)						
Column End	Rebar	Asw/s	Design UEd	Station Loc	Controlling Combo	
Top	0,049		1350,094	280,000	03XMYT	
Bottom	0,049		1344,123	0,000	03XMYT	
Shear Reinforcement for Minor Shear (U3)						
Column End	Rebar	Asw/s	Design UEd	Station Loc	Controlling Combo	
Top	0,024		570,890	280,000	PXM03YTT	
Bottom	0,024		239,818	0,000	PXM03YTT	

Slika 12.3: Izpis računalniškega programa ETABS pri dimenzioniranju stene X1

12.3.2 Steni Y2-300-1 in Y2-300-2

Slika 12.4 prikazuje izpis računalniškega programa za steno Y2-300. Obravnavano steno je potrebno armirati z vzdolžno armaturo skupne površine 12.0 cm^2 , kar znaša 0.20% površine prereza. Program dimenzionira elemente z minimalno armaturo po SIST EN 1992-1.

Stremenska armatura za ob smeri ni potrebna, saj je strižna nosilnost glede na obremenitev zadostna.

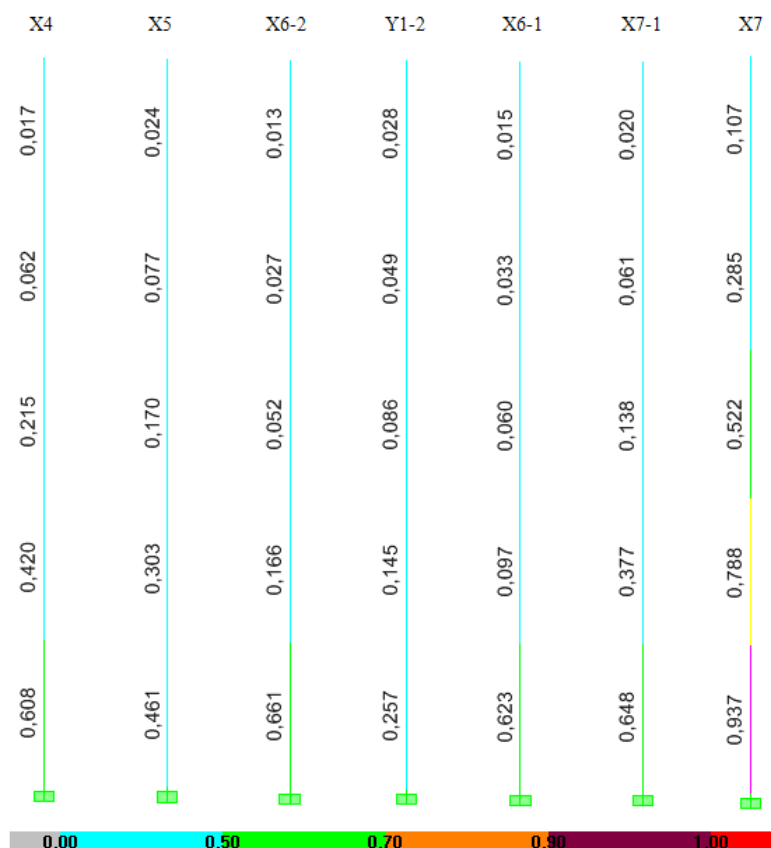


Eurocode 2-2004 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN-cm (Envelope)							
Level	: STORV2	L=280,000					
Element	: C61	B=300,000	D=20,000	dc=0,000			
Section ID	: Y2L300	E=3100,000	fck,cyl=2,500	Lt.Wt. Fac.=1,0			
		fyk=50,000	fymk=50,000				
		RLLF=0,596	SOM: Nominal Stiffness				
Gamma(Concrete)	: 1,500	AlphaCC=1,000	AlphaCT=1,000				
Gamma(Steel)	: 1,150	AlphaLCC=0,850	AlphaLCT=0,850				
Axial Force & Biaxial Moment Reinforcement For NEd-MEd2-MEd3 Interaction							
Column End	Rebar Area	Rebar %					
Top	12,000	0,200					
Bottom	12,000	0,200					
Column End	Design NEd	Design MEd2	Design MEd3	Station Loc	Controlling	Combo	
Top	844,255	822,500	1766,429	280,000		G03Q	
Bottom	844,255	822,500	1766,429	0,000		G03Q	
Shear Reinforcement For Major Shear (U2)							
Column End	Rebar	Asw/s	Design UEd	Station Loc	Controlling	Combo	
Top		0,000	5,517	280,000		G03Q	
Bottom		0,000	5,517	0,000		G03Q	
Shear Reinforcement For Minor Shear (U3)							
Column End	Rebar	Asw/s	Design UEd	Station Loc	Controlling	Combo	
Top		0,000	194,102	280,000		G03Q	
Bottom		0,000	194,102	0,000		G03Q	

Slika 12.4: Izpis računalniškega programa ETABS pri dimenzioniranju sten Y2-300-1

12.4 Rezultati dobljeni z armaturo določeno s programom ETABS

Izkoriščenost elementov konstrukcije, armiranih z armaturo, ki nam jo je predpisal program (po SIST EN 1992-1, brez določil Nacionalnega dodatka) je prikazana sliki 12.6.



Slika 12.6: Delež izkoriščenosti prevezov sten armiranih po določilih SIST EN 1992-1

Iz primerjave izkoriščenosti prevezov (slika 12.3 in 12.6) je razvidno, da so prerezi, armirani z minimalno armaturo po SIST EN 1992-1 približno 15 do 40% bolj izkoriščeni. A kljub temu noben prevez ni polno izkoriščen. Steni X1 in X7 sta armirani z armaturo v veličini $0.36\% A_c$.

12.5 Primerjava in komentarji

Program dimenzionira armaturo po določilih standarda *Eurocode 2:2004*, ki predpisuje minimalno vertikalno armaturo z 0.2% površine prereza stene, v prejšnjih izračunih pa smo ob upoštevanju standarda SIST EN 1998-1 in 1992-1, upoštevali tudi Nacionalni dodatek, ki za

minimalen delež vertikalne vzdolžne armature zahteva vsaj 0.3% površine prereza stene. Konstrukcija prenese potresno obremenitev v kombinaciji z ostalimi vplivi.

13 NELINEARNA ANALIZA – N2 METODA

13.1 Splošno o nelinearni analizi

Nelinearno analizo uporabimo za oceno obnašanja konstrukcije, ki smo jo preverili z modalno analizo (glej tudi podrazdelek 5.2.1).

Da bi se konstrukcije kontrolirano in predvidljivo obnašale pri potresih različne pogostosti, jih projektiramo tudi z nelinearno analizo. Uporabniku stavbe ali investitorju lahko jasno pokažemo, kakšne poškodbe elementov konstrukcije, ostalih elementov in opreme lahko pričakuje z določeno verjetnostjo v življenjski dobi objekta in kaj te poškodbe pomenijo v finančnem smislu.

V diplomski nalogi smo uporabili poenostavljeno nelinearno metodo (referenca Fajfar : Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi; Gradb. vest. 51,11), ki temelji na nelinearni statični analizi modela konstrukcije z več prostostnimi stopnjami (MDOF sistem) pri monotono naraščajoči obtežbi, potresna obremenitev pa se določi iz projektnega spektra. Za ta namen določimo ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem).

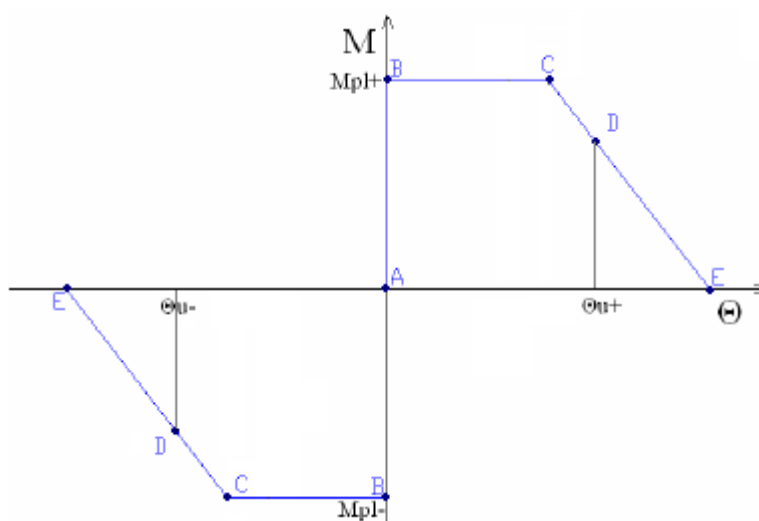
Ker gre za nelinearno metodo, morajo biti pred začetkom analize znane vse bistvene karakteristike konstrukcije. Določene morajo biti togosti in nosilnosti vseh elementov konstrukcije.

Matematični model, ki ga uporabljamo pri linearno elastični analizi, dopolnimo s podatki o nelinearnem odnosu med obtežbo in deformacijo za posamezne konstrukcijske elemente. Običajno model konstrukcije sestavljajo linijski elementi, ker jih najenostavneje razširimo v nelinearno področje. To storimo tako, da uvedemo dva plastična členka na obeh koncih

elementa in za vsak členek določimo nelinearen odnos med upogibnim momentom in zasukom (M - θ odnos).

13.1.1 Definicija plastičnih členkov

Predpostavimo, da je členek, dokler ne doseže točke tečenja (točka B), popolnoma tog in da je brez utrditve, torej je mejna nosilnost enaka nosilnosti na meji tečenja. Ko členek doseže mejni zasuk (točka C), njegova nosilnost postopoma pada proti ničli, ki jo doseže pri zasuku, ki je enak trikratni vrednosti mejnega zasuka (točka E).



Slika 13.1 : Oblika deformacijske krivulje plastičnega členka

Zasuk na meji porušitve je definiran v točki D ($\theta_D = \theta_u$), kjer je vrednost momenta enaka

80% vrednosti mejnega momenta. Pri tem predpostavimo, da velja $\frac{\theta_E}{\theta_C} = 3$. Tako dobimo

naslednje vrednosti zasukov v točkah C in E : $\theta_C = \frac{5}{7}\theta_D$ in $\theta_E = \frac{15}{7}\theta_D$

Plastični členek je definiran preko mejnega momenta in mejnega zasuka. Mejni moment določimo iz interakcijskih diagramov ob osni sili zaradi obremenitve z gravitacijsko obtežbo.

Mejni zasuk, ki je značilen za obnašanje blizu porušitve armiranobetonskega elementa, je definiran v EC8-3: 2003 z naslednjo enačbo :

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0.0145 \cdot 0.25^v \cdot \left(\frac{\max(0.01 \cdot \omega')}{\max(0.01 \cdot \omega)} \right)^{0.3} \cdot f_c^{0.2} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.35} \cdot 25^{\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c}} \quad (13.1)$$

kjer je :

$\gamma_{el} = 1.5$ za primarne potresne elemente,

$v = \frac{N}{A_c \cdot f_c}$ normirana osna sila v elementu,

$\omega = \frac{A_{st}' \cdot f_y}{A_c \cdot f_c}$; $\omega' = \frac{A_{st}' \cdot f_y}{A_c \cdot f_c}$ mehanski delež armiranja v tlačni in natezni coni,

A_{st}' , A_{st} - površina tlačne in natezne armature,

A_c - površina betona,

$\rho_{sx} = \frac{A_{sx}}{b_w \cdot s_h}$ delež stremenske armature vzporedno s smerjo obtežbe,

s_h - razmak stremen,

$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot b_c} \right) \cdot \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot h_c} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot h_c \cdot b_c} \right)$ faktor objetja betonskega prereza,

b_i - razdalje med objetimi vzdolžnimi palicami v prerezu,

h - širina elementa v smeri obtežbe,

L_v - Razdalja med preučevanim prerezom in nično momentno točko,
($L_v = L$ – za konzolne stene)

f_c - trdnost betona v MPa,

f_y - natezna trdnost vzdolžne armature v MPa,

f_{yw} - natezna trdnost stremenske armature v MPa.

V primeru, ko obravnavamo zasuk stene, je potrebno dobljeno vrednost deliti še z 1.6. V enačbi 13.1 smo zanemarili člen, ki zajema vpliv diagonalne armature.

Mejni momenti in zasuki konstrukcijskih elementov so podani v preglednicah 13.1 do 13.22.

13.1.2 Obtežni primeri

Nelinearno statično analizo naredimo tako, da model konstrukcije (MDOF) obremenimo s horizontalno statično obtežbo, ki jo postopoma povečujemo. Ta obtežba simulira vztrajnostne sile, ki se pojavijo med potresom. Pri postopoma naraščajoči obtežbi izračunamo donos med obtežbo in pomikom za celotno konstrukcijo. Običajno preverjamo odnos med celotno prečno silo, ki je enaka vsoti vseh horizontalnih sil v posameznih etažah, in pomikom na vrhu konstrukcije.

Horizontalno obtežbo določimo z naslednjim izrazom :

$$P_i = \Sigma m_i \cdot \Phi_i \quad (13.2)$$

kjer je P_i vektor horizontalne obtežbe v etaži i in Φ nihajna oblika.

Razporeditev sil je tako enaka nihajni obliki, uteženi z masami v posameznih etažah. Pri nelinearni analizi ne govorimo o nihajnih oblikah, saj se te spreminjajo s stopnjo plastifikacije konstrukcije, ta pa se spreminja s časom. Izbira ene same nihajne oblike Φ tako v nelinearnem področju predstavlja poenostavitev problema, rezultati pa so seveda približni. Predpisani sta dve razporeditvi, ki večinoma ustrezata dvema precej skrajnima primeroma. Standard EC8 predpisuje konstantno nihajno obliko ($\Phi = 1$) in osnovno nihajno obliko elastične konstrukcije, ki jo lahko aproksimiramo z obrnjenim trikotnikom. Horizontalno obtežbo v analizi povečujemo, oblika pa ostane po višini nespremenjena.

Model konstrukcije je potrebno obremeniti z dvema razporeditvama vodoravne obtežbe po višini, in sicer z »enakomerno« razporeditvijo (horizontalne sile so sorazmerne masam ne glede na višino) in »modalno« razporeditvijo (horizontalne sile so sorazmerne horizontalnim silam v obravnavani smeri, določeni z elastično analizo). Rezultati analize so seveda odvisni od razporeditve horizontalnih sil po višini konstrukcije.

Horizontalne sile so locirane v masnih središčih, potrebno pa je upoštevati tudi naključno ekscentričnost.

Rezultate analize prikažemo v obliki odnosa med celotno prečno silo v spodnji etaži konstrukcije V , ki je enaka vsoti vseh horizontalnih sil v posameznih etažah, in pomikom na vrhu konstrukcije D_t .

13.1.3 Pretvorba na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo

V analizi se uporabi spekter odziva, ki je po definiciji uporaben za sisteme z eno prostostno stopnjo. Zato moramo sistem z več prostostnimi stopnjami pretvoriti na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo.

Sila F^* in pomik D^* ekvivalentnega SDOF sistema sta določena z izrazoma :

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (13.3)$$

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma} \quad (13.4)$$

ker je :

- F^* - sila ekvivalentnega SDOF sistema z eno prostostno stopnjo,
- d^* - pomik ekvivalentnega SDOF sistema z eno prostostno stopnjo,
- V - celotna prečna sila za sistem z več prostostnimi stopnjami,
- D_t - pomik v kontrolni točki za sistem z več prostostnimi stopnjami,
- Γ - transformacijski faktor.

Transformacijski faktor Γ je odvisen od predpostavljenega približka za nihajno obliko Φ in od razporeditve mas :

$$\Gamma_i = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} \quad (13.5)$$

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i \quad (13.6)$$

kjer je m_i masa etaže i , Φ nihajna oblika in m^* masa ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo.

Iz enačb 13.3 in 13.4 sledi, da velja enaka pretvorba za sile in pomike, kar pomeni, da je oblika odnosa med obtežbo in deformacijo ohranjena, ohranijo se togosti in nihajni časi. Za ekvivalenten SDOF sistem velja isti diagram obtežba – deformacija kot za MDOF sistem, le merilo je spremenjeno. V enačbah je upoštevano, da je deformacijska oblika Φ normirana tako, da znaša pomik na vrhu $\Phi_n = 1$. V primeru, ko predpostavimo konstantno obliko po višini ($\Phi = 1$), dobimo iz enačb 13.5 in 13.6 vrednosti $\Gamma = 1$ in $m^* = \Sigma m_i$. V ostalih primerih je Γ praviloma večji od 1.

13.1.4 Idealizacija odnosa med silo in pomikom

Odnos med silo F^* in pomikom D^* je potrebno idealizirati. Pretvorimo ga v bilinearno obliko, kjer elastičnemu območju sledi plastično tečenje brez utrditve. V predlogu EC8 je predvideno, da sta ploščini pod originalnim in idealiziranim odnosom med obtežbo in deformacijo enaki. Pri tem se za pomik, ki predstavlja zgornjo mejo diagrama, vzame pomik, pri katerem se tvori plastični mehanizem. Nosilnost v tej točki je privzeta kot nosilnost idealiziranega sistema.

Pri tej predpostavki je pomik na meji tečenja idealiziranega SDOF sistema D_y^* določen z :

$$D_y^* = 2 \cdot \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (13.7)$$

Kjer je E_m^* dejanska deformacijska energija pri pretvorbi plastičnega mehanizma, F_y^* je nosilnost idealiziranega sistema in d_m^* je pomik, pri katerem se tvori plastični mehanizem.

Nihajni čas idealiziranega sistema v elastičnem območju izračunamo z enačbo :

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot D_y^*}{F_y^*}} \quad (13.8)$$

Kjer sta F_y^* in D_y^* nosilnost in pomik na meji tečenja.

Vrednost pospeška na meji tečenja določimo tako, da silo F^* delimo z maso ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo m^* :

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (13.9)$$

13.1.5 Določitev ciljnega pomika

Ciljni pomik konstrukcije z nihajnim časom T^* in neomejenim elastičnim obnašanjem je določen :

$$d_{et}^* = \frac{T^{*2}}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_e(T^*) \quad (13.10)$$

Kjer je $S_e(T^*)$ je vrednost v elastičnem spektru odziva za pospeške z nihajnim časom T^* .

Za določitev ciljnega pomika d_t^* se uporabljata različna izraza za konstrukcije z nihajnimi časi v območju kratkih nihajnih časov in za konstrukcije z nihajnimi časi v območju srednjih in visokih nihajnih časov. Mejni nihajni čas med območjema kratkih in srednjih nihajnih časov je T_c .

- $T^* < T_c$ (območje kratkih nihajnih časov)

Če velja : $\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e(T^*)$, je obnašanje elastično, velja $d_t^* = d_{et}^*$ (13.11)

Če velja : $\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*)$, je odziv neelastičen, velja $d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^*$ (13.12)

Kjer je q_u razmerje med pospeškom konstrukcije z neomejenim elastičnim obnašanjem $S_e(T^*)$ in konstrukcije z omejeno nosilnostjo F_y^* / m^* .

$$q_u = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} \quad (13.13)$$

- $T^* \geq T_c$ (območje srednjih in dolgih nihajnih časov)

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (13.14)$$

Pomik na vrhu MDOF sistema pa izračunamo tako, da pomik ekvivalentnega SDOF sistema pomnožimo s faktorjem za transformacijo Γ .

13.2 Nelinearna analiza obravnavane konstrukcije

13.2.1 Izračun mejnega momenta in mejnega zasuka obravnavane konstrukcije

Za določitev odnosa med obtežbo in deformacijo za elemente nosilne konstrukcije je potrebno upoštevati osne sile zaradi delovanja gravitacijske obtežbe (SIST EN 1998-1:4.3.3.4.1(6)). Tako na podlagi osnih sil v elementih, ki smo jih izračunali z obtežno kombinacijo $1.0 \cdot G + 0.3 \cdot Q$, s pomočjo interakcijskih diagramov posameznih elementov odčitamo za pripadajočo osno silo njihov mejni moment.

Za vse elemente nosilne konstrukcije v vseh etažah z izrazom 13.1 določimo še vrednost mejnega zasuka.

Vrednosti mejnih momentov in zasukov blizu porušitve so podane v preglednicah 13.1 do 13.22. Obravnavali smo tri različne modele, in sicer smo v prvem modelu stene armirali z minimalno armaturo po trenutno veljavnih standardih v Sloveniji, v drugem smo stene armirali z armaturo, ki jo je predpisal program ETABS, v tretjem primeru pa smo definirali plastične členke tako, da smo za upogibno nosilnost predpostavili, da je enaka obremenitvi iz potresne analize

- Vrednosti mejnih momentov in zasukov blizu porušitve konstrukcijskih elementov za model z minimalno armaturo določeno po standardu SIST EN 1998-1 in 1992-1 z Nacionalnim dodatkom (preglednice 13.1 do 13.11)

Preglednica 13.1: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za stebre v oseh Y_0 in Y_4

element	N_{ed}	$M_{u,2}$	$M_{u,3}$	$\theta_{u,2}^+$	$\theta_{u,3}^+$
40 - Y_0, Y_4	[kN]	[kNm]	[kNm]		
P	-124	138	138	0,066	0,066
1N	-99	134	134	0,067	0,067
2N	-75	130	130	0,068	0,068
3N	-50	127	127	0,069	0,069
4N	-25	123	123	0,070	0,070

Preglednica 13.2: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za stebre v oseh Y_1 in Y_3

element	N_{ed}	$M_{u,2}$	$M_{u,3}$	$\theta_{u,2}^+$	$\theta_{u,3}^+$
40 - Y_1, Y_3	[kN]	[kNm]	[kNm]		
P	-360	171	171	0,059	0,059
1N	-288	163	163	0,061	0,061
2N	-215	152	152	0,063	0,063
3N	-143	141	141	0,066	0,066
4N	-71	130	130	0,068	0,068

Preglednica 13.3: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni X1 in X7

element	N_{ed}	$M_{u,2}$	$M_{u,3}$	$\theta_{u,2}^+$	$\theta_{u,3}^+$
X1 (7)	[kN]	[kNm]	[kNm]		
P	-4923	17514	35472	0,014	0,016
1N	-3923	16451	27181	0,014	0,017
2N	-2922	15386	25368	0,015	0,017
3N	-1922	14323	23557	0,015	0,018
4N	-921	13258	21744	0,016	0,018

Preglednica 13.4: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni X1-1 in X7-1

element	N_{ed}	$M_{u,2}$	$M_{u,3}$	$\theta_{u,2}^+$	$\theta_{u,3}^+$
X1-1 (X7-1)	[kN]	[kNm]	[kNm]		
P	-3185	9386	6605	0,021	0,019
1N	-2538	9153	6259	0,022	0,019
2N	-1890	8920	5912	0,023	0,020
3N	-1243	8688	5565	0,023	0,021
4N	-595	8456	5218	0,024	0,021

Preglednica 13.5: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni X2-1 in X6-1

element	N_{ed}	$M_{u,2}$	$M_{u,3}$	$\theta_{u,2}^+$	$\theta_{u,3}^+$
X2-1 (X6-1)	[kN]	[kNm]	[kNm]		
P	-1891	2077	1897	0,021	0,022
1N	-1506	1996	1951	0,021	0,023
2N	-1121	1915	2006	0,022	0,023
3N	-737	1834	2435	0,022	0,024
4N	-352	1753	2277	0,023	0,025

Preglednica 13.6: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni X2-2 in X6-2

element	N_{ed}	$M_{u,2}$	$M_{u,3}$	$\theta_{u,2}^+$	$\theta_{u,3}^+$
X2-2 (X6-2)	[kN]	[kNm]	[kNm]		
P	-1954	2703	1886	0,018	0,022
1N	-1557	2347	1780	0,019	0,023
2N	-1159	1990	1673	0,019	0,023
3N	-761	1633	1567	0,020	0,024
4N	-363	1276	1460	0,020	0,025

Preglednica 13.7: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni X3 in X5

element	N_{ed}	$M_{u,2}$	$M_{u,3}$	$\theta_{u,2}^+$	$\theta_{u,3}^+$
X3 (5)	[kN]	[kNm]	[kNm]		
P	-5088	22509	7715	0,020	0,017
1N	-4053	20116	6849	0,021	0,018
2N	-3018	17723	5983	0,021	0,018
3N	-1984	15333	5117	0,022	0,019
4N	-949	12940	4251	0,022	0,019

Preglednica 13.8: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steno X4

element	N_{ed}	$M_{u,2}$	$M_{u,3}$	$\theta_{u,2}^+$	$\theta_{u,3}^+$
X4	[kN]	[kNm]	[kNm]		
P	-4910	14777	23246	0,019	0,020
1N	-3911	13614	22289	0,019	0,020
2N	-2912	12377	21093	0,020	0,021
3N	-1912	10968	19329	0,020	0,022
4N	-913	9561	17567	0,021	0,022

Preglednica 13.9: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni Y1-1 in Y1-2

element	N_{ed}	$M_{u,2}$	$M_{u,3}$	$\theta_{u,2}^+$	$\theta_{u,3}^+$
Y1-1 (2)	[kN]	[kNm]	[kNm]		
P	-1596	5735	275	0,055	0,031
1N	-1271	5278	254	0,057	0,032
2N	-946	4821	231	0,059	0,033
3N	-621	4364	207	0,061	0,034
4N	-296	3907	183	0,063	0,036

Preglednica 13.10: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni Y1-100-1 (2)

element	N_{ed}	$M_{u,2}$	$M_{u,3}$	$\theta_{u,2}^+$	$\theta_{u,3}^+$
Y2-100-1 (2)	[kN]	[kNm]	[kNm]		
P	-498	342	57	0,053	0,030
1N	-396	326	55	0,055	0,031
2N	-295	310	53	0,057	0,033
3N	-193	294	51	0,060	0,034
4N	-91	277	48	0,062	0,036

Preglednica 13.11: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni Y1-300-1 (2)

element	N_{ed}	$M_{u,2}$	$M_{u,3}$	$\theta_{u,2}^+$	$\theta_{u,3}^+$
Y2-300-1 (2)	[kN]	[kNm]	[kNm]		
P	-511	1356	81	0,061	0,038
1N	-407	1250	74	0,062	0,038
2N	-302	1160	66	0,063	0,039
3N	-197	1061	58	0,064	0,039
4N	-93	966	50	0,065	0,040

- Vrednosti mejnih momentov in zasukov blizu porušitve konstrukcijskih elementov za model z armaturo določeno s programom ETABS.

Preglednica 13.12: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za stebre v oseh Y_0 in Y_4

element	N_{ed}	$M_{u,2}$	$M_{u,3}$	$\theta_{u,2}^+$	$\theta_{u,3}^+$
40 - Y_0, Y_4	[kN]	[kNm]	[kNm]		
P	-124	89	89	0,066	0,066
1N	-99	85	85	0,067	0,067
2N	-75	82	82	0,068	0,068
3N	-50	77	77	0,069	0,069
4N	-25	74	74	0,070	0,070

Preglednica 13.13: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za stebre v oseh Y_1 in Y_3

element	N_{ed}	$M_{u,2}$	$M_{u,3}$	$\theta_{u,2}^+$	$\theta_{u,3}^+$
40 - Y_1, Y_3	[kN]	[kNm]	[kNm]		
P	-360	126	126	0,059	0,059
1N	-288	115	115	0,061	0,061
2N	-215	103	103	0,063	0,063
3N	-143	92	92	0,066	0,066
4N	-71	81	81	0,068	0,068

Preglednica 13.14: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni X1 in X7

element	N_{ed}	$M_{u,2}$	$M_{u,3}$	$\theta_{u,2}^+$	$\theta_{u,3}^+$
X1 (7)	[kN]	[kNm]	[kNm]		
P	-4923	23688	37502	0,019	0,016
1N	-3923	21728	33799	0,019	0,017
2N	-2922	19766	30092	0,019	0,017
3N	-1922	17806	26390	0,019	0,018
4N	-921	15843	22682	0,019	0,018

Preglednica 13.15: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni X1-1 in X7-1

element	N_{ed}	$M_{u,2}$	$M_{u,3}$	$\theta_{u,2}^+$	$\theta_{u,3}^+$
X1-1 (X7-1)	[kN]	[kNm]	[kNm]		
P	-3185	7595	5177	0,020	0,016
1N	-2538	6983	4662	0,021	0,017
2N	-1890	6371	4145	0,022	0,017
3N	-1243	5759	3630	0,022	0,018
4N	-595	5146	3114	0,023	0,018

Preglednica 13.16: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni X2-1 in X6-1

element	N_{ed}	$M_{u,2}$	$M_{u,3}$	$\theta_{u,2}^+$	$\theta_{u,3}^+$
X2-1 (X6-1)	[kN]	[kNm]	[kNm]		
P	-1891	2164	2140	0,018	0,022
1N	-1506	1912	1914	0,019	0,023
2N	-1121	1660	1689	0,019	0,023
3N	-737	1408	1464	0,020	0,024
4N	-352	1156	1238	0,020	0,025

Preglednica 13.17: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni X2-2 in X6-2

element	N_{ed}	$M_{u,2}$	$M_{u,3}$	$\theta_{u,2}^+$	$\theta_{u,3}^+$
X2-2 (X6-2)	[kN]	[kNm]	[kNm]		
P	-1954	1920	5395	0,016	0,022
1N	-1557	1742	4786	0,017	0,023
2N	-1159	1564	4175	0,017	0,023
3N	-761	1386	3564	0,017	0,024
4N	-363	1208	2953	0,018	0,025

Preglednica 13.18: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni X3 in X5

element	N_{ed}	$M_{u,2}$	$M_{u,3}$	$\theta_{u,2}^+$	$\theta_{u,3}^+$
X3 (5)	[kN]	[kNm]	[kNm]		
P	-5088	10173	10336	0,021	0,018
1N	-4053	8734	9263	0,021	0,019
2N	-3018	7295	8190	0,022	0,019
3N	-1984	5858	7119	0,022	0,020
4N	-949	4419	6046	0,023	0,020

Preglednica 13.19: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steno X4

element	N_{ed}	$M_{u,2}$	$M_{u,3}$	$\theta_{u,2}^+$	$\theta_{u,3}^+$
X4	[kN]	[kNm]	[kNm]		
P	-4910	7909	18703	0,017	0,020
1N	-3911	7255	16657	0,018	0,020
2N	-2912	6602	14611	0,019	0,021
3N	-1912	5948	12562	0,019	0,022
4N	-913	5295	10516	0,020	0,022

Preglednica 13.20: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni Y1-1 in Y1-2

element	N_{ed}	$M_{u,2}$	$M_{u,3}$	$\theta_{u,2}^+$	$\theta_{u,3}^+$
Y1-1 (2)	[kN]	[kNm]	[kNm]		
P	-1596	3733	190	0,019	0,055
1N	-1271	3207	166	0,020	0,057
2N	-946	2680	142	0,021	0,059
3N	-621	2153	117	0,022	0,061
4N	-296	1626	93	0,022	0,063

Preglednica 13.21: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni Y1-100-1 (2)

element	N_{ed}	$M_{u,2}$	$M_{u,3}$	$\theta_{u,2}^+$	$\theta_{u,3}^+$
Y2-100-1 (2)	[kN]	[kNm]	[kNm]		
P	-498	234	52	0,030	0,053
1N	-396	197	44	0,031	0,055
2N	-295	160	36	0,033	0,057
3N	-193	123	28	0,034	0,060
4N	-91	86	19	0,036	0,062

Preglednica 13.22: Vrednosti mejnih momentov in zasukov za steni Y1-300-1 (2)

element	N_{ed}	$M_{u,2}$	$M_{u,3}$	$\theta_{u,2}^+$	$\theta_{u,3}^+$
Y2-300-1 (2)	[kN]	[kNm]	[kNm]		
P	-511	1811	86	0,024	0,061
1N	-407	1632	77	0,024	0,062
2N	-302	1452	69	0,024	0,063
3N	-197	1271	60	0,025	0,064
4N	-93	1091	52	0,025	0,065

13.2.2 Razporeditev horizontalnih sil

Določitev normiranih pomikov Φ :

Pomiki so normirani tako, da velja $\Phi_n = 1$, kjer je n kontrolna točka (običajno n označuje vrhno etažo).

13.2.2.1 Določitev obtežbe z enakomerno razporeditvijo

V masnem središču posamezne etaže obremenimo konstrukcijo posebej v vsaki smeri z obtežbo, ki je enaka masi etaže.

13.2.2.2 Določitev obtežbe z »modalno« razporeditvijo

V preglednici 9.9 v podrazdelku 9.4 so podane etažne prečne sile pri potresni obremenitvi konstrukcije. Potresno obtežbo pri nelinearni analizi nadomestimo s statično obtežbo v posameznih etažah, ki jo povečujemo. Modalna razporeditev sil je definirana tako, da opisuje po veličini vodoravnih sil obrnjen trikotnik. V vrhni etaži izberemo vrednost prečne sile 1000 kN, ostale vrednosti pa se določijo glede na obliko prevladujoče nihajne oblike v posamezni

smeri. Prečno silo v etaži i dobimo tako, da od predhodne odštejemo vrednost v obravnavani etaži in dobljeno vrednost delimo z velikostjo prečne sile v vrhnji etaži. V preglednici 13.23 so podane vrednosti vodoravne statične obtežbe, ki opisujejo potresno delovanje v X in Y smeri :

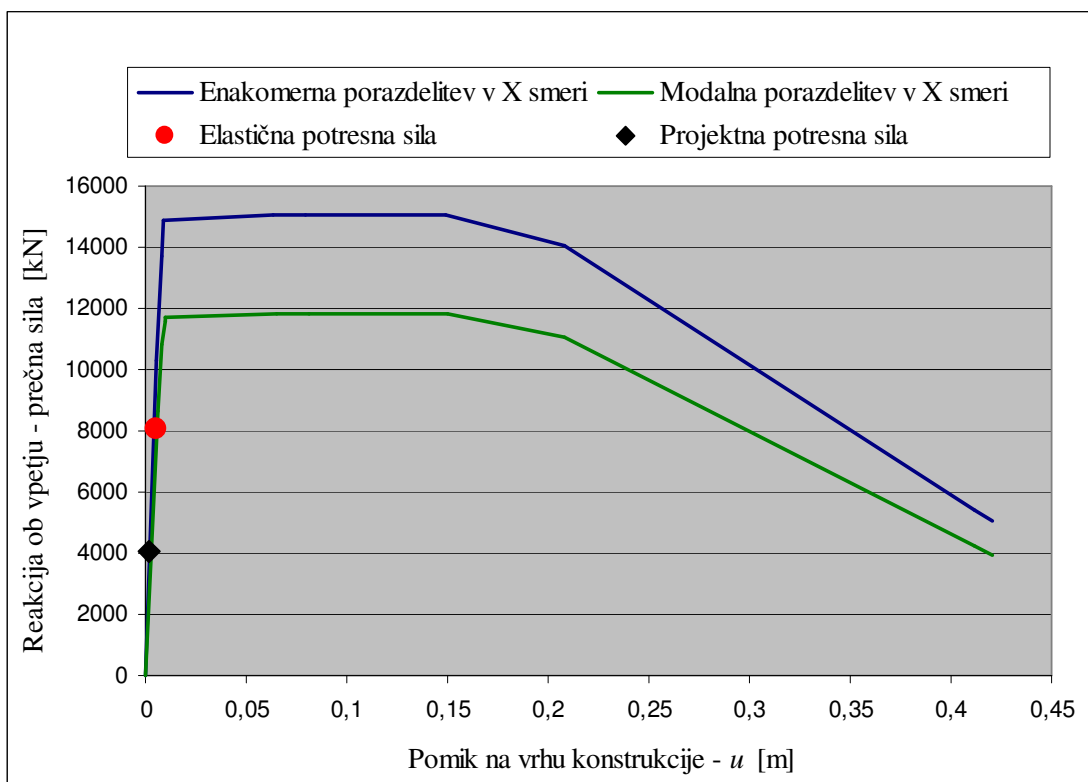
Preglednica 13.23: Vrednosti vodoravne statične obtežbe, pri modalni razporeditvi

	Smer X		Smer Y	
	$F_n - F_{n-1}$ [kN]	F_x [kN]	$F_n - F_{n-1}$ [kN]	F_y [kN]
POZ 200	215	148	200	133
POZ 300	478	330	475	316
POZ 400	779	538	791	526
POZ 500	1148	793	1173	781
POZ 600	1447	1000	1503	1000

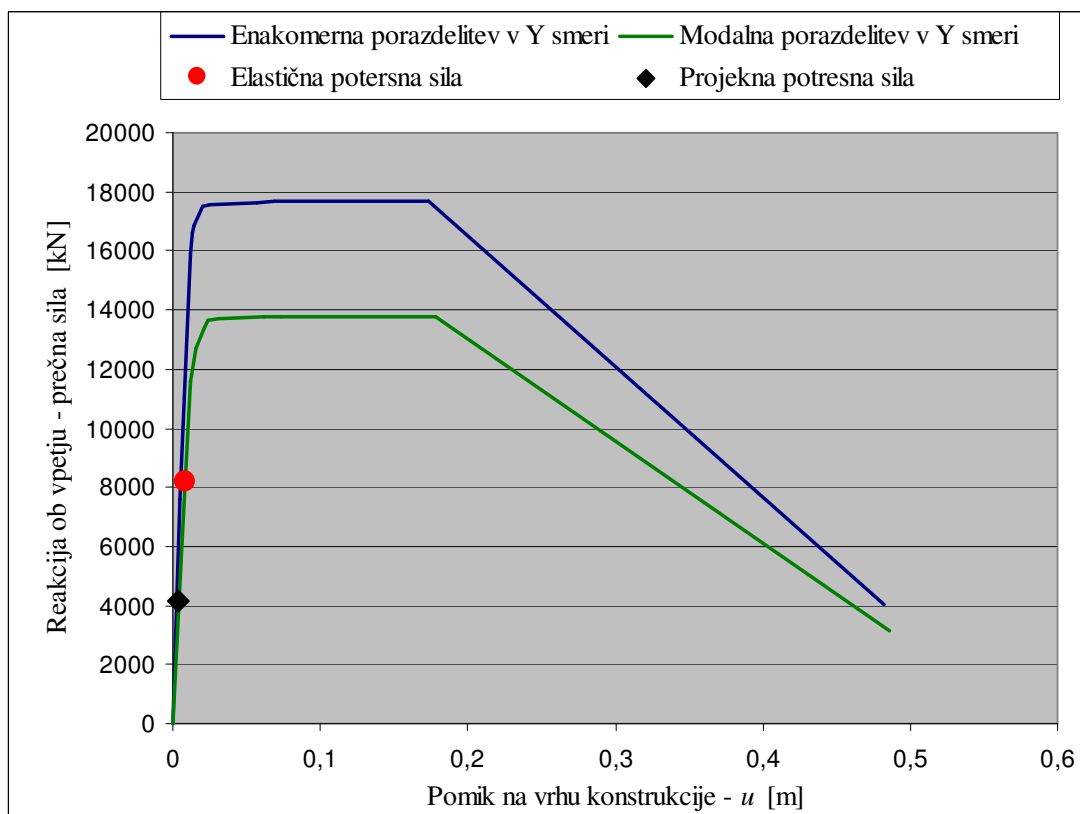
13.2.3 Deformacijske krivulje

Rezultate nelinearne analize prikažemo v obliki odnosa med celotno prečno silo v spodnji etaži konstrukcije V , ki je enaka vsoti vseh horizontalnih sil v posameznih etažah, in pomikom na vrhu konstrukcije D_i .

- Odnos med celotno prečno silo in pomikom na vrhu konstrukcije, za model z minimalno armaturo (MMA) določeno po standardu SIST EN 1998-1 in 1992-1 z Nacionalnim dodatkom, je prikazan z grafi na slikah 13.2 in 13.3.

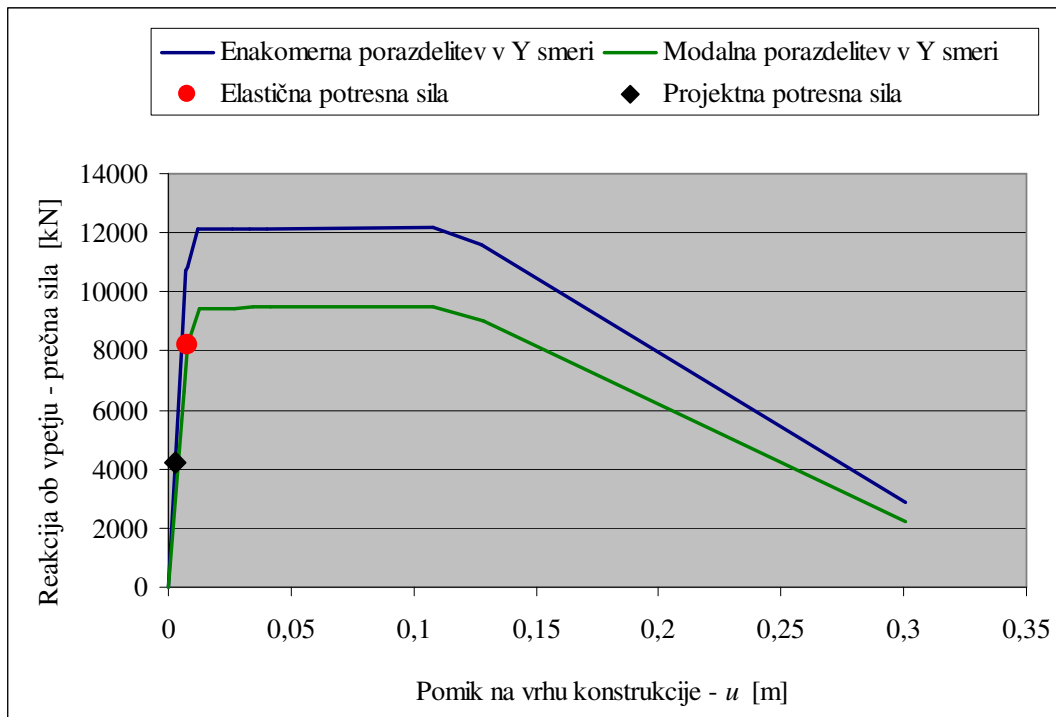


Slika 13.2: Nelinearna statična analiza konstrukcije v vzdolžni (X) smeri – model MMA

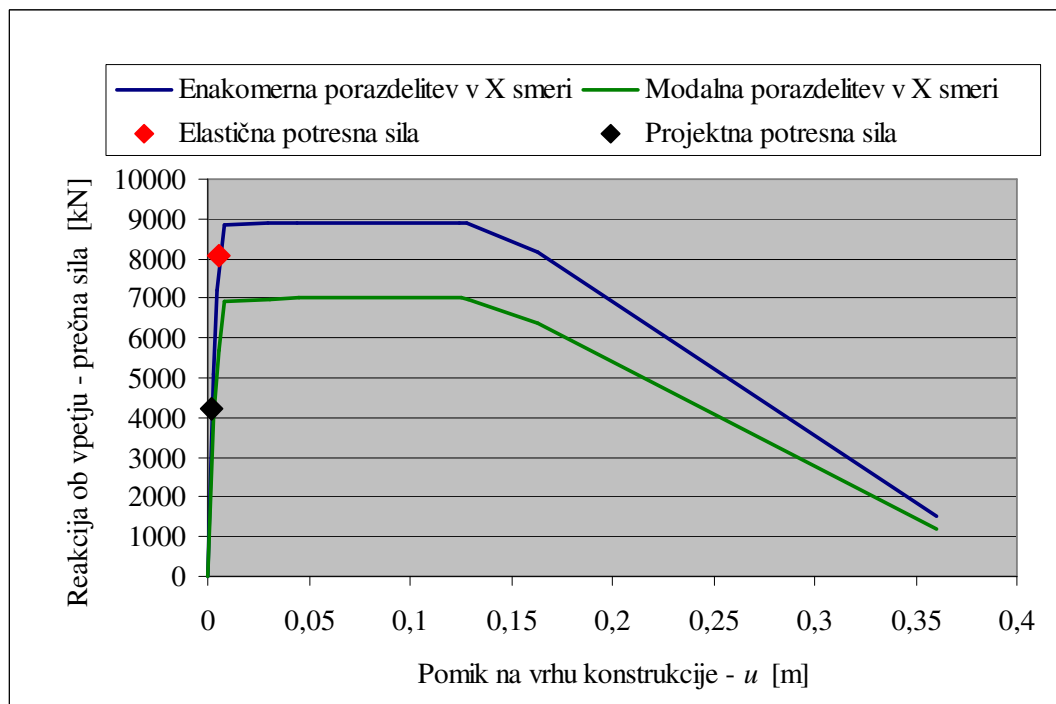


Slika 13.3: Nelinearna statična analiza konstrukcije v prečni (Y) smeri – model MMA

- Odnos med celotno prečno silo in pomikom na vrhu konstrukcije, za model z armaturo določeno s programom ETABS (MAE), je prikazan z grafi na slikah 13.4 in 13.5

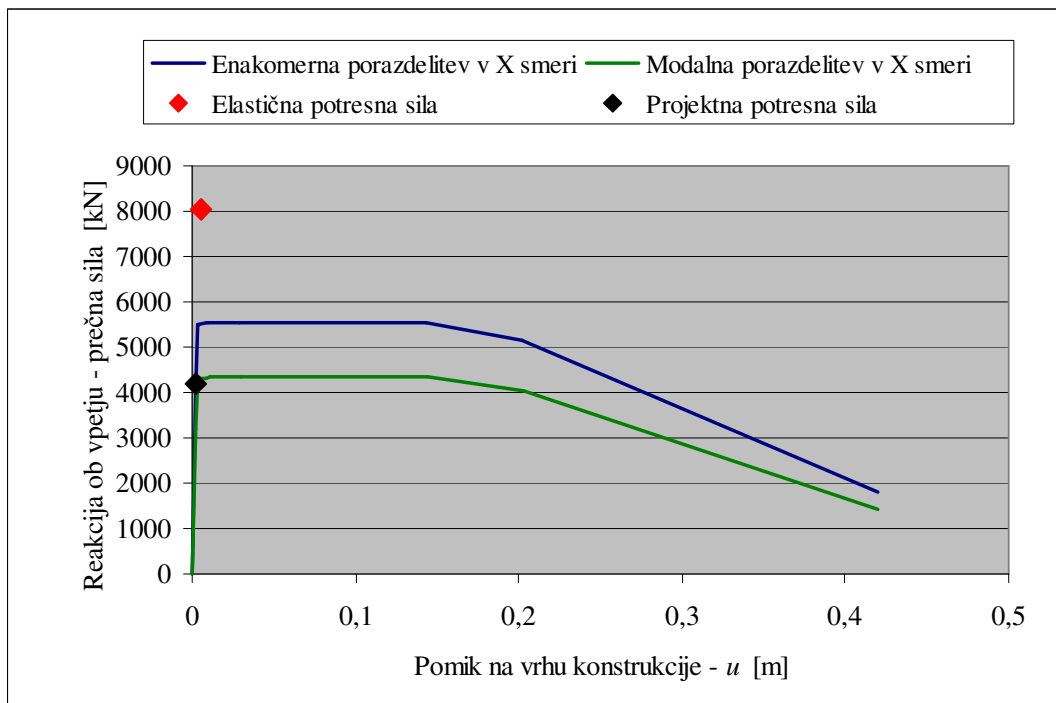


Slika 13.4: Nelinearna statična analiza konstrukcije v vzdolžni (X) smeri – model MAE

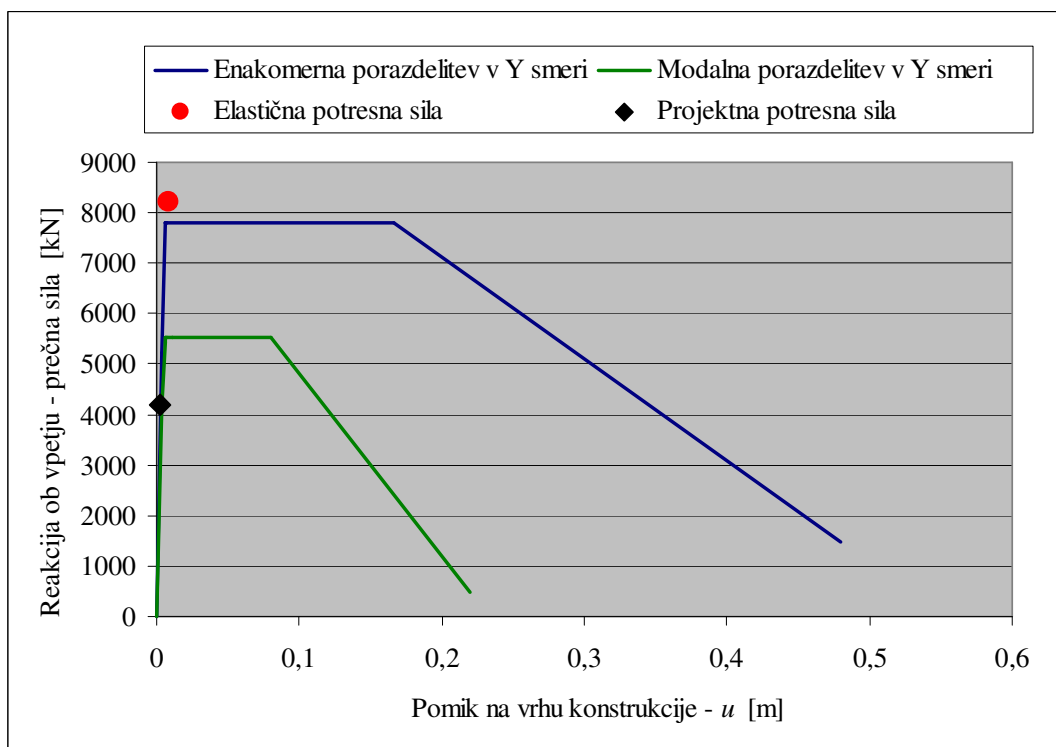


Slika 13.5: Nelinearna statična analiza konstrukcije v prečni (Y) smeri – model MEA

- Odnos med celotno prečno silo in pomikom na vrhu konstrukcije, za model z nosilnostjo enako obremenitvi (MRD), je prikazan z grafi na slikah 13.6 in 13.7



Slika 13.6: Nelinearna statična analiza konstrukcije v vzdolžni (X) smeri – model MRD



Slika 13.7: Nelinearna statična analiza konstrukcije v prečni (Y) smeri – model MRD

Iz primerjav vrednosti v zgornjih grafikonih (slike 13.2 do 13.7) opazimo, da je nosilnost modela z minimalno armaturo določeno po SIST EN 1998-1 približno 1.5 krat večja od nosilnosti modela, kjer smo armaturo elementov določili s programom ETABS in približno 2.7 krat večja od obremenitve, medtem ko ima model, ki je armiran z armaturo določeno s programom 1.6 krat večjo nosilnost ob obremenitve (model, kjer smo v definiciji plastičnega členka za mejni moment podali kar momentno obremenitev).

13.2.4 Pretvorba na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo in idealizacija odnosa med silo in pomikom

Transformacija MDOF sistema z več prostostnimi stopnjami na sistem z eno prostostno stopnjo SDOF. V enačbah upoštevamo, da je deformacijska oblika Φ normirana tako, da znaša pomik na vrhu $\Phi_n = 1$.

Preglednica 13.24: Normirana deformacijska oblika za smer X in Y ter masa po etažah

	Φ_x	Φ_y	Masa [t]
POZ 200	0,097	0,105	519
POZ 300	0,290	0,263	519
POZ 400	0,516	0,500	519
POZ 500	0,742	0,737	519
POZ 600	1	1	469

Maso ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo izračunamo z enačbo 13.6 in je :

$$m_x^* = 1322.1 \text{ t}$$

$$m_y^* = 1301.4 \text{ t}$$

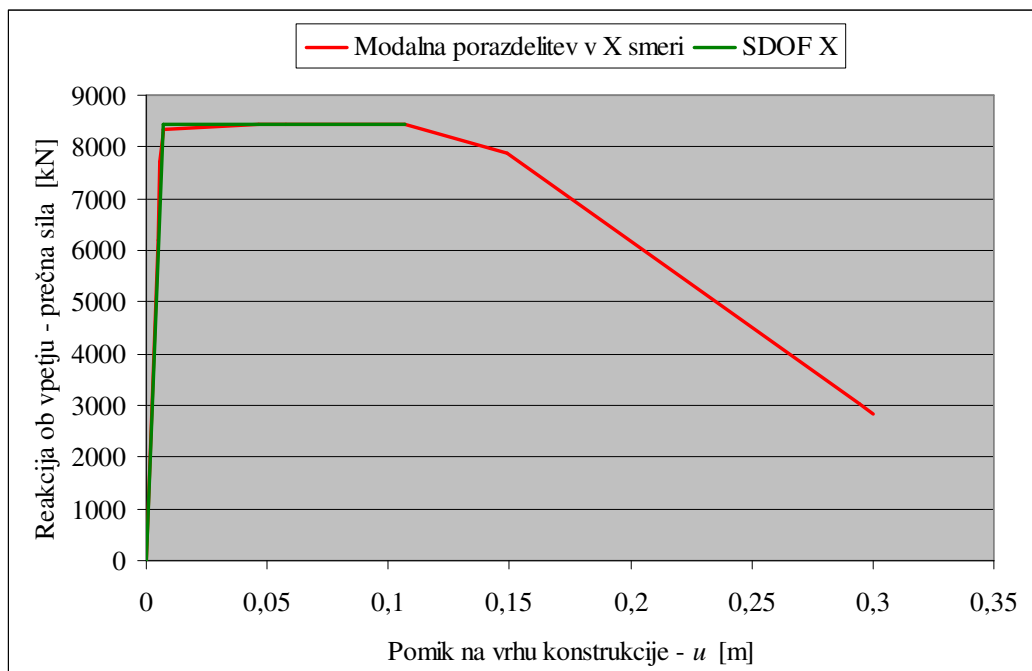
Transformacijska faktorja izračunamo z enačbo 13.15, in znašata :

$$\text{za smer } X : \quad \Gamma_x = 1.40 \quad \text{in}$$

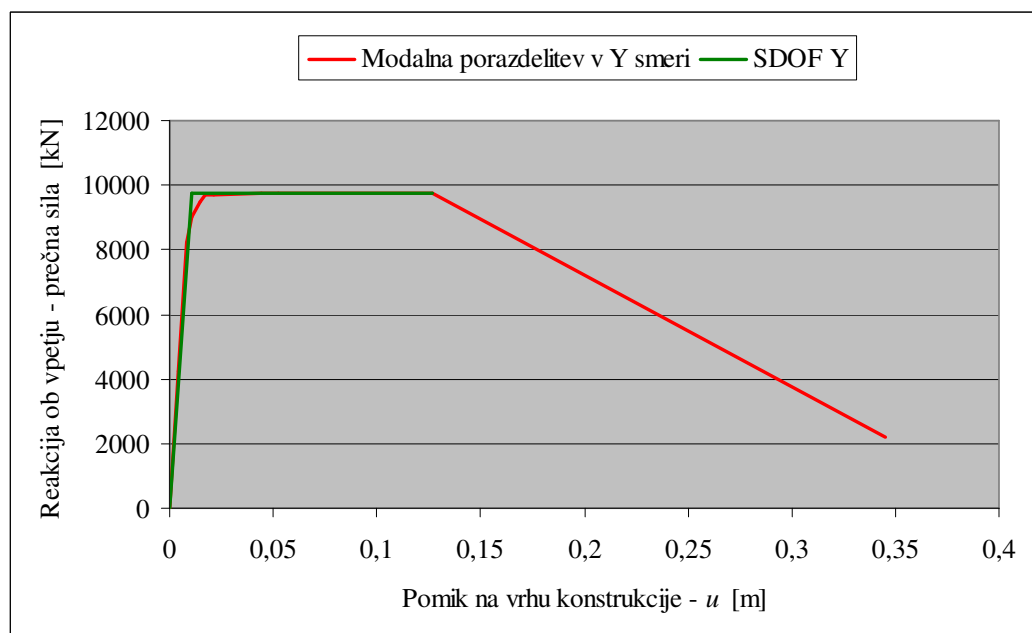
$$\text{za smer } Y : \quad \Gamma_y = 1.41.$$

Pri enakomerni porazdelitvi imata transformacijska faktorja vrednosti 1.0.

- Model z minimalno armaturo določeno po standardu SIST EN 1998-1 in 1992-1 z Nacionalnim dodatkom – model MMA



Slika 13.8: Pretvorba rezultatov nelinearne analize v idealiziran bilinearen diagram za primer modalne razporeditve obtežbe v vzdolžni (X) smeri – model MMA



Slika 13.9: Pretvorba rezultatov nelinearne analize v idealiziran bilinearen diagram za primer modalne razporeditve obtežbe v prečni (Y) smeri – model MMA

Vrednost sile in pomika ekvivalentnega SDOF sistema na meji tečenja izračunamo po enačbah 13.3 in 13.4.

Sila SDOF sistema na meji tečenja :	smer X :	$F_y^* = 8445 \text{ kN}$
	smer Y :	$F_y^* = 9766 \text{ kN}$
Pomik SDOF sistema za stanje blizu porušitve::	smer X :	$d_m^* = 0.107 \text{ m}$
	smer Y :	$d_m^* = 0.126 \text{ m}$

Odnos med silo in pomikom je potrebno idealizirati – pretvoriti v bilinearno obliko, kar storimo ob predpostavki, da sta ploščini pod originalnim in idealiziranim diagramom enaki.

Pomik na meji tečenja idealiziranega SDOF sistema določimo po enačbi 13.7.

Pomik idealiziranega SDOF sistema na meji tečenja :

smer X :	$d_y^* = 0.007 \text{ m}$
smer Y :	$d_y^* = 0.011 \text{ m}$

Dejanska deformacijska energija :

smer X :	$E_m^* = 876 \text{ kNm}$
smer Y :	$E_m^* = 1183 \text{ kNm}$

Nihajni čas idealiziranega sistema v elastičnem območju določimo z enačbo 13.8, in znaša :

Za smer X :	$T^* = 0.209 \text{ s}$
Za smer Y :	$T^* = 0.237 \text{ s}$

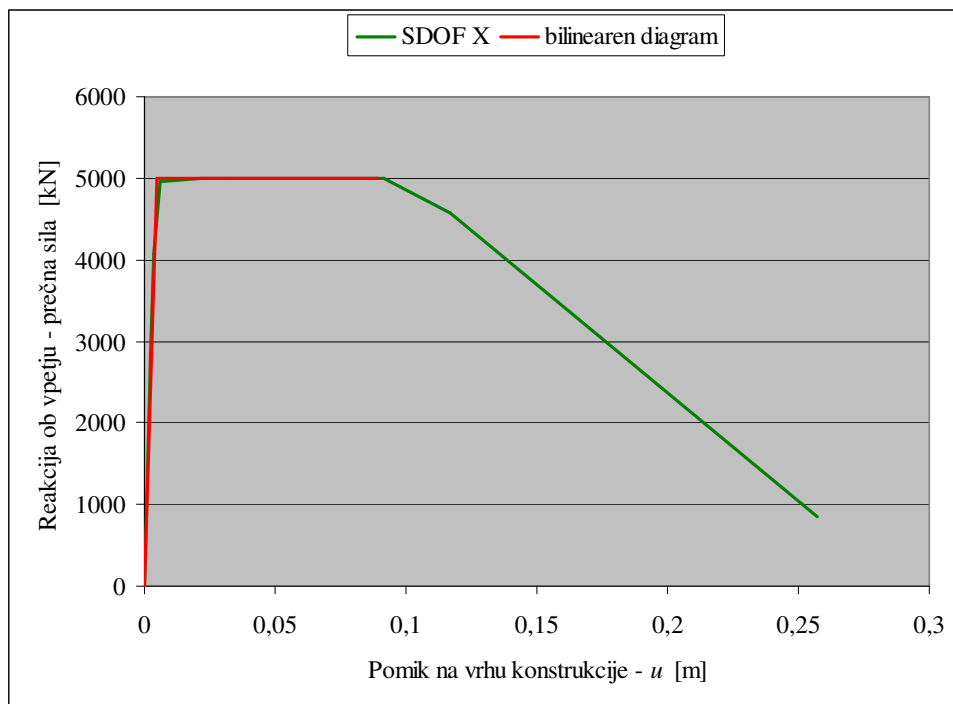
Vrednost pospeška na meji tečenja znaša po enačbi 13.9 :

Za smer X :	$S_a = 0.651 \cdot g$
Za smer Y :	$S_a = 0.795 \cdot g$

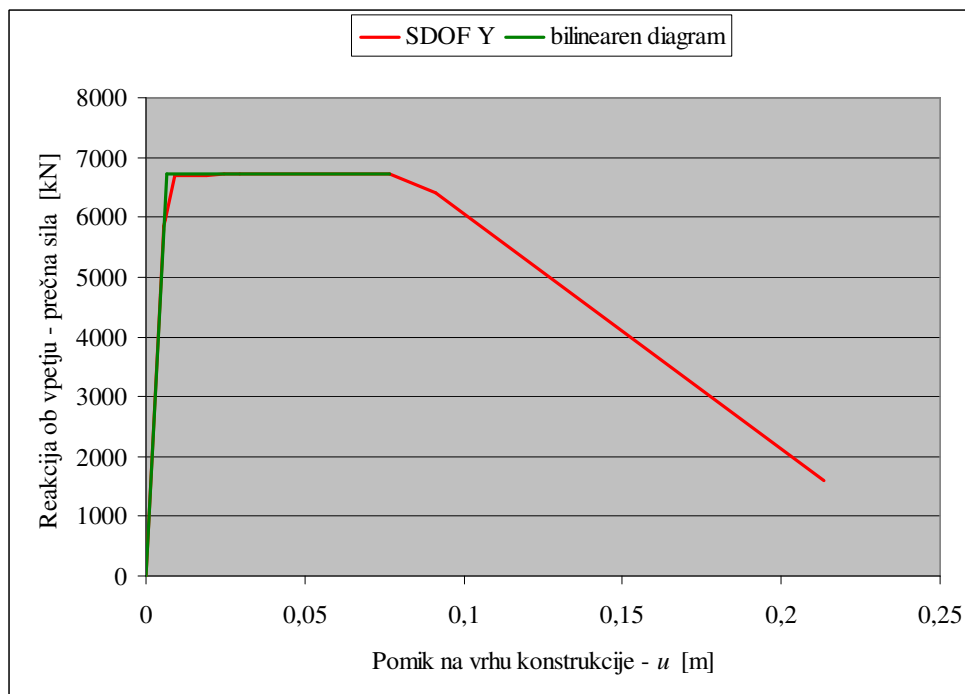
Iz elastičnega spektra odziva pri nihajnem času T^* odčitamo naslednje vrednosti $S_e(T^*)$:

Za smer X :	$S_e(T^*) = 0.45 \cdot g$
Za smer Y :	$S_e(T^*) = 0.45 \cdot g$

- Model z armaturo določeno s programom ETABS – model MAE



Slika 13.10: Pretvorba rezultatov nelinearne analize v idealiziran bilinearen diagram za primer modalne razporeditve obtežbe v vzdolžni (X) smeri – model MAE



Slika 13.11: Pretvorba rezultatov nelinearne analize v idealiziran bilinearen diagram za primer modalne razporeditve obtežbe v prečni (Y) smeri – model MAE

Vrednost sile in pomika ekvivalentnega SDOF sistema na meji tečenja izračunamo po enačbah 13.3 in 13.4.

Sila SDOF sistema na meji tečenja :	smer X :	$F_y^* = 5002 \text{ kN}$
	smer Y :	$F_y^* = 7206 \text{ kN}$
Pomik SDOF sistema za stanje blizu porušitve:	smer X :	$d_m^* = 0.089 \text{ m}$
	smer Y :	$d_m^* = 0.076 \text{ m}$

Pomik idealiziranega SDOF sistema na meji tečenja :

smer X :	$d_y^* = 0.0048 \text{ m}$
smer Y :	$d_y^* = 0.0067 \text{ m}$

Dejanska deformacijska energija :

smer X :	$E_m^* = 434 \text{ kNm}$
smer Y :	$E_m^* = 493 \text{ kNm}$

Nihajni čas idealiziranega sistema v elastičnem območju določimo z enačbo 13.8, in znaša :

Za smer X :	$T^* = 0.223 \text{ s}$
Za smer Y :	$T^* = 0.238 \text{ s}$

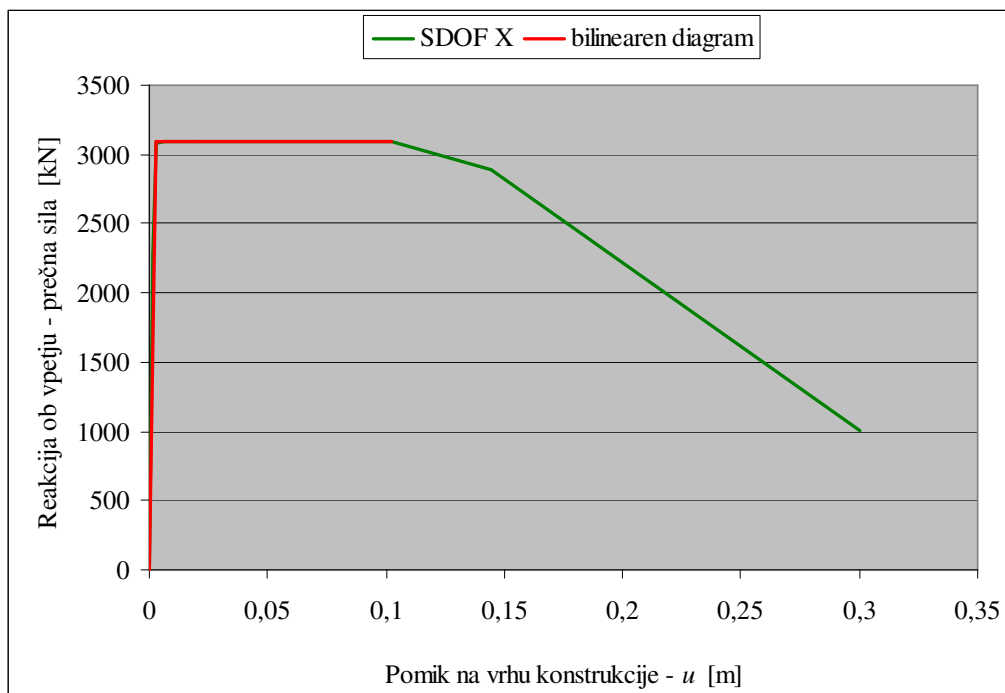
Vrednost pospeška na meji tečenja znaša po enačbi 13.9 :

Za smer X :	$S_a = 0.386 \cdot g$
Za smer Y :	$S_a = 0.527 \cdot g$

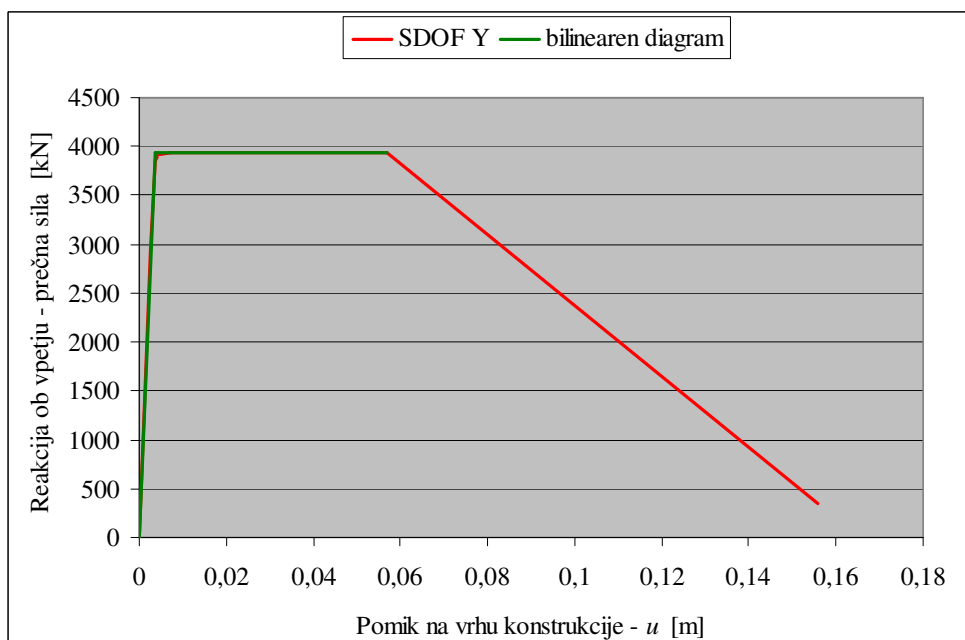
Iz elastičnega spektra odziva pri nihajnem času T^* odčitamo naslednje vrednosti $S_e(T^*)$:

Za smer X :	$S_e(T^*) = 0.45 \cdot g$
Za smer Y :	$S_e(T^*) = 0.45 \cdot g$

- Model, kjer je nosilnost elementov enaka obremenitvi – model MRD



Slika 13.12: Pretvorba rezultatov nelinearne analize v idealiziran bilinearen diagram za primer modalne razporeditve obtežbe v vzdolžni (X) smeri – model MRD



Slika 13.13: Pretvorba rezultatov nelinearne analize v idealiziran bilinearen diagram za primer modalne razporeditve obtežbe v prečni (Y) smeri – model MRD

Vrednost sile in pomika ekvivalentnega SDOF sistema na meji tečenja izračunamo po enačbah 13.3 in 13.4.

Sila SDOF sistema na meji tečenja :	smer X :	$F_y^* = 3095 \text{ kN}$
	smer Y :	$F_y^* = 3993 \text{ kN}$
Pomik SDOF sistema za stanje blizu porušitve:	smer X :	$d_m^* = 0.1026 \text{ m}$
	smer Y :	$d_m^* = 0.057 \text{ m}$

Pomik idealiziranega SDOF sistema na meji tečenja :

smer X :	$d_y^* = 0.0025 \text{ m}$
smer Y :	$d_y^* = 0.0037 \text{ m}$

Dejanska deformacijska energija :

smer X :	$E_m^* = 313 \text{ kNm}$
smer Y :	$E_m^* = 216 \text{ kNm}$

Nihajni čas idealiziranega sistema v elastičnem območju določimo z enačbo 13.8, in znaša :

Za smer X :	$T^* = 0.204 \text{ s}$
Za smer Y :	$T^* = 0.221 \text{ s}$

Vrednost pospeška na meji tečenja znaša po enačbi 13.9 :

Za smer X :	$S_a = 0.238 \cdot g$
Za smer Y :	$S_a = 0.308 \cdot g$

Iz elastičnega spektra odziva pri nihajnem času T^* odčitamo naslednje vrednosti $S_e(T^*)$:

Za smer X :	$S_e(T^*) = 0.45 \cdot g$
Za smer Y :	$S_e(T^*) = 0.45 \cdot g$

13.2.5 Določitev ciljnega pomika

Kot je opisano v podrazdelku 13.1.5, najprej preverimo kakšno je območje nihajnih časov. Obravnavan konstrukcija niha v območju kratkih nihajnih časov, odziv pa je elastičen ali neelastičen, kar preverimo po enačbah 13.11 in 13.12 :

- Model z minimalno armaturo določeno po standardu SIST EN 1998-1 in 1992-1 z Nacionalnim dodatkom

$$\text{Smer } X : \quad \frac{F_y^*}{m^*} = 0.651 > S_e(T^*) = 0.45 \rightarrow \text{obnašanje je elastično} \rightarrow d_t^* = 0.49 \text{ cm}$$

$$\text{Smer } Y : \quad \frac{F_y^*}{m^*} = 0.765 > S_e(T^*) = 0.45 \rightarrow \text{obnašanje je elastično} \rightarrow d_t^* = 0.62 \text{ cm}$$

- Model z armaturo določeno s programom ETABS

$$\text{Smer } X : \quad \frac{F_y^*}{m^*} = 0.386 < S_e(T^*) = 0.45 \rightarrow \text{odziv je neelastičen} \rightarrow d_t^* = 0.55 \text{ cm}$$

$$\text{Smer } Y : \quad \frac{F_y^*}{m^*} = 0.527 > S_e(T^*) = 0.45 \rightarrow \text{obnašanje je elastično} \rightarrow d_t^* = 0.58 \text{ cm}$$

Po enačbi 13.13 določimo razmerje razmerje med pospeškom konstrukcije z neomejenim elastičnim obnašanjem in konstrukcije z omejeno nosilnostjo, ki znaša za X smer $q_{ux} = 1.2$.

- Model, kjer je nosilnost elementov enaka obremenitvi

$$\text{Smer } X : \quad \frac{F_y^*}{m^*} = 0.238 < S_e(T^*) = 0.45 \rightarrow \text{odziv je neelastičen} \rightarrow d_t^* = 0.78 \text{ cm}$$

$$\text{Smer } Y : \quad \frac{F_y^*}{m^*} = 0.308 < S_e(T^*) = 0.45 \rightarrow \text{odziv je neelastičen} \rightarrow d_t^* = 0.76 \text{ cm}$$

Po enačbi 13.13 dobimo naslednje vrednosti :

$$q_{ux} = 1.9$$

$$q_{uy} = 1.5$$

Ciljne pomike modela z več prostostnimi stopnjami dobimo tako, da dobljene ciljne pomike pomnožimo s faktorjem transformacije Γ . Ciljni pomiki konstrukcije znašajo :

- Model z minimalno armaturo določeno po standardu SIST EN 1998-1 in 1992-1 z Nacionalnim dodatkom – model MMA

Smer X : $d_t^* = 0.68 \text{ cm}$

Smer Y : $d_t^* = 0.88 \text{ cm}$

- Model z armaturo določeno s programom ETABS – model MAE

Smer X : $d_t^* = 0.78 \text{ cm}$

Smer Y : $d_t^* = 0.83 \text{ cm}$

- Model, kjer je nosilnost elementov enaka obremenitvi – model MRD

Smer X : $d_t^* = 1.10 \text{ cm}$

Smer Y : $d_t^* = 1.07 \text{ cm}$

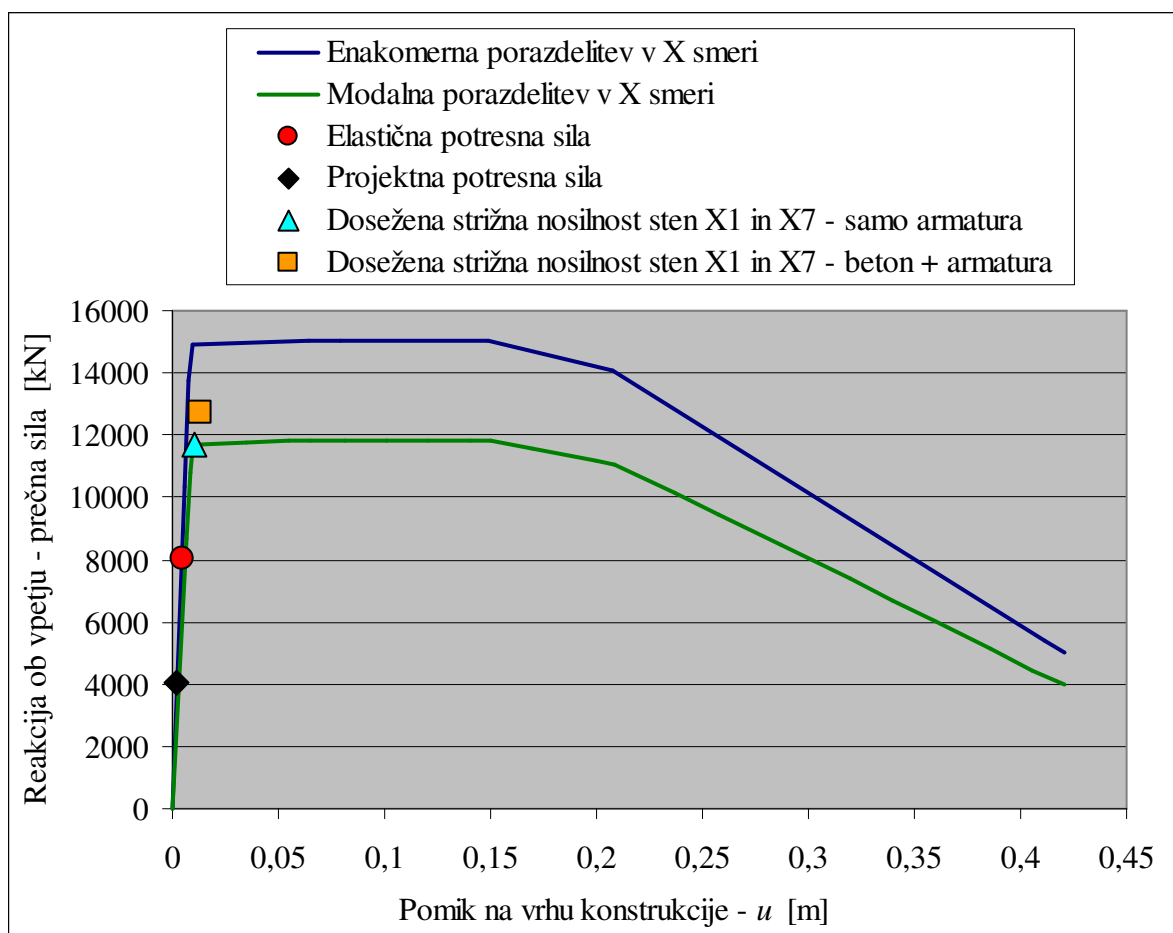
13.2.6 Kontrola strižne nosilnosti konstrukcije

Da preverimo dejansko nosilnost konstrukcije, ki jo določimo z nelinearno statično analizo, moramo preveriti, če je strižna obremenitev sten kadarkoli večja od strižne nosilnosti sten. Kontrolo strižne nosilnosti napravimo za najbolj obremenjene stene, torej za steni X1 in X7. Strižne nosilnosti elementov so podane v podrazdelku 11.3 v preglednicah 11.2 in 11.3. Po določenih standarda strižne obremenitve prevzemamo samo s strižno armaturo, torej je strižna nosilnost armiranobetonskega elementa enaka strižni nosilnosti, ki jo prispeva samo armatura. Nosilnost obravnavane stene v smeri 2 znaša 1958 kN, v smeri 3 pa 1328 kN. Pri modalni analizi strižna nosilnost elementov ni bila presežena, pri nelinearni analizi pa obremenitev postopoma povečujemo in ko dosežemo obremenitev, ki je enaka nosilnosti elementa,

odčitamo vrednost pomika pri tej obremenitvi. Strižno nosilnost smo preverili za obremenitve z modalno porazdelitvijo, saj v tem primeru model konstrukcije izkazuje manjšo nosilnost.

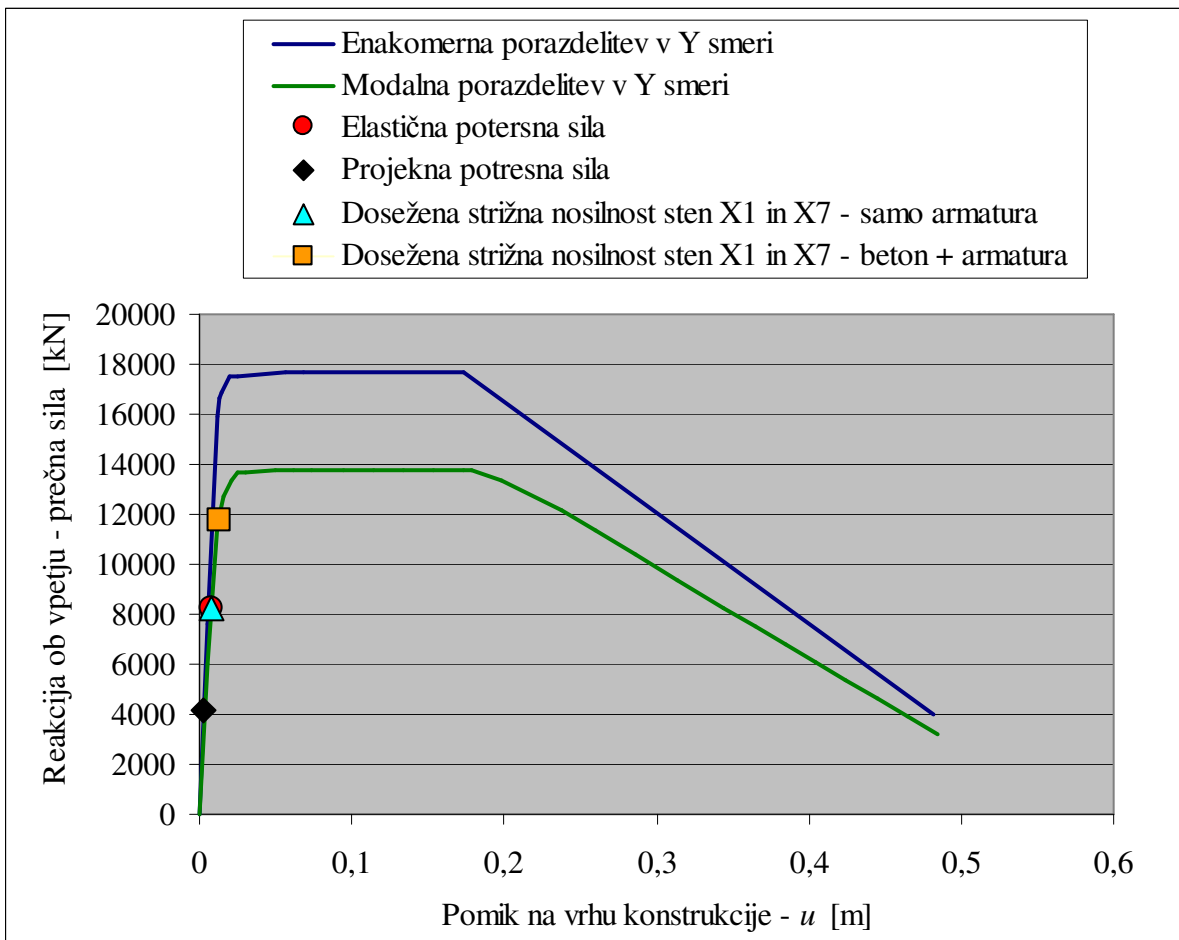
Prikazali smo tudi vpliv strižne nosilnosti betona, ki jo po določenih standarda zanemarimo.

Za ta namen še enkrat prikažemo odnos med celotno prečno silo in pomikom na vrhu konstrukcije za model MMA:



Slika 13.14: Nelinearna statična analiza konstrukcije v vzdolžni (X) smeri s strižno nosilnostjo

Strižna nosilnost sten X1 in X7 je dosežena pri pomiku 0,99 cm. Temu pomiku ustreza nosilnost konstrukcije 11682 kN. Razvidno je, da beton malenkostno doprinese k strižni nosilnosti elementa, v tem primeru pa strižna nosilnost elementa ni dosežena. Merodajna za določitev nosilnosti pa je obremenitev konstrukcije v Y smeri.



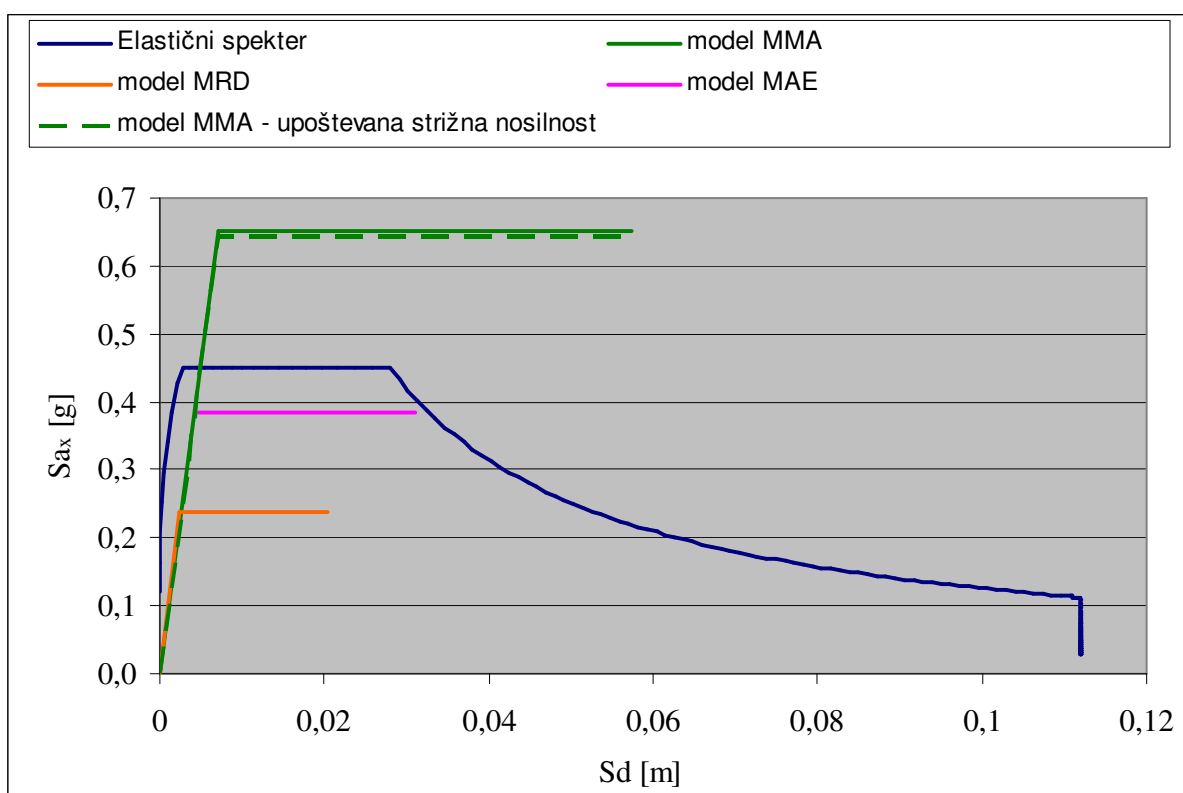
Slika 13.15: Nelinearna statična analiza konstrukcije v prečni (Y) smeri s strižno nosilnostjo

Rezultat nelinearne analize so tudi obremenitve elementov pri naraščajočih pomikih. Strižna nosilnost sten X1 in X7 je dosežena pri pomiku 0.81 cm. Temu pomiku ustreza nosilnost konstrukcije 8256 kN. V primeru upoštevanja strižne nosilnosti betona pa bi bila nosilnost konstrukcije 11793 kN dosežena pri pomiku 1.12 cm. Tako je realna nosilnost konstrukcije nekoliko večja od nosilnosti, ki smo jo določili z upoštevanjem samo strižne armature.

Iz slik 13.14 in 13.15 lahko opazimo, da je nosilnost precej manjša kot v primerih, kjer strižne nosilnosti nismo preverjali (glej tudi podrazdelek 13.2.7). Nosilnost konstrukcije (točki Δ in \square na diagramu) je še vedno približno dvakrat večja od obremenitve (\diamond - projektna potresna sila). Zaključimo, da je realna nosilnost konstrukcije armirane z minimalno armaturo, določeno po SISIT EN 1998-1, večja od 8757 kN in manjša od 11793 kN.

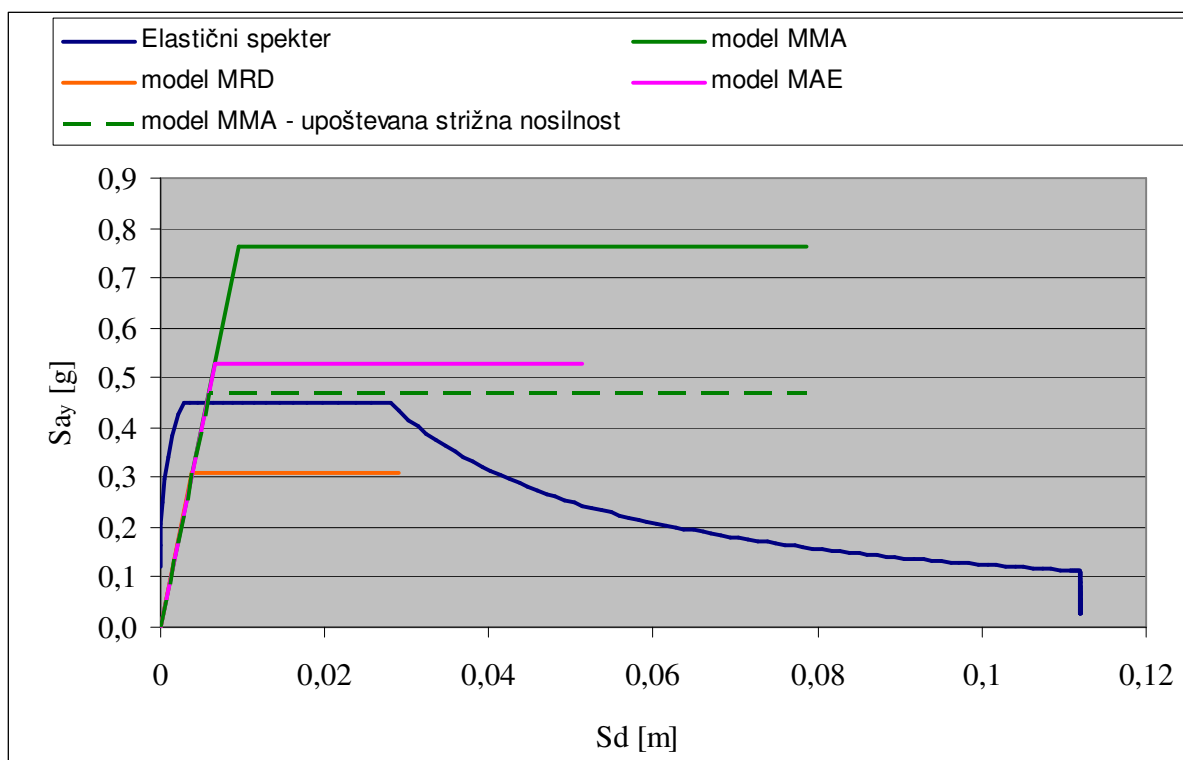
13.2.7 Diagram kapacitete

Idealiziran odnos med silo in pomikom primerjamo še z zahtevami potresa, ki so definirane v diagramu pospešek-pomik. Na abscisi so prikazani pomiki [m], ordinatna os pa označuje pospeške [m/s^2]. Takšen diagram imenujemo diagram kapacitete. Iz diagramov je razvidna dodatna nosilnost konstrukcije, jasno pa lahko razberemo razlike med modeli.



Slika 13.15: Diagram kapacitete konstrukcije v vzdolžni smeri

Črtkana črta v diagramu označuje kapaciteto konstrukcije (model MMA) z upoštevanjem strižne nosilnosti strižne armature. Ta bistveno vpliva na nosilnost konstrukcije v Y smeri.



Slika 13.16: Diagram kapacitete konstrukcije v prečni smeri

Iz diagrama opazimo, da konstrukcija (model MMA) ob upoštevanju izkoriščenosti strižne nosilnosti še vedno prenese potresno obremenitev, je pa nosilnost (kapaciteta) manjša. Dejanska kapaciteta konstrukcije je neka vmesna vrednost med kapacitetama, ki jo določimo z in brez upoštevanja strižne nosilnosti sten, saj smo strižno nosilnost sten določili samo iz prispevka strižne armature, kar je precej konzervativno, poleg tega pa nismo upoštevali prerazporeditve strižne obremenitve po konstrukciji, saj smo predpostavili, da je kapaciteta dosežena, ko je prekoračena kar strižna nosilnost stene X1 oziroma X7.

13.2.8 Komentar

Rezultat nelinearne analize je ciljni pomik ali vrednost pospeška tal, ki ga konstrukcija prenese ter poškodovanost elementov konstrukcije ob prevzemanju potresne obremenitve.

Vrednosti ciljnih pomikov označujejo pomike konstrukcije ob izbrani (projektnej) potresni obremenitvi. Iz predhodnih rezultatov lahko razberemo, da bo npr. model MMA prenesel potresno obremenitev v linearnem območju, pri tem pa bo pričakovan pomik 0.63 cm.

Pri modelu MRD, kjer je nosilnost enaka obremenitvi, se izkaže, da smo nosilnost elementov pravilno modeliral, saj model prenese projektni pospešek $0.238 \cdot g$. Vrednost projektnega pospeška, s katerim smo definirali potresno obremenitev, znaša na platuju $0.225 \cdot g$. V prečni smeri izkazuje nekoliko večjo odpornost, saj prenese projektni pospešek $0.308 \cdot g$. Odstopanja se pojavijo zaradi zaokroževanja pri definiranju materialne nelinearnosti in ker gre za približno metodo.

V modelu imenovanem MRD, smo predpostavili, da je nosilnost konstrukcijskih elementov kar enaka projektni obremenitvi. Tako lahko že iz primerjave med rezultati modelov razberemo kakšna je dodatna nosilnost obravnavane konstrukcije.

Iz primerjav rezultatov analize, kjer nismo upoštevali strižne nosilnosti elementov (diagrami na slikah 13.2 do 13.7), opazimo, da je nosilnost modela MMA približno 1.5 krat večja od nosilnosti modela MAE in približno 2.7 krat večja od obremenitve (model MRD), medtem ko ima model MAE 1.6 krat večjo nosilnost ob obremenitve (model MRD). Približno takšna pa so tudi razmerja, če primerjamo vrednosti pospeška na meji tečenja.

Če v analizi upoštevamo tudi strižne nosilnosti, je nosilnost modela s konstruirano minimalno armaturo po SIST EN 1998-1 in 1992-1, manjša, vendar se kljub med potresnim delovanjem dobro obnaša, pričakovan potres prenese praktično brez poškodb. Konstrukcija je med obremenitvijo ves čas v linearnem območju. Vzrok za takšno togost je predvsem velik procent armiranobetonskih sten v obeh smereh. Tako projektirana konstrukcija lahko prenese projektni pospešek $0.61 \cdot g$ v X smeri in $0.47 \cdot g$ v Y smeri. Iz zveze med elastičnim pospeškom konstrukcije in pospeškom tal (spekter pospeškov) lahko izračunamo največji pospešek tal, ki ga konstrukcija še prenese. Obravnavana konstrukcija prenese v X smeri pospešek tal $0.43 \cdot g$ in $0.31 \cdot g$ v Y smeri. Takšnega potresa v Sloveniji ne pričakujemo za projektno potresno obtežbo.

Tudi v primeru, če bi konstrukcijske elemente armirali z armaturo po SIST EN 1992-1, brez upoštevanja Nacionalnega dodatka, bi konstrukcija prenesla bistveno večji potres od pričakovanega. Tako konstruirana konstrukcija bi prenesla v X smeri pospešek tal $0.26 \cdot g$ in $0.35 \cdot g$ v Y smeri.

Iz grafov je razvidno, da je tako zasnovana konstrukcija sposobna še bistveno večjih deformacij, saj so pravilno armirani in izvedeni stenasti sistemi sposobni sipanja energije. Najprej se plastificirajo najbolj obremenjeni elementi, ki se nahajajo nad togo kletjo, ob vpetju.

Nelinearna metoda je zelo uporabna za kontrolo obnašanja konstrukcij, saj omogoča pridobitev podatkov, ki so pomembni za oceno obnašanja konstrukcij (dejanska nosilnost konstrukcije, plastični mehanizem, celotne in plastične deformacije na globalnem in lokalnem nivoju, itd.). V metodi je uporabljen enostaven odnos med neelastičnimi in elastičnimi pomiki, ki je primeren za običajne konstrukcije.

14 ZAKLJUČKI

V diplomski nalogi smo obravnavali šest-etažno armiranobetonsko konstrukcijo, sestavljeno pretežno iz konzolnih sten, ki so vpete v togo kletno etažo.

Nosilne konstrukcijske elemente smo dimenzionirali v skladu z veljavnimi standardi v Sloveniji, torej Eurokodi, in sicer SIST EN 1990:2004 (Osnove projektiranja konstrukcij), SIST EN 1991-1 (Vpliv na konstrukcije), SIST EN 1992-1 (Projektiranje betonskih konstrukcij) in SIST EN 1998-1 (Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij). Stene in stebre smo projektirali za srednjo stopnjo duktilnosti.

Konstrukcijo smo modelirali v programu ETABS, pri tem pa smo uporabili različne modele. Predpostavili smo, da je klet toga in obravnavali samo konstrukcijski sistem nad kletno etažo. S pregledom nihajnih oblik smo ugotovili, da je predpostavka pravilna.

Pri potresni analizi smo upoštevali razpokanost armiranobetonski elementov. Stropne konstrukcije smo modelirali kot »toge« plosče, ob predpostavki, da je stropna konstrukcija dovolj toga v svoji ravnini. Mase etaž smo podali točkovno v masnih središčih etaž. Vse

ostale vplive razen stalne, koristne in potresnega vpliva, smo zanemarili, saj s potresno obremenitvijo dobimo največje obremenitve, ki jih v konstrukciji lahko pričakujemo.

Pri nelinearni analizi so uporabili tudi sistem z eno prostostno stopnjo, model z več prostostnimi stopnjami smo transformirali s pomočjo faktorja transformacije Γ v ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo.

Stavba je zasnovana kot zelo toga, deleži sten v obeh smereh so veliki, in sicer znaša v kleti delež sten v smeri X kar 5.38 %, v smeri Y pa 5.56 % (klet je toga), v pritličju in v nadstropjih pa v smeri X 4.30 % ter v smeri Y 2.73 %.

Ugotovili smo, da je minimalna armatura, ki smo jo določili po SIST EN 1998-1 v kombinaciji z SIST EN 1992-1, zadostna. Z nelinearno analizo smo dokazali, da tako armirana konstrukcija prenese tudi potrese z večjim pospeškom tal, kot so predpisani v Sloveniji. Prikazali smo vpliv strižne nosilnosti elementov. Poleg upogibne nosilnosti moramo pri konstruiranju armature pozornost posvetiti tudi stremenski armaturi, saj bodo le tako konstrukcijski elementi lahko sipali potresno energijo. Armaturo smo tudi dimenzionirali s pomočjo program ETABS, ki zaenkrat še nima vgrajenega algoritma za dimenzioniranje po EC8, izkaže pa se, da zelo dobro preverja in dimenzionira konstrukcijske elemente po EC2 in v celoti upošteva določila standarda. Prav tako je armatura, ki smo jo osvojili s programom, zadostna. Tudi tako armirana konstrukcija prenese predvideno potresno obremenitev brez težav. Obravnavana konstrukcija ima zelo veliko nosilnost že zaradi deleža sten glede na tlorisno površino.

Program ETABS se izkaže kot zelo uporaben, tako v smislu modeliranja konstrukcije, ki jo lahko modeliramo z linijskimi ali ploskovnimi elementi, kot tudi možnosti analiz, ki nam jih omogoča. Pri podajanju linijskih elementov omogoča predhodno podajanje armature v elementih, katero lahko v nadaljnji analizi glede na obravnavane obtežne kombinacije program preveri ali ustreza zahtevam standarda ali pa le to avtomatsko dimenzionira.

Kot zaključek lahko navedemo, da lahko konstrukcije obravnavanega tipa, torej šest-etažne konstrukcije z velikim deležem sten glede na tlorisno površino, brez težav prenesejo potresno

obremenitev tudi z minimalno armaturo, če je le ta dimenzionirana po standardu SIST EN 1998-1. Ob tem pa je priporočljivo narediti tudi nelinearno analizo, saj s tem dobimo več informacij kaj se s konstrukcijo ob potresnem delovanju dogaja, kljub temu da pri tem uporabimo celo vrsto poenostavitev. Naša konstrukcija bi potresno obremenitev prenesla tudi v primeru, če bi vse elemente, razen sten X1 in X7 (0.36% prereza stene), armirali z minimalno armaturo določeno po standardu SIST EN 1992-1, brez upoštevanja našega Nacionalnega dodatka, ki je strožji glede omejitve minimalne vertikalne armature (zahteva 0.3% prereza stene, medtem ko EC2 na splošno zahteva vsaj 0.2%).

VIRI

Fajfar P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FAGG: 550 str.

Dolšek M., Rozman M., Fajfar P. 2007. Elastična analiza tri-etažne armiranobetonske stavbe (SPEAR) po Evrokodu 8, Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 25 str.

Dolšek M. 2004. Opis in primer nelinearne statične analize s programom SAP ali ETABS, Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 20 str.

Fajfar, P. 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. Gradb. vestn. 51,11:302-314.

Fajfar P. Projektiranje potresno odpornih konstrukcij, Evrokod 8 – Splošno in analiza, Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 98 str.

Fischinger M. 1999. Projektiranje potresno odpornih armiranobetonskih konstrukcij, Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 85 str.

Fischinger M., Projektiranje potresno odpornih konstrukcij armiranobetonskih stavb, komentar k Poglavju 5 v SIST EN 1998-1 (Posebna pravila za betonske stavbe): 74 str.

Ilc, A. 2008. Analiza armiranobetonske stavbe po EC8, Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 34 str.

Štular D., 2007. Projektiranje stolpa za kontrolo zračnega prometa na Brniku. Diplomski naloga. Ljubljana. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 96 str.

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

STANDARDI :

EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. April 2004.

Nacionalni dodatek k SIST EN 1992.

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

SIST EN 1991-2-3:1998. Evrokod 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije. Del 2-3: Vplivi na konstrukcije – Obtežbe snega.

SIST EN 1991-2-4:1998. Evrokod 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije. Del 2-4: Vplivi na konstrukcije – Vplivi vetra.

SIST EN 1998-1:2004. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe. Osnutek. Marec 2005.

Nacionalni dodatek k SIST EN 1998.