

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 študij gradbeništva,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Tomaž Prkič

POTRESNA ANALIZA POSLOVNE STOLPNICE EMONIKA

Diplomska naloga št.: 3142

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Ljubljana, 2010

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **TOMAŽ PRKIČ** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
»POTRESNA ANALIZA POSLOVNE STOLPNICE EMONIKA«.

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

Ljubljana, 01.12.2010

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.042.7(043.2)

Avtor: Tomaž Prkič

Mentor: izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Naslov: Potresna analiza poslovne stolpnice Emonika

Obseg in oprema: 113 str., 74 pregl., 8 graf., 28 sl., 36 en.

Ključne besede: potresna analiza, sistemi, nepovezane stene, ploskovni modeli, linijski modeli

Izvleček

Diplomsko delo obravnava potresno analizo armiranobetonske stolpnice Emonika po evropskih standardih. V prvem delu so predstavljeni standardi EC1-1-1, EC1-1-3, EC1-1-4 in EC8-1, ki so bili uporabljeni za definiranje vplivov na konstrukcijo in za analizo. Sledi opis konstrukcije, določitev nekaterih značilnosti konstrukcijskega sistema, kot so vrsta konstrukcijskega sistema, pravilnost po tlorisu in višini ter faktor obnašanja. V ostalih poglavjih je prikazana določitev vplivov na konstrukcijo, opis modeliranja in analiza rezultatov. Analiza odziva konstrukcije na obravnavane vplive je bila opravljena na modelu iz lupinastih in na modelu iz linijskih elementov. Iz rezultatov analize je ugotovljena smiselnost uporabe poenostavljenega linijskega modela nasproti zahtevnejšemu ploskovnemu modelu. Prikazan je tudi vpliv upoštevanja podajnosti temeljev in vpliv upoštevanja stebrov na potresni odziv konstrukcije. Za ta namen so bili generirani trije modeli iz linijskih in lupinastih elementov. Za primerjavo so bili izdelani tudi trije linijski modeli. Pri analizi rezultatov je bilo pri obeh vrstah modelov ugotovljeno, da ima upoštevanje podajnosti temeljev velik vpliv na zmanjšanje potresnih sil in povečanje pomikov. Sprememba torzijske togosti pri linijskih modelih vpliva le na večjo torzijsko obremenitev. Povečajo se zasuki in torzijski moment ne pa tudi potresne sile, podobno kot pri upoštevanju slučajne ekscentričnosti. Faktor obnašanja ima manjši vpliv na zmanjšanje potresnih sil kot sicer, saj so nihajni časi prvih dveh nihajnih oblik pri projektnem spektru v območju, kjer so spektralni pospeški večji v primerjavi z elastičnim spektrom oz. zaradi pogoja $S_d \geq 0,2 a_g$ niso zmanjšani za polno vrednost q . Rezultate modalne analize smo primerjali z rezultati dinamične analize. Ugotovljeno je bilo, da se pomiki dobro ujemajo, ne pa tudi sile.

BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.042.7(043.2)

Author: Tomaž Prkič

Mentor : Associate Professor, Ph.D. Matjaž Dolšek, b.s.C.E

Title: Seismic Analysis of Emonika Building

Notes: 113 p., 74 tab., 8 diag., 28 fig., 36 eq.

Key words: seismic analysis, business tower, model with line type elements, model with shell type elements

Abstract

The graduation thesis focuses on the seismic analysis of the Emonika building with reinforced concrete structure according to the European Standards Eurocode. In the first part the standards EC1-1-1, EC1-1-3, EC1-1-4 and EC8-1, which were used to define loads that were later on used in the analysis of the building, are described. In the third chapter the investigated building is described with emphasis on the structural features, such as the type of structural system, in plan and in elevation regularity and the behaviour factor. In the following chapters the determination of loads, the description of computer modeling and the analysis of the results are presented. The response of the structure was analysed using the models made of shell and beam/column elements or only of beam/column elements. Note that in the first case shell elements were used to model the RC core of the structure, while in the second case it was made of beam/column type elements. From the analysis of the results the applicability of the simplified model made of beam/column type elements in comparison to the more sophisticated model made of shell type elements, has been studied. In addition, the impact of the flexibility of foundation and the impact of columns on the seismic response of the structure is also shown. For this purpose, we have generated three variants of each type of two models. In the analysis of the results of both models it has been concluded that taking the flexibility of the foundation into consideration has a great influence on decreasing of seismic forces and increasing displacements of the structure. We have also concluded that the change of the torsional rigidity only affects the torsional forces. The rotations and the torsional moments increase, but the seismic forces are not affected by it just as applying the accidental eccentricity. The behavior factor has a reduced influence on the reduction of the seismic forces as in the case of ordinary structures, since the periods of the first two mode shapes have

corresponds to the condition $S_d \geq 0,2 a_g$. The results of the modal analysis with the results of the dynamic analysis were also compared. Practically no difference were observed between the results of two analysis type if presented in terms of displacements, while quite some difference were observed for storey shear forces.

ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge ter za stalno pripravljenost pomagati pri nastajanju le-te, se iskreno zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku. Zahvala gre tudi podjetju Elea iC d.o.o., ki je odstopilo načrte ter druge potrebne podatke za uporabo v diplomski nalogi.

Za konec bi se še zahvalil svojemu dekletu Sandi, svojim staršem in sestri Katji za vso izkazano podporo med študijem ter pisanjem diplomske naloge.

KAZALO VSEBINE

1 UVOD	1
2 POVZETEK STANDARDOV	3
2.1 Vplivi na konstrukcijo	3
2.1.1 Lastna teža	3
2.1.2 Koristna obtežba.....	4
2.1.3 Obtežba snega	6
2.1.4 Obtežba vetra.....	7
2.1.5 Potresna obtežba.....	12
3 SPLOŠNO O OBJEKTU IN ZNAČILNOSTIH KONSTRUKCIJSKEGA SISTEMA	32
3.1 Arhitektura in opis konstrukcije	32
3.1.1 Karakteristike uporabljenih materialov	35
3.2 Značilnosti konstrukcijskega sistema	37
3.2.1 Tlorisna pravilnost	37
3.2.1.1 Ekscentričnost tlorisa $e_{o,i}$	41
3.2.1.2 Torzijski polmer r_i	41
3.2.1.3 Vztrajnostni polmer I_s	42
3.2.2 Pravilnost po višini	42
3.2.3 Določitev vrste konstrukcije in faktorja obnašanja q	43
3.2.3.1 Faktor obnašanja q	43
4 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO	46
4.1 Izračun lastne ter stalne obtežbe	46
4.1.1 Vpliv zemljine	52
4.2 Koristna obtežba	52
4.2.1 Določitev koristne obtežbe	52
4.3 Obtežba snega	53
4.3.1 Račun obtežbe snega	53
4.4 Obtežba vetra	53
4.4.1 Način računa sil vetra	54
4.4.2 Račun pritiska vetra.....	55
4.4.2.1 Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra, $q_p(z)$	55
4.4.2.2 Osnovni tlak vetra	55
4.4.2.3 Osnovna hitrost vetra.....	56
4.4.2.4 Koeficient izpostavljenosti C_e	56

4.4.2.5 Kategorija terena.....	56
4.4.2.6 Faktor hrapavosti C_r	57
4.4.2.7 Koeficient zunanjega pritiska C_{pe}	57
4.4.2.8 Preglednice z izračunanimi silami vetra	60
4.5 Potresna obtežba	64
4.5.1 Značilnosti tal	64
4.5.2 Potresni vplivi: pospešek tal in kategorija pomembnosti	64
4.5.3 Spektri odziva	65
4.5.3.1 Vodoravni spekter odziva	65
4.5.3.2 Navpični elastični spekter	66
4.5.3.3 Projektni spekter za elastično analizo	66
4.5.5 Kombinacija potresnega vpliva z ostalimi vplivi.....	66
4.5.6 Mase in masni vztrajnostni momenti.....	67
4.5.7 Vpliv torzije.....	70
4.5.8 Kombinacija odziva v posameznih nihajnih oblikah	70
4.5.9 Kombinacija učinkov komponent potresnega vpliva.....	70
4.6 Obtežne kombinacije	71
5 MODELIRANJE KONSTRUKCIJE	72
5.1 O modelih konstrukcije	72
5.2 Ploskovni modeli - splošno	73
5.2.1 Razlike med ploskovnimi modeli: P1, P2 in P3	74
5.3 Linijski model - splošno.....	75
5.3.1 Razlike med linijskimi modeli L1, L2 in L3.....	77
5.4 Modeliranje temeljev	78
5.5 Vnos vplivov na model.....	79
5.5.1 Lastna teža	79
5.5.2 Koristna obtežba.....	79
5.5.3 Obtežba vetra.....	80
5.5.4 Potresna obtežba.....	80
5.6 Vpliv razpokanosti prereza	80
5.7 Vpliv torzije	80
6 REZULTATI.....	81
6.1 Nihajne oblike, nihajni časi in efektivne mase	81
6.1.1 Ploskovni modeli.....	81
6.1.2 Linijski modeli	86

6.1.3 Primerjava nihajnih oblik med modeli P3, L1 in L3	89
6.2 Etažne sile	90
6.2.1 Ploskovni modeli.....	90
6.2.2 Linijski modeli	95
6.2.3 Primerjava etažnih sil med ploskovnim in linijskim modelom	96
6.3 Pomiki	98
6.3.1 Ploskovni modeli.....	98
6.3.2 Linijski modeli	100
6.3.3 Primerjava pomikov med linijskim in ploskovnim modelom	101
6.3.4 Primerjava etažnih zamikov med linijskim in ploskovnim modelom	102
6.4 MSU - omejitev etažnih zamikov	103
6.5 Vpliv teorije II. reda	105
6.6 Dinamična analiza.....	107
7 ZAKLJUČEK	110
VIRI	114

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 2.1: Koristne obtežbe na tleh, balkonih in stopnicah stavb (EC1-1-1: preglednica 6.2).....	4
Preglednica 2.2: Kategorije uporabe (EC1-1-1: preglednica 6.1).....	5
Preglednica 2.3: Kategorije skladiščnih in industrijskih površin.....	5
Preglednica 2.4: Koristne obtežbe tal v skladiščih (EC1-1-1: preglednica 6.4).....	5
Preglednica 2.5: Kategorije streh (EC1-1-1: preglednica 6.9).....	6
Preglednica 2.6: Kategorija terena (EC1-1-4: preglednica 4.1).....	10
Preglednica 2.7: Kategorije pomembnosti za stavbe (EC8-1: preglednica 4.3).....	14
Preglednica 2.8: Vrednosti parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva (EC8-1, nacionalni dodatek).....	17
Preglednica 2.9: Priporočene vrednosti faktorjev za stavbe (EC0: preglednica A.1.1).....	20
Preglednica 2.10: Vrednosti φ za račun $\psi_{E,i}$ (EC8-1, preglednica 4.2).....	20
Preglednica 2.11: Vpliv pravilnosti konstrukcije na vrsto modela, analize in faktor obnašanja (EC8-1: preglednica 4.1).....	22
Preglednica 2.12: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja (EC8-1: preglednica 5.1).....	25
Preglednica 3.1: Karakteristike uporabljenih materialov.....	35
Preglednica 3.2: Določitev togosti in torzijskega polmera.....	38
Preglednica 3.3: Določitev vztrajnostnega polmera in ekscentričnosti.....	39
Preglednica 3.4: Kontrola ekscentričnosti in torzijskega polmera.....	40
Preglednica 3.5: Podatki o stenah: višina, dolžina.....	44
Preglednica 4.1: Teža tlakov: Streha, terasa: Kota +108,82 m in +100 m.....	46
Preglednica 4.2: Teža tlakov: Tehnične sobe: Kota +101.7 in 104.9 m.....	46
Preglednica 4.3: Teža tlakov: Pisarne: Kota +11 do +96 m.....	47
Preglednica 4.4: Teža tlakov: WC: Vsa nadstropja.....	47
Preglednica 4.5: Teža tlakov: Tehnične sobe: Vse etaže razne kletne.....	47
Preglednica 4.6: Teža tlakov: Restavracija in Kuhinja: Kota + 5.4 m.....	47
Preglednica 4.7: Teža tlakov: Restavracija in Recepcija: Kota + 0,0 m.....	48
Preglednica 4.8: Teža tlakov: Soba za smeti v pritličju: Kota + 0,0 m.....	48
Preglednica 4.9: Teža tlakov: Transformatorska soba: Kota - 6,2 m.....	48
Preglednica 4.10: Teža tlakov: Shrambe v kletnih etažah: Kota - 9,0 do -3,0 m.....	48

Preglednica 4.11: Teža tlakov: Hodnik v kletnih etažah: Kota - 9,0 do -3,0 m.....	49
Preglednica 4.12: Teža tlakov: Tehnične sobe v kletnih etažah: Kota - 9,0 do -3,0 m.....	49
Preglednica 4.13: Teža tlakov: Hodnik v 4. kleti: Kota - 12,0 m.....	49
Preglednica 4.14: Teža tlakov: Shrambe v 4. kleti: Kota - 12,0 m.....	49
Preglednica 4.15: Strojne naprave: Terasa, streha: Kota + 100,0 in +108,82 m.....	50
Preglednica 4.16: Strojne naprave: 1. Klet: Kota -3,18 m.....	50
Preglednica 4.17: Strojne naprave: 2. Klet: Kota -6,1 m.....	50
Preglednica 4.18: Predelne stene.....	51
Preglednica 4.19: Fasada.....	51
Preglednica 4.20: Kategorije površin po EC1 in površinska obtežba.....	52
Preglednica 4.21: Določitev pritiska vetra na ploskve w_e	60
Preglednica 4.22: Določitev točkovne obtežbe W_e za linijski model.....	62
Preglednica 4.23: Določitev površinske obtežbe w_e' za ploskovni model.....	63
Preglednica 4.24: Sestava temeljnih tal objekta Emonika.....	64
Preglednica 4.25: Vrednosti φ in ψ_{2i} za posamezne kategorije uporabe tal.....	67
Preglednica 4.26: Mase in masni vztrajnostni momenti po etažah linijskega modela.....	68
Preglednica 4.27: Mase in masni vztrajnostni momenti po etažah ploskovnega modela.....	69
Preglednica 4.28: Obtežne kombinacije.....	71
Preglednica 4.29: Priporočene vrednosti faktorja $\Psi_{0,i}$ za stavbe (EC0: preglednica A.1.1).....	71
Preglednica 6.1: Nihajni časi in efektivne mase - ploskovni model P1.....	82
Preglednica 6.2: Nihajni časi in efektivne mase - ploskovni model P3.....	83
Preglednica 6.3: Nihajni časi in efektivne mase - ploskovni model P2.....	84
Preglednica 6.4: Nihajni časi in efektivne mase - linijska modela L1 in L3.....	87
Preglednica 6.5: Nihajni časi in efektivne mase - linijski model L2.....	88
Preglednica 6.6: Primerjava nihajnih oblik.....	89
Preglednica 6.7: Ocena minimalnih in maksimalnih vrednosti prečnih sil.....	91
Preglednica 6.8: Deleže potresne sile glede na maso konstrukcije.....	91
Preglednica 6.9: Prečne sile v tipičnih etažah - OK6.....	92
Preglednica 6.10: Vpliv ekscentričnosti.....	92
Preglednica 6.11: Obtežba z vetrom - model P3.....	92
Preglednica 6.12: Vpliv faktorja obnašanja na potresne sile.....	94
Preglednica 6.13: Potresne sile v tipičnih etažah.....	96

Preglednica 6.14: Primerjava potresnih sil in sil vetra v tipičnih etažah linijskega modela L3.....	96
Preglednica 6.15: Potresne sile v tipični etažah pri modelih L3 in P3.....	97
Preglednica 6.16: Pomiki centra mas v tipičnih etažah pri obtežni kombinaciji OK6.....	98
Preglednica 6.17: Primerjava pomikov pri potresni obtežbi in obtežbi z vetrom v MS.....	99
Preglednica 6.18: Vpliv slučajne ekscentričnosti.....	99
Preglednica 6.19: Vpliv faktorja obnašanja q.....	100
Preglednica 6.20: Pomiki tipičnih etaž linijskih modelov.....	100
Preglednica 6.21: Primerjava pomikov tipičnih etaž, pri potresni obtežbi, ter obtežbi z vetrom.....	101
Preglednica 6.22: Primerjava pomikov pri modelih P3 in L3, pri obtežni kombinaciji OK6.....	101
Preglednica 6.23: Kontrola etažnih pomikov za model P1.....	104
Preglednica 6.24: Kontrola vpliva teorije II. reda za smer X.....	105
Preglednica 6.25: Kontrola vpliva teorije II. reda za smer Y.....	106
Preglednica 6.26: Primerjava pomikov med modalno in dinamično analizo.....	107
Preglednica 6.27: Primerjava potresnih sil med modalno in dinamično analizo.....	108
Preglednica 6.28: Primerjava zamikov etaž.....	109

KAZALO GRAFIKONOV

Grafikon 2.1: Elastična spektra, tip 1 in tip 2.....	16
Grafikon 4.1: Pritisk vetra na ploskve.....	61
Grafikon 4.2: Projektni spekter ($q = 3$, tla C, $a_g = 0,25g$), elastični spekter (tla C, $a_g = 0,25 g$).....	66
Grafikon 6.1: Etažne prečne sile model P3, obtežne kombinacije OK6, OK3, OK4.....	93
Grafikon 6.2: Projektni in elastični spekter ter nihajne oblike.....	95
Grafikon 6.3: Potresne sile v etažah pri modelih L3 in P3.....	97
Grafikon 6.4: primerjava etažnih zamikov med modeloma L3 in P3.....	102
Grafikon 6.5: Primerjava zamikov etaž med modalno in dinamično analizo.....	108

KAZALO SLIK

Slika 2.1: Karta potresne nevarnosti RS (ARSO, november 2010).....	13
Slika 3.1: 3D model.....	33
Slika 3.2: Pogled od strani.....	33
Slika 3.3: Pogled od naprej.....	33
Slika 3.4: Tipičen tloris kleti.....	33
Slika 3.5: Tloris pritličja.....	33
Slika 3.6: Tloris 6. etaže.....	33
Slika 3.7: Tloris 12. etaže.....	34
Slika 3.8: Tloris 18. etaže.....	34
Slika 3.9: Tloris 24. etaže.....	34
Slika 3.10: Tloris 28. etaže.....	34
Slika 3.11: Tloris medetažne plošče v pritličju.....	34
Slika 3.12: Tloris medetažne plošče tipične etaže.....	34
Slika 3.13: Prikaz razporeditve betona po višini pri ploskovnem (levo) in linijskem (desno) modelu.....	36
Slika 3.14: Stene za določitev faktorja k_w	44
Slika 4.1: Delitev stavbe na segmente.....	57
Slika 4.2: Razdelitev sten na področja pri določanju C_{pe} za smer S-J.....	58
Slika 4.3: Razdelitev sten na področja pri določanju C_{pe} za smer V-Z.....	59
Slika 5.1: Tlorisi tipičnih etaž.....	73
Slika 5.2: 3D pogled ploskovnega modela P1 in tipičen vzdolžni prerez.....	74
Slika 5.3: Prerezi uporabljeni pri linijskem modelu.....	75
Slika 5.4: Uporabljeni prerezi.....	76
Slika 5.5: Linijski model.....	76
Slika 5.6: Uporabljeni materiali.....	76
Slika 5.7: Območje vpetja armirano betonskega jedra.....	77
Slika 5.8: Temeljna plošča pri ploskovnem in pri linijskem modelu.....	78
Slika 6.1 : Nihajne oblike - ploskovni model P3.....	85
Slika 6.2: Nihajne oblike po vrsti od 1 do 10 - model L3.....	89

1 UVOD

Ozemlje Slovenije spada med potresno aktivnejša področja v Evropi, saj leži na potresno dejavnem južnem robu Evrazijske geotektonske plošče, na severozahodnem robu sredozemsko-himalajskega seizmičnega pasu, ki je eden od potresno najaktivnejših na Zemlji. Na majhnem slovenskem prostoru se stikajo tri regionalne geotektonske enote: na severu in zahodu Alpe, na južnem, jugozahodnem in osrednjem delu Dinaridi in na severovzhodu Panonski bazen (ARSO, november 2010).

Zaradi potresne ogroženosti Slovenije je potrebno pri projektiranju stavb in ostalih objektov biti še toliko pozornejši na pravila in smernice standardov potresnoodpornih konstrukcij. S 1.1.2008 je, na področju projektiranja potresnoodpornih konstrukcij, stopil v veljavo evropski standard Evrokod 8 oz. EC8. Namen diplomske naloge je bil, podrobneje se seznaniti s tem standardom na primeru stavbe Emonika. Tako se je bilo potrebno naučiti uporabljati program ETABS ter ugotoviti, ali je za potresno analizo primeren enostavnejši model iz linijskih elementov ali pa je za analizo potreben zahtevnejši model iz ploskovnih elementov.

Podatki o arhitekturi stavbe Emonika so bili pridobljeni iz idejnega projekta poslovne stolpnice Emonika (Elea iC d.o.o., 2008), lastnosti uporabljenih materialov, podatki o sestavi tal in lastnosti temeljnih pilotov pa so bili pridobljeni iz tehničnega poročila-gradbene konstrukcije, PGD projekta Emonika (Elea iC d.o.o., 2009).

Diplomska naloga je razdeljena na več delov. V prvem delu so najprej na kratko povzeti standardi EC1-1-1, EC1-1-3, EC1-1-4 in EC1-8, na podlagi katerih so pozneje tudi določeni vplivi na konstrukcijo. Sledi opis konstrukcije in določitev značilnosti konstrukcijskega sistema, kot so pravilnost po tlorisu, pravilnost po višini, vrsta konstrukcijskega sistema in faktor obnašanja. Nato se v naslednjem poglavju, v skladu s standardi, določijo vplivi na konstrukcijo. Upoštevali smo lastno težo, stalno obtežbo, koristno obtežbo, obtežbo snega, vetra in potresno obtežbo. Temu sledi opis in modeliranje konstrukcije s ploskovnimi in linijskimi elementi. V ta namen so bili izdelani trije ploskovni (P1, P2, P3) in trije linijski (L1, L2, L3) modeli.

Model P1 predstavlja najbolj podroben model, sestavljen iz ploskovnih in linijskih elementov. Pri tem modelu so razen modeliranega AB jedra, medetažnih plošč in podajnosti temeljnih pilotov, upoštevani še stebri po obodu konstrukcije, kletna stena ter v spodnjem delu stavbe

jašek za dvigalo izven AB jedra. Pri modelu P2 ni bila upoštevana podajnost temeljenja. Model P3 je podoben modelu P1, vendar pa ta nima modeliranih stebrov, kletne stene in jaška za dvigalo, ki se nahaja izven armirano betonskega jedra v spodnjih etažah stavbe. Pri linijskih modelih je z linijskimi elementi modelirano le AB jedro stavbe (podobno kot visok steber vpet v temeljno ploščo). Pri tem so bili s pomočjo dodatka v programu ETABS - *Section Designer*, izdelani različni prerezi AB jedra, ki se spreminjajo po višini, saj se zunanja stena AB jedra na vsakih šest etaž z višino tanjša. Prav tako pa je bilo pri vsaki etaži upoštevano tudi to, da vsebuje del etaže odprtine (odprt prerez), medtem ko potekajo pri zgornjem delu etaže stene neprekinjeno (zaprt prerez). Model L1 upošteva podajnost temeljenja in to da je torzijska odpornost odprtih prerezov enaka zaprtim prerezom. Model L2 ne upošteva podajnosti temeljenja. Model L3 je podoben modelu L1. Glavna razlika, ki ga loči od modela L1 pa je ta, da so pri njem modificirane torzijske odpornosti odprtih prerezov tako, da se torzijska odpornost celotne konstrukcije ujema s modelom P3. Temeljna plošča je bila pri linijskih modelih modelirana enako kot pri ploskovnih modelih.

V zadnjem delu diplomske naloge sledi analiza rezultatov. Pri tem se med seboj posebej primerjajo rezultati analize z uporabljenimi ploskovnimi in linijskimi modeli z namenom, da bi se ugotovil vpliv različnih parametrov (upoštevanje podajnosti temeljenja, faktor obnašanja q , slučajna ekscentričnost, upoštevanje stebrov) na parametre potresnega odziva, med katere spadajo lastne nihajne oblike, lastni nihajni časi, efektivne mase, absolutni pomiki in zamiki etaž, ter potresne sile v etažah. Med seboj pa se primerjajo tudi ploskovni model P3 in linijska modela L1 in L3 z namenom, da se ugotovi primernost linijskih modelov za modeliranje obravnavane stavbe.

Naknadno se v tem delu med seboj primerjajo še sile vetra in sile potresa. Izdelana pa je tudi primerjava med rezultati modalne in dinamične analize, pri kateri so bili uporabljeni trije akcelerogrami.

2 POVZETEK STANDARDOV

Stavba, poslovna stolpnica Emonika, je bila pri diplomski nalogi modelirana in analizirana v skladu s standardom EC8-1. Vplivi na stavbo so bili določeni v skladu s standardom EC1-1-1. V tem poglavju so kratki povzetki členov standarda, ki so bili uporabljeni pri diplomski nalogi. Prikazane so tudi vse uporabljene enačbe in tabele.

2.1 Vplivi na konstrukcijo

2.1.1 Lastna teža

(EC1-1-1: 2.1, 5)

Lastna teža zgradbe je stalni nepomični vpliv vseh konstrukcijskih in nekonstrukcijskih elementov, ki so del konstrukcije. Sem spadajo torej vsi deli konstrukcije, ki so fiksno pritrjeni oz. so sestavni del le-te. Pod lastno težo spada tudi obtežba zemljine na strehe in terase.

V okviru diplomske naloge so bili pod lastno težo upoštevani vplivi naslednjih elementov:

- nosilci
- stebri
- medetažne stropne konstrukcije
- nosilne stene
- predelne stene (nepremične)
- stopnišča
- tlaki
- fasada
- fiksno pritrjena strojna oprema, čigar obtežba na konstrukcijo se s časom ne spreminja

2.1.2 Koristna obtežba

(EC1-1-1: 3.3, 6.1, 6.2)

Koristna obtežba v stavbah je vpliv, ki nastane zaradi koriščenja njenih površin. Ta vpliv je lahko premičen, lahko pa se spreminja tudi vrednost obtežbe.

V okviru diplomske naloge naloge vrednosti koristne obtežbe vključujejo:

- običajno rabo za ljudi
- pohištvo in premične stvari (npr. lahke premične stene, skladišča, vsebine posod)

Koristne obtežbe so modelirane kot enakomerno porazdeljene ploskovne obtežbe. Za določitev najmanjše potrebne lokalne odpornosti talne konstrukcije je potrebno talno konstrukcijo drugače preveriti tudi s koncentrirano obtežbo, ki pa se ne kombinira z enakomerno porazdeljeno obtežbo ali drugimi spremenljivimi vplivi razen če ni drugače določeno.

Pri določitvi koristne obtežbe se talne in strešne površine stavbe razdelijo glede na njihov namen. Evrokod v obliki preglednic podaja opis različnih kategorij, med katerimi se izbere tisto, ki je najbolj ustrezna za določeno površino, ki jo obravnavamo. Kategorije so prikazane v preglednicah 2.2, 2.3, 2.5. K opisanim kategorijam pa so v standardu podane še priporočene vrednosti koristne obtežbe za določeno kategorijo uporabe. Vrednosti koristne obtežbe posameznih kategorij so prikazane v preglednicah 2.1, 2.4.

Preglednica 2.1: Koristne obtežbe na tleh, balkonih in stopnicah stavb (EC1: preglednica 6.2)

Kategorije površin		q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
A	tla na splošno	1,5 do 2,0	2,0 do 3,0
	stopnice	2,0 do 4,0	2,0 do 4,0
	balkoni	2,5 do 4,0	2,0 do 3,0
B		2,0 do 3,0	1,5 do 4,5
C	C1	2,0 do 3,0	3,0 do 4,0
	C2	3,0 do 4,0	2,5 do 7,0 (4,0)
	C3	3,0 do 5,0	4,0 do 7,0
	C4	4,5 do 5,0	3,5 do 7,0
	C5	5,0 do 7,5	3,5 do 4,5
D	D1	4,0 do 5,0	3,5 do 7,0 (4,0)
	D2	4,0 do 5,0	3,5 do 7,0

Preglednica 2.2: Kategorije uporabe (EC1-1-1: preglednica 6.1)

Kategorija	Opis uporabe	Primeri
A	Bivalni prostori	Sobe v stanovanjih in hišah, spalnice in oddelki v bolnišnicah, spalnice v hotelih, kuhinje v gostilnah in sanitarije
B	Pisarne	
C	Površine, kjer se zbirajo ljudje (z izjemo površin v kategorijah A, B, D)	<p>C1: Površine z mizami, npr. v šolah, kavarnah, restavracijah, jedilnicah, čistilnicah, sprejemnicah</p> <p>C2: Površine s pritrjenimi sedeži, npr. v cerkvah, gledališčih in kinih, konferenčnih dvoranh, predavalnicah, skupščinskih dvoranh, čakalnicah, železniških čakalnicah</p> <p>C3: Površine brez ovir za gibanje ljudi, npr. v muzejih, razstaviščih, dostopnih prostorih v javnih in upravnih stavbah, hotelih, bolnišnicah, preddverja železniških postaj</p> <p>C4: Površine za telesno-kulturne dejavnosti, npr. plesne dvorane, telovadnice, odri</p> <p>C5: Površine, na katerih lahko pride do gneče, npr. prireditvene stavbe, koncertne dvorane, športne dvorane vključno s tribunami, terase, dostopne površine, železniške ploščadi</p>
D	Trgovine	<p>D1: Površine v trgovini na drobno</p> <p>D2: Površine v veleblagovnicah</p>

Preglednica 2.3: Kategorije skladiščnih in industrijskih površin

Kategoriji površin	Namen uporabe	Primer uporabe
E1	Površine, kjer je mogoče kopičiti blago, vključno z dostopnimi površinami	Skladiščne površine vključno s skladišči knjig in drugih dokumentov
E2	Industrija	

Preglednica 2.4: Koristne obtežbe tal v skladiščih (EC1-1-1: preglednica 6.4)

Kategorije površin	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
E1	7,5	7

Preglednica 2.5: Kategorije streh (EC1-1-1: preglednica 6.9)

Kategorije obtežnih površin	Opis uporabe
H	Strehe, dostopne le za normalno vzdrževanje in popravila
I	Strehe, dostopne za uporabo v skladu s kategorijami A do D
K	Strehe, dostopne za posebne namene, kot je pristajanje s helikopterjem

Pri diplomski nalogi je bila izbira kategorije strehe povzeta iz tehničnega poročila-gradbene konstrukcije, projekta Emonika, projektanta Elea iC d.o.o. (2009), in sicer je bila izbrana kategorija strehe I, vrednost zvezno porazdeljene površinske obtežbe je $1,2 \text{ kN/m}^2$.

2.1.3 Obtežba snega

(EC1-1-3)

Obtežba snega se upošteva kot spremenljivi nepomični vpliv.

Obtežba snega se za ravno streho, brez upoštevanja kopičenja snega, za trajna ali začasna projektna stanja, določi z enačbo:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (2.1)$$

pri čemer so:

- μ_i oblikovni koeficient (določi se s preglednico 5.2 (EC1-1-3), odvisen je od naklona strehe)
- C_e koeficient izpostavljenosti (določi se s preglednico 5.1 (EC1-1-3) za običajen teren, kjer veter ne prenaša snega na objektih, ker so zaščiteni zaradi terena, drugih objektov ali dreves je vrednost koeficienta izpostavljenosti C_e enaka 1,0)
- C_t toplotni koeficient (upošteva se za zmanjšanje obtežbe snega pri strehah z veliko toplotno prevodnostjo ($> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$), zlasti pri steklenih strehah, kjer se sneg topi zaradi toplotnih izgub, v vseh drugih primerih se upošteva za toplotni koeficient C_t vrednost 1,0)
- s_k karakteristična obtežba snega na tleh (odvisna je od snežne cone in od nadmorske višine. Enačbe za izračun s_k in karta razdelitve ozemlja države na snežne cone so podane v nacionalnem dodatku posamezne države)

2.1.4 Obtežba vetra

(EC1-1-4)

Vpliv vetra se s časom spreminja in deluje neposredno, kot tlak ali srk na zunanje površine ploskev konstrukcije. Glede na prepustnost ovoja lahko deluje tudi posredno ali neposredno na notranje površine.

Vpliv vetra je predstavljen s poenostavljeno skupino tlakov ali sil, katerih učinki so enakovredni skrajnim učinkom turbulentnega vetra. Če ni določeno drugače, se vpliv vetra upošteva kot spremenljiv nepomični vpliv.

Sile vetra F_w

(EC1-1-1: člen 5.3)

Sile vetra za celotno konstrukcijo ali sestavni del se določijo:

- a) z računom sil in uporabo koeficientov sile ali
- b) z računom sil iz tlakov na ploskve.

a) sila vetra F_w , ki deluje na konstrukcijo ali sestavni del, se lahko izračuna neposredno po izrazu:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (2.2)$$

ali z vektorskim seštevanjem po posameznih konstrukcijskih elementih po izrazu:

$$F_w = c_s c_d \cdot \sum_{elements} c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (2.3)$$

pri čemer so:

- $c_s c_d$ konstrukcijski faktor
 c_f koeficient sile za konstrukcijo ali konstrukcijski element
 $q_p(z_e)$ največji tlak pri sunkih vetra na referenčni višini z_e
 A_{ref} referenčna površina konstrukcije ali konstrukcijskega elementa

b) sila vetra F_w , ki deluje na konstrukcijo ali konstrukcijski element, se lahko določi z vektorskim seštevanjem sil $F_{w,e}$, $F_{w,i}$ in F_{tr} , izračunanih iz zunanjih in notranjih tlakov ter sil trenja zaradi trenja vetra, vzporednega zunanjim ploskvam

pri čemer se določijo:

zunanje sile z izrazom:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum_{\text{surfaces}} w_e \cdot A_{\text{ref}} \quad (2.4)$$

notranje sile z izrazom:

$$F_{w,i} = \sum_{\text{surfaces}} w_i \cdot A_{\text{ref}} \quad (2.5)$$

sile trenja z izrazom:

$$F_{\text{fr}} = c_{\text{fr}} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{\text{fr}} \quad (2.6)$$

kjer so:

- $c_s c_d$ konstrukcijski faktor
- w_e zunanji tlak na posamezno ploskev na višini z_e
- w_i notranji tlak na posamezno ploskev na višini z_i
- A_{ref} referenčna površina na posamezne ploskve
- c_{fr} koeficient trenja
- A_{fr} površina zunanje ploskve, vzporedne vetru.

Učinek trenja vetra na ploskev se lahko zanemari, če je celotna površina vseh ploskev, vzporednih z vetrom, enaka ali manjša od štirikratne površine zunanjih ploskev, pravokotnih na veter (priveternih in zaveternih)

Pri seštevanju sil vetra na konstrukcije stavb se lahko upoštevajo soodvisnosti med tlaki vetra na privetрни in zaveterni strani stavbe.

Tlak vetra na zunanje ploskve w_e

(EC1-1-4: člen 5.2 (1))

Tlak vetra na zunanje ploskve se izračuna po izrazu:

$$w_e = q_p(z_e) c_{pe} \quad (2.7)$$

pri čemer so:

- $q_p(z_e)$ največji tlak pri sunkih vetra
- z_e referenčna višina za zunanji tlak
- c_{pe} koeficient zunanjega tlaka

Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra $q_p(z)$

(EC1-1-4: člen 4.5)

Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra $q_p(z)$ na višini se določi z naslednjim izrazom:

$$q_p(z) = C_e(z) \cdot q_b \quad (2.8)$$

pri čemer so:

$C_e(z)$ faktor izpostavljenosti

q_b osnovni tlak

Osnovni tlak vetra q_b

(EC1-1-4: člen 4.5)

Osnovni tlak se določi z naslednjim izrazom:

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (2.9)$$

pri čemer so:

ρ gostota zraka. Priporočena vrednost je $1,25 \text{ kg/m}^3$.

v_b osnovna hitrost vetra

Osnovna hitrost vetra v_b

(EC1-1-4: člen 4.2)

Osnovna hitrost vetra je odvisna od temeljne vrednosti osnovne hitrosti vetra, faktorja letnega časa in smernega faktorja. Določena je z naslednjim izrazom:

$$v_b = C_{\text{dir}} \cdot C_{\text{season}} \cdot v_{b,0} \quad (2.10)$$

pri čemer so:

C_{dir} smerni faktor. Priporočena vrednost je 1,0.

C_{season} faktor letnega časa. Priporočena vrednost je 1,0.

$v_{b,0}$ temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra. Njena vrednost je odvisna od cone vetra in nadmorske višine. V nacionalnem dodatku posamezne države je podana karta, kjer je ozemlje posamezne države razdeljeno na vetrne cone, zraven pa so tudi pripisane vrednosti $v_{b,0}$ glede na cono in nadmorsko višino.

Faktor izpostavljenosti C_e

(EC1-1-4: člen 4.5)

Faktor izpostavljenosti se določi z naslednjim izrazom:

$$C_e = \left(1 + 7 \cdot \frac{k_I \cdot k_r}{C_0 \cdot C_r} \right) \cdot C_r^2 \cdot C_0^2 \quad (2.11)$$

pri čemer so:

k_I turbulenčni faktor. Priporočena vrednost je 1,0

k_r faktor terena (odvisen od kategorije terena)

C_0 faktor hribovitosti. Privzeta je vrednost 1,0

C_r faktor hrapavosti

Faktor hrapavosti $C_r(z)$

(EC1-1-4: člen 4.3.2)

Faktor hrapavosti $C_r(z)$ upošteva spremenljivost srednje hitrosti vetra na kraju konstrukcije zaradi višine nad tlemi in hrapavosti tal na privetni strani konstrukcije v smeri vetra. Določi se z naslednjim izrazom:

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0) \quad \text{za} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (2.12)$$

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

Vrednosti faktorja hrapavosti se spreminjajo z višino.

Za določitev faktorja terena k_r in faktorja hrapavosti terena C_r je potrebno najprej izbrati ustrezno kategorijo terena. Kategorije so zbrane v preglednici 2.6.

Preglednica 2.6: Kategorija terena (EC1-1-4: preglednica 4.1)

Kategorija terena	z_0 [m]	z_{\min} [m]
0 Morsko ali obalno področje, izpostavljeno proti odprtemu morju	0,003	1
I Jezersko ali ravninsko področje z zanemarljivim rastlinjem in brez ovir	0,01	1
II Področje z nizkim rastlinjem (trava) in posameznimi ovirami (drevesi, stavbami) na razdalji najmanj 20 višin ovir	0,05	2
III Področje z običajnim rastlinjem ali stavbami ali s posameznimi ovirami na razdalji največ 20 višin ovir (vasi, podeželjsko okolje, stalni gozd)	0,3	5
IV Področje, kjer je najmanj 15% površine pokrite s stavbami s povprečno višino več kot 15 m	1,0	10

Pri čemer sta:

z_0 hrapavostna dolžina

z_{\min} najmanjša višina

Konstrukcijski faktor $c_s c_d$

(EC1-1-4: poglavje 6)

Konstrukcijski faktor $c_s c_d$ upošteva vpliv nesočasnega pojavljanja največjih tlakov pri sunkih vetra na ploskve (c_s) in nihanj konstrukcije zaradi turbulence (c_d). Vrednost konstrukcijskega faktorja se lahko določi na poenostavljen način ali pa na podrobnejši način. V sklopu diplomske naloge je bil izbran poenostavljen način, pri tem se za $c_s c_d$ privzame vrednost 1,0, če ustreza stavba enemu izmed naslednjih pogojev:

a) stavbe je nižja od 15 m

b) stavba je nižja od 100 m, hkrati pa ne sme biti višina večja od štirikratne dolžine v smeri vetra

Koeficient zunanlega tlaka za navpične stene stavb

(EC1-1-4: člen 7.2.2)

Koeficienti zunanlega tlaka c_{pe} za stavbe in dele stavb so odvisni od velikosti obtežne površine A. Koeficienti zunanlega tlaka so podani v preglednicah za posamezne dele sten glede na razdelitev stene (A, B, C, D in E). Vrednosti koeficientov so podane za obtežne površine A, velike 1 m^2 in 10 m^2 .

V primerih, ko je sila vetra na konstrukcijo stavbe določena na podlagi koeficientov tlaka c_{pe} na privetrni in zavetrni strani (področji D in E) stavbe, se lahko upošteva nepopolnost zvez za

sočasno delovanje tlakov na privetni strani in srkov na zavetrni strani. S tem se rezultirajoča sila reducira.

Referenčne višine z_e za privetrne stene stavb (področje D) s pravokotnim tlorisom so odvisne od razmerja h/b in so vedno največje višine različnih delov sten. Standard obravnava tri primere:

- stavba, katere višina h je manjša kot b , se obravnava kot en del
- stavba, katere višina h je večja kot b , toda manjša kot $2b$, se lahko obravnava, kot da je sestavljena iz dveh delov: spodnjega od tal do višine, enake b , in zgornjega, ki je enak ostanku.
- stavba, katere višina h je večja kot $2b$, se lahko obravnava, kot da je sestavljena iz več delov: spodnjega od tal do višine, enake b ; zgornjega, ki sega za višino b od vrha in vmesnega med spodnjim in zgornjim delom. Slednji se lahko razdeli v vodoravne pasove.

Za zavetrne in stranske stene je potrebno upoštevati višino stavbe, kot referenčno višino. Lahko pa se tudi posebej določi, na kakšen način se delijo stavbe po višini, za posamezen projekt.

2.1.5 Potresna obtežba

Potres je posledica hipne sprostitve velikih količin energije v zemeljski skorji, ki povzroči seizmične valove. Gibanje tal se preko temeljev prenese na stavbo in povzroči, da le-ta zaniha. Tako v vertikalni kot tudi horizontalni smeri. Potresna obtežba je odvisna od značilnosti tal, lokacije objekta, lastnosti konstrukcijskega sistema in sposobnosti sipanja energije konstrukcije.

Značilnosti tal

(EC8-1: člen 3.1)

Standard razvršča tla v 5 standardnih tipov (A, B, C, D in E) in 2 nestandardna tipa (S1 in S2). Pri standardnih tipih je od tipa tal odvisna velikost potresnega vpliva, saj tip tal določa velikost koeficienta tal S in karakteristične nihajne čase, ki vplivajo na obliko spektra. Pri

nestandardnih tipih pa se potresni vplivi določijo s posebno študijo. Za določitev ustreznega tipa tal je potrebno imeti podatke ustreznih geotehničnih raziskav.

Lokacija objekta in narava temeljnih tal morata biti taki, da zaradi utekočinjenja ali zgoščevanja v primeru potresa, ne obstaja nevarnost porušitve tal, nestabilnost pobočij in trajnih posedkov.

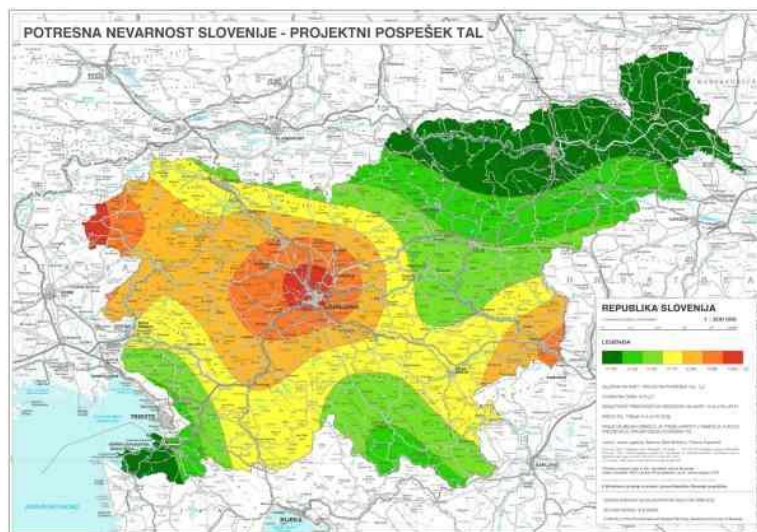
Obseg ter vrsta raziskav temeljnih tal in geoloških študij je odvisna tudi od pomembnosti objekta.

Potresni vplivi

(EC8-1: člen 3.2)

Ozemlja posamezne države so glede na potresno nevarnost razdeljena na več območij. Predpostavi se, da je potresna nevarnost na teh posameznih območjih konstantna. V večini primerov določa potresni vpliv samo en parameter, in sicer referenčna vrednost maksimalnega pospeška za tla, tipa A, a_{gr} .

Pri določanju potresnega vpliva se uporablja karta potresne nevarnosti, ki jo je pripravila Agencija Republike Slovenije za okolje (ARSO). Na karti se s pomočjo barvne lestvice izbere ustrezna referenčna vrednost maksimalnega pospeška a_{gr} na določeni lokaciji. Referenčni maksimalni pospešek v karti potresne nevarnosti ustreza referenčni povratni dobi 475 let. Tej povratni dobi ustreza faktor pomembnosti γ_1 , ki je enak 1,0. Karta potresne nevarnosti za ozemlje RS je prikazana na sliki 2.1.



Slika 2.1: Karta potresne nevarnosti RS (ARSO, november 2010)

Kategorije pomembnosti in faktorji pomembnosti

Na potresno obremenitev stavb vpliva tudi kategorija pomembnosti posamezne stavbe, saj se referenčna vrednost pospeška tal pomnoži s faktorjem pomembnosti. Stavbe so tako razdeljene v štiri kategorije pomembnosti glede na posledice, ki jih ima porušitev za življenje ljudi, glede na njihovo pomembnost za varnost ljudi in na civilno zaščito v obdobju neposredno po potresu ter glede na socialne in ekonomske posledice porušitve. Kategorije stavb so prikazane v preglednici 2.7. Zraven kategorij so pripisane še povratne dobe potresa, katerim ustrezajo določene kategorije pomembnosti (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009).

Preglednica 2.7: Kategorije pomembnosti za stavbe (EC8-1: preglednica 4.3)

Kategorija pomembnosti	Stavbe	Faktor pomembnosti	Povratna doba potresa
I	Stavbe manjše pomembnosti za varnost ljudi, npr. kmetijski objekti in podobno	0,8	230 let
II	Običajne stavbe, ki ne sodijo v druge kategorije	1,0	475 let
III	Stavbe, v katerih je potresna odpornost pomembna glede na posledice porušitve, npr. šole, dvorane za srečanja, kulturne ustanove in podobno	1,2	780 let
IV	Stavbe, katerih integriteta med potresi je življenskega pomena za civilno zaščito, npr. bolnišnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno	1,4	1250 let

Projektna vrednost pospeška tal je tako:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gr} \quad (2.13)$$

Spektri odziva

(EC8-1: člen 3.2.2)

Spektri odziva predstavljajo maksimalne odzive sistemov z eno prostostno stopnjo pri določeni obremenitvi in dušenju konstrukcije. Z oznako "odziv" so mišljene različne količine, s katerimi se meri dinamični odziv sistema. Največkrat so to relativni pomik, pseudo pospešek ali absolutni pospešek. Spekter se imenuje "elastičen", če je dobljen ob predpostavki, da je obnašanje sistema z eno prostostno stopnjo, ki predstavlja matematični model enostavne konstrukcije pri obremenitvi s pospeški tal, linearno elastično. Iz spektra se lahko odčita maksimalni absolutni pospešek, ki deluje na maso sistema, v odvisnosti od nihajnega časa konstrukcije in velikosti dušenja.

V standardu se uporabljajo idealizirani (zglajeni) spektri, ki odražajo pričakovane značilnosti potresnega gibanja tal na ozemlju, kjer predpis ali standard velja. Ti spektri so določeni na podlagi rezultatov študije potresne nevarnosti.

Oblika spektra in njegove absolutne vrednosti so odvisne od tipa tal. Razlika se pojavi zaradi različne togosti tal. S padanjem togosti se večja nihajni čas T_c , ki loči področji s konstantnimi pospeški in konstantnimi hitrostmi. Pri bolj mehkih tleh se pojavi tudi povečanje pospeškov v primerjavi s skalnatimi tlemi tipa A, zato so predpisane vrednosti faktorja tal S , ki so večje od 1,0 (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009).

Vodoravni elastični spekter odziva

Vodoravni elastični spekter odziva $S_e(T)$ je opredeljen z naslednjimi enačbami:

$$0 \leq T \leq T_b: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_b} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.14)$$

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

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

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

kjer so:

$S_e(T)$ elastični spekter odziva

T nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo

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

T_b spodnja meja nihajnega časa na območju platoja konstantnih spektralnih pospeškov

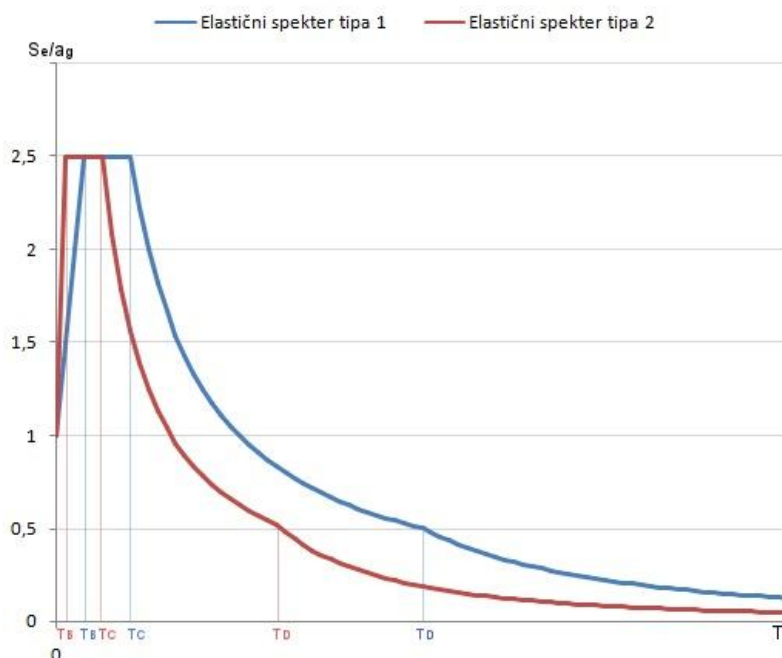
T_c zgornja meja nihajnega časa na območju platoja konstantnih spektralnih pospeškov

T_d vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnih pomikov

S faktor kategorije tal

η faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo $\eta = 1,0$ pri 5 % viskoznem dušenju

EC8 priporoča dva tipa spektrov. Tip 1 je bolj primeren za močnejše potrese, tip 2 pa za šibkejše potrese. Za projektiranje stavb se v Sloveniji uporablja spekter tipa 1. Njegova oblika je primerna tako za kontrolo mejnega stanja nosilnosti kot tudi za kontrolo omejitve poškodb. Oba spektra tip 1 in tip 2 sta predstavljena v grafikonu 2.1.



Grafikon 2.1: Elastična spektra, tip 1 in tip 2

Vrednosti parametrov, ki opisujejo priporočen elastičen spekter odziva za uporabo v Sloveniji, so prikazani v preglednici 2.8.

Preglednica 2.8: Vrednosti parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva (EC8-1, nacionalni dodatek)

Tip tal	S	T _b [s]	T _c [s]	T _d [s]
A	1,0	0,10	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,7	0,10	0,4	2,0

Navpični elastični spekter

(EC8-1: člen 3.2.2.3, 4.3.3.5.2)

EC8-1 podaja tudi spekter dveh različnih tipov za navpično smer.

Navpično komponento potresnega vpliva je potrebno upoštevati, če presega vertikalni pospešek tal vrednost 0,25 g, hkrati pa je izpolnjena neka zahteva za določen konstrukcijski element (konstrukcijski element z razponom več kot 20 m, previsni element daljši kot 5 m, vodoravni prednapeti konstrukcijski element, grede, ki podpirajo stebre, potresna izolacija).

Učinki navpične komponente potresnega vpliva se lahko določajo na delnem modelu konstrukcije, ki zajema elemente, na katere deluje navpična komponenta in upošteva togost sosednjih elementov.

Vrednost pospeška v vertikalni smeri za spekter tipa 1 je določena z naslednjim izrazom:

$$a_{vg} = 0,9 \cdot a_g \quad (2.15)$$

Projektni spekter za elastično analizo

(EC8-1: člen 3.2.2.5)

Projektni spekter po EC8 izhaja iz elastičnega spektra pospeškov, pri čemer je vrednost spektra navzdol omejena tako, da spektralni pospešek ne more biti manjši od $0,2 \cdot a_g$.

Pri projektne spektru je upoštevana redukcija potresnih sil zaradi sposobnosti sipanja energije. Projektne potresne sile so, v primerjavi s tistimi, ki bi se pojavile pri elastičnem obnašanju konstrukcije, zmanjšane za faktor q . Ta faktor je odvisen od duktilnosti, ki jo ima konstrukcija na razpolago. Faktor obnašanja je odvisen tudi od dodatne nosilnosti, ki predstavlja razmerje med dejansko nosilnostjo in nosilnostjo, ki jo zahteva predpis ter od stopnje duktilnosti, ki jo izbere projektant. Za vodoravni komponenti potresnega vpliva je projektne spekter $S_d(T)$ določen z izrazi:

$$\begin{aligned} 0 \leq T \leq T_b: \quad S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_b} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\ T_b \leq T \leq T_c: \quad S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\ T_c \leq T \leq T_d: \quad S_d(T) &= \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_c}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \\ T_d \leq T: \quad S_d(T) &= \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_c T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \end{aligned} \quad (2.16)$$

kjer je:

$S_d(T)$ projektne spekter

q faktor obnašanja

β faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektne spektru (priporočena vrednost znaša 0,2)

Alternativne oblike predstavitve potresnega vpliva

(EC8-1: člen 3.2.3)

Gibanje tal je lahko predstavljeno tudi v obliki časovnega pospeška tal in povezanih količin (hitrost in pomik). Potresno gibanje tal morajo pri prostorskem modelu konstrukcije sestavljati trije akceleroگرامi, ki delujejo sočasno. Isti akceleroگرام ne sme biti uporabljen sočasno, vzdolž obeh vodoravnih smeri.

Potresno gibanje je lahko prikazano v obliki umetnih akceleroگرامov in zabeleženih akceleroگرامov.

Uporaba zabeleženih akceleroگرامov ali akceleroگرامov, povzročenih s fizikalno simulacijo potresnega izvora in z mehanizmi širjenja valovanja se lahko dovoli, če so akceleroگرامi ustrezno razvrščeni glede na seizmogenetske značilnosti izvorov in glede na lokalne značilnosti tal. Vrednosti akceleroگرامov se normirajo na vrednost $a_g \cdot S$ za obravnavano območje.

Skupina zabeleženih ali simuliranih akceleroگرامov mora ustrezati naslednjim pravilom:

- a) uporabijo se najmanj trije akceleroگرامi
- b) povprečje spektralnih pospeškov pri nihajnem času 0 ne sme biti manjše od vrednosti $a_g \cdot S$
- c) v območju nihajnih časov med $0,2 T_1$ in $2 T_1$ nobena vrednost, v povprečnem elastičnem spektru za 5 % dušenja, ki je izračunan iz vseh časovnih potekov, ne sme biti manjša od 90 % ustrezne vrednosti elastičnega spektra odziva za 5 % dušenja.

Kombinacija potresnega vpliva z ostalimi vplivi

(EC8-1: člen 3.2.4)

Pri določanju potresnega vpliva, se velikost mas, ki so povezane z vsemi težnostnimi silami, določi po sledeči enačbi:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.17)$$

kjer je:

$G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalnega vpliva

$Q_{k,i}$ karakteristična vrednost spremenljivega vpliva

$\psi_{E,i}$ koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv, s katerim se upošteva verjetnost, da koristna obtežba $Q_{k,i}$ v času ni prisotna po celi konstrukciji

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (2.18)$$

kjer je:

ψ_{2i} faktor navidezno stalne vrednosti spremenljivega vpliva (priporočene vrednosti so podane v tabeli)

φ koeficient odvisen od vrste spremenljivega vpliva ter etaže (priporočene vrednosti so prikazane v tabeli)

V preglednicah 2.9 in 2.10 so zbrane vrednosti za ψ_2 in φ .

Preglednica 2.9: Priporočene vrednosti faktorjev za stavbe (EC0: preglednica A.1.1)

Vpliv	ψ_2
Koristna obtežba v stavbah (glej EN 1991-1-1)	
Kategorija A: bivalni prostori	0,3
Kategorija B: pisarne	0,3
Kategorija C:	0,6
Kategorija D:	0,6
Kategorija E:	0,8
Kategorija F:	0,6
Kategorija G:	0,3
Kategorija H:	0
Obtežba snega na stavbah (glej EN 1991-1-3)	
Finska, Islandija, Norveška, Švedska	0,2
Druge članice CEN, za kraje z nadmorsko višino nad 1.000 m	0,2
Druge članice CEN, za kraje z nadmorsko višino pod 1.000 m	0
Obtežba vetra na stavbah (glej EN 1991-1-4)	0
Sprememba temperature (ne pri požaru) v stavbah (glej EN 1991-1-5)	0

Preglednica 2.10: Vrednosti φ za račun $\psi_{E,i}$ (EC8-1, preglednica 4.2)

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

Značilnosti potresno odpornih stavb

(EC8-1: člen 4.2)

Osnovna načela pri zasnovi

(EC8-1: člen 4.2.1)

Že v zgodnji fazi snovanja stavbe na potresnih območjih je potrebno upoštevati vidik potresne nevarnosti. Osnovni pricipi, ki se jih pri tem upošteva so:

- enostavnost konstrukcije
- uniformnost, simetrija in statična nedoločenosť
- nosilnost in togost v dveh smereh
- torzijska nosilnost in togost
- učinek diafragm na nivoju etaž
- ustrezno temeljenje

Zasnova konstrukcije pomembno vpliva na možnost izbire metod računa in na velikost potresne obtežbe. Konstrukcije so namreč glede na pravilnost po tlorisu in višini razdeljene na pravilne in nepravilne.

Kriteriji za pravilnost konstrukcije

(EC8-1: člen 4.2.3)

Pri projektiranju na potresnih območjih se konstrukcije razvrščajo na pravilne in nepravilne.

Takšna delitev vpliva na :

- zahtevnost modela konstrukcije, ki je lahko poenostavljen ravninski ali prostorski
- metodo analize, ki je lahko poenostavljena metoda z vodoravno obtežbo ali modalna
- vrednost faktorja obnašanja q , ki ga je potrebno za konstrukcije, ki so nepravilne po višini, zmanjšati za 20 %, kar pa pomeni večje potresne sile

Vpliv pravilnosti konstrukcije na model, metodo analize in faktor obnašanja je prikazan v preglednici 2.11.

Preglednica 2.11: Vpliv pravilnosti konstrukcije na vrsto modela, analize in faktor obnašanja
(EC8-1: preglednica 4.1)

Pravilnost		Dovoljena poenostavitev		Faktor obnašanja
Tloris	Višina	Model	Linearno - elastična analiza	(za linearno analizo)
Da	Da	Ravninski	Vodoravne sile	Referenčni
Da	Ne	Ravninski	Modalna	Zmanjšan
Ne	Da	Prostorski	Vodoravne sile	Referenčni
Ne	Ne	Prostorski	Modalna	Zmanjšan

Kriteriji za tlorisno pravilnost

(EC8-1: člen 4.2.3.2)

Stavba, ki je tlorisno pravilna mora zadovoljiti naslednjim pogojem:

- približna simetrična razporeditev togosti in mas glede na dve pravokotni osi
- vdolbine v obodu etaže ne smejo prekoračiti 5 % površine med obodom etaže in konveksno poligonalno linijo in ne smejo bistveno vplivati na togost stropov v vodoravni ravnini.
- za globalno obnašanje je potrebno zagotoviti dovolj veliko togost stropov v horizontalni ravnini tako, da imajo deformacije stropov majhen vpliv na razporeditev sil med navpične elemente
- vitkost tlorisa stavbe λ , ki se določi kot razmerje med največjo in najmanjšo tlorisno dimenzijo, merjeno v obeh pravokotnih smereh, ne sme biti večja od 4.
- v vsaki etaži in v vsaki smeri analize (X in Y) ekscentričnost konstrukcije e_0 ne sme prekoračiti 30 % torzijskega polmera, torzijski polmer pa ne sme prekoračiti vztrajnostnega polmera mase etaže.

Pogoja za ekscentričnost:

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x \quad \text{za smer X}$$

$$e_{0y} \leq 0,30 \cdot r_y \quad \text{za smer Y}$$

Pogoja za torzijski polmer:

$$r_x \geq l_s ; \quad \text{za smer X}$$

$$r_y \geq l_s ; \quad \text{za smer Y}$$

kjer so:

- e_{0i} razdalja med središčem togosti in masnim središčem (CM), merjena v smeri, ki je pravokotna na smer analize
- r_i torzijski polmer je definiran kot kvadratni koren razmerja med celotno torzijsko togostjo glede na središče translacijske togosti in celotno translacijsko togostjo v eni smeri, določeni ob upoštevanju vseh primarnih potresnih elementov v tej smeri
- l_s vztrajnostni polmer se določi za vsako etažo posebej po enačbi:

$$l_s = \sqrt{\frac{MM_i}{M_i}} \quad (2.19)$$

kjer so:

- l_s vztrajnostni polmer
- MM_i masni vztrajnostni moment i-te etaže
- M_i masa i-te etaže

Masno središče (CM) predstavlja težišče mas v etaži in ga običajno ni težko izračunati. Drugače pa je z določevanjem središča togosti pri večetažnih stavbah, kjer se togost spreminja po višini stavbe. V tem primeru je določevanje središča togosti zahtevnejše. Standard EC8 ne podaja postopka za določitev ekscentričnosti stavbe. Ena možnost za določitev ekscentričnosti je, da se center mas v vsaki etaži obremeni s tremi obtežnimi primeri F_x , F_y in M_z . Dobimo rotacije etaže zaradi sil v x in y smeri ter rotacije zaradi torzijskega momenta m_z . Razmerje med rotacijo zaradi sile F_y in momentom M_z predstavlja ekscentričnost oz. oddaljenost centra togosti od centra mas v smeri X. Obratno velja za y smer. Razmerje med rotacijo zaradi sile F_x in rotacijo zaradi momenta M_z predstavlja ekscentričnost v smeri Y (Fajfar, Fischinger, Beg, 2009).

Kriteriji za pravilnost po višini

(EC8-1: člen 4.2.3.3)

Po standardu mora stavba, ki je opredeljena kot pravilna po višini zadostiti naslednjim pogojem:

- sistemi za prenos obtežbe v vodoravni smeri, kot so jedra, stene ali okvirji morajo potekati neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe ali do vrha posameznega dela stavbe.
- togost v vodoravni smeri in masa morata biti v vseh nadstropjih konstantni ali se brez nenadne spremembe postopoma zmanjševati od temeljev proti vrhu.
- Pri okvirnih stavbah se razmerje dejanske nosilnosti etaže na pram računske nosilnosti ne spreminja v različnem razmerju po posameznih etažah.
- Pri stavbah, kjer imajo posamezni deli stavbe različne višine, velja, da se zmanjšanja tlorisne dimenzije ne sme prekoračiti za določen odstotek in sicer:
 - a) za 20 % glede na prejšnjo etažo, vendar le če se oblika stavbe po višini spreminja postopoma in se pri tem ohranja simetrija glede na navpično os.
 - b) za 50 %, vendar le če se ta zožitev zgodi v spodnjih 15 % celotne višine glavnega konstrukcijskega sistema stavbe. Pri tem mora biti spodnji del ožjega dela projektiran tako, da prenese vsaj 75 % potresne sile, ki bi se pojavila na tem mestu, če zožitve ne bi bilo
 - c) vsota zamikov vseh etaž ne sme presegati 30 % tlorisne dimenzije v etaži nad temelji ali nad togo kletjo, medtem ko posamezni zamiki ne smejo biti večji od 10 % tlorisne dimenzije v predhodni etaži.

Vrste konstrukcij in faktorji obnašanja

(EC8-1: člen 5.2.2)

Standard razvršča betonske stavbe glede na njihovo obnašanje pri potresni obtežbi v 6 različnih konstrukcijskih vrst:

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

Za stenast sistem velja po EC8-1: člen 5.1.2, da se navpična obtežba prenaša predvsem z navpičnimi konstrukcijskimi stenami z odprtini ali brez njih. Strižna nosilnost teh sten ob vpetju mora biti večja od 65 % celotne strižne nosilnosti celega konstrukcijskega sistema.

Faktor obnašanja q upošteva sposobnost sipanja energije, potrebno ga je izpeljati za vsako smer na naslednji način:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (2.20)$$

kjer sta:

q_0 osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od vrste konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini (za po višini nepravilne konstrukcije se faktor reducira za 20 %)

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

$$k_w = (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1.0 \quad \text{za stenaste konstrukcije (vendar ne manj kot 0,5)} \quad (2.21)$$

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum L_{wi} \quad \text{vsota razmerij višine } h_{wi} \text{ in dolžine sten } L_{wi} \text{ v konstrukcijskemu sistemu} \quad (2.22)$$

Osnovne vrednosti faktorja obnašanja za stavbe pravilne po višini so prikazane v preglednici 2.12.

Preglednica 2.12: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja (EC8-1: preglednica 5.1)

Vrsta konstrukcije	DCM	DCH
Okvirni sistem, mešani sistem, sistem povezanih sten (sten z odprtini)	3,0 α_u/α_1	4,5 α_u/α_1
Sistem nepovezanih (konzolnih) sten	3,0	4,0 α_u/α_1
Torzijsko podajen sistem	2,0	3,0
Sistem obrnjenega nihala	1,5	2,0

Kjer predstavlja faktor α_u/α_1 dodatno nosilnost sistema po tistem ko se pojavi prvi plastični členek in vse do globalne nestabilnosti sistema.

Modalna analiza s spektri odziva

(EC8-1:člen 4.3.3.3)

Ta vrsta analize se uporablja kadar stavbe ne izpolnjujejo pogojev glede pravilnosti po tlorisu ali višini. Upoštevati je potrebno vse nihajne oblike, ki bistveno prispevajo h globalnemu odzivu. Ta zahteva je izpolnjena, če je za obe smeri izpolnjen eden izmed pogojev:

- vsota efektivnih modalnih mas za nihajne oblike, ki se upoštevajo, znaša vsaj 90 % celotne mase konstrukcije
- upoštevajo se vse nihajne oblike z efektivnimi masami, ki so večje od 5 % celotne mase

Če zahteve ni mogoče izpolniti, je potrebno upoštevati najmanj toliko nihajnih oblik, da sta izpolnjena naslednja dva pogoja:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n}$$

in

$$T_k \geq 0,20 \text{ s}$$

kjer so:

- k število upoštevanih nihajnih oblik
n število etaž nad temelji ali nad togo kletjo
 T_k nihajni čas za k-to nihajno obliko

Kombinacija odziva v posameznih nihajnih oblikah

(EC8-1: člen 4.3.3.3.2)

Pri kombinaciji odziva pri dveh posameznih nihajnih oblikah i in j je mogoče kombinirati vplive po SRSS pravilu (kvadratni koren vsote kvadratov), ampak samo če sta nihajni obliki med seboj neodvisni.

Za nihajni obliki se predpostavi, da sta med seboj neodvisni, če se njuna nihajna časa razlikujeta za več kot 10 %.

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

V kolikor sta nihajni obliki odvisni, je treba za račun konstrukcije največjih vrednosti posameznih nihajnih oblik uporabiti natančnejše postopke, kot npr. kompletno kvadratno kombinacijo oz. CQC.

Vpliv torzije

(EC8-1: člen 4.3.2, 4.3.3.3)

Zaradi morebitnega odstopanja od projektne razporeditve mas in morebitnega prostorskega spreminjanja potresnega gibanja, EC8 zahteva, da se v vsaki etaži premakne masa za ekscentričnost, ki znaša $\pm 5\%$ ustrezne tlorisne dimenzije, kar zahteva, da se izdelajo štiri različni obtežni primeri, kjer se masa premakne v vsak kvadrant za ekscentričnost e_{ai} iz masnega središča, nato se izdelajo ovojnice notranjih sil. Evrokod dopušča možnost, da se namesto premikanja mas iz masnih središč slučajna ekscentričnost upošteva z nadomestnimi torzijskimi momenti M_{ai} okrog navpične osi v vsaki etaži i . Torzijski momenti se določijo na sledeč način:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (2.23)$$

kjer so:

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

e_{ai} slučajna ekscentričnost mase v etaži i glede na nazivni položaj

F_i vodoravna sila v etaži i

Slučajna ekscentričnost se določi, kot je prikazano spodaj:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (2.24)$$

kjer je:

L_i tlorisna dimenzija etaže pravokotna na smer delovanja potresa.

Kombinacija učinkov komponent potresnega vpliva

(EC8-1: člen 4.3.3.5.1)

Po EC8 je potrebno upoštevati sočasno delovanje potresnega vpliva v obeh vodoravnih smereh.

Vodoravni komponenti potresnega vpliva se lahko kombinirata na naslednji način:

- a) neodvisno se izračuna odziv za vsako vodoravno komponento
- b) največja vrednost za vsak učinek potresnega vpliva na konstrukcijo se lahko oceni po pravilu SRSS
- c) ker daje pravilo b) konzervativne vrednosti, se lahko za oceno verjetnih sočasnih vrednosti več učinkov vpliva zaradi dveh vodoravnih komponent potresnega vpliva uporabijo natančnejši modeli.

Evrokod dopušča še eno možnost, in sicer da se istočasno upošteva celotna vrednost učinka potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva v eni smeri s 30 % vrednostjo učinka potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva v drugi smeri.

Račun pomikov

(EC8-1: člen 4.3.4)

Če je opravljena linearna analiza, se pomiki, ki jih povzroča projektni potresni vpliv, določijo tako, da se elastične deformacije konstrukcijskega sistema pomnožijo s faktorjem obnašanja za pomike:

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (2.25)$$

kjer so:

d_s pomik točke konstrukcijskega sistema zaradi projektnega potresnega vpliva

q_d faktor obnašanja za pomike

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

Preverjanje varnosti

(EC8-1: člen 4.4)

Mejno stanje nosilnosti

(EC8-1: člen 4.4.2)

Za vse elemente konstrukcije in za vse ustrezne nekonstrukcijske elemente mora biti izpolnjen pogoj:

$$E_d \leq R_d$$

kjer sta:

E_d projektna vrednost učinka vpliva pri potresni projektni kombinaciji. Če je potrebno, so vključeni vplivi teorije drugega reda

R_d odgovarjajoča projektna nosilnost elementa, izračunana po pravilih, ki veljajo za uporabljen material in s pomočjo mehanskih modelov, ki veljajo za specifično vrsto konstrukcijskega sistema

Splošna oblika kombinacije učinkov vplivov je (EC0: člen 6.4.3.4):

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; A_{Ed}; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1, i \geq 1 \quad (2.26)$$

Kombinacija vplivov v oklepajih { }, v enačbi se lahko izrazi kot:

$$\Sigma G_{k,j} "+" P "+" A_{Ed} "+" \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.27)$$

kjer so:

$G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalnega vpliva

P reprezentativna vrednost vpliva prednapetja (ta del odpade)

A_{Ed} projektna vrednost potresnega vpliva

$\psi_{2,i}$ faktor navidezno stalne vrednosti spremenljivega vpliva

$Q_{k,i}$ karakteristična vrednost spremenljivega vpliva

Vpliv teorije drugega reda ni treba upoštevati, če je v vseh etažah izpolnjen pogoj:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (2.28)$$

pri čemer so:

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

Če pogoj ni izpolnjen in velja da je $0,1 < \theta \leq 0,2$, se lahko vpliv teorije II. reda upošteva tako, da se ustrezne učinke potresnega vpliva poveča s faktorjem $\frac{1}{1-\theta}$. Vrednost koeficienta občutljivosti pa naj ne bi bila večja od 0,3.

Omejitev poškodb

(EC8-1: člen 4.4.3)

Po EC8 je potrebno preveriti velikost etažnih zamikov in ali le-ta ni prekoračena. Mejne vrednosti etažnih zamikov so odvisne od vrste nekonstrukcijskih elementov (duktilni, neduktilni) in načina vpetja nekonstrukcijskih elementov na konstrukcijo. EC8 podaja naslednje mejne vrednosti:

a) za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov:

$$d_{r,v} \leq 0,005 h$$

b) za stavbe z neduktilnimi nekonstrukcijskimi elementi:

$$d_{r,v} \leq 0,075 h$$

c) za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije nanje ne vplivajo:

$$d_r v \leq 0,010 h$$

pri čemer so:

d_r projektni etažni pomik

h etažna višina

v redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb. Vrednost redukcijskega faktorja je lahko odvisna tudi od faktorja pomembnosti stavbe. Vrednosti tega faktorja so podane v nacionalnem dodatku. Priporočene vrednosti za RS so $v = 0,4$ za razreda pomembnosti III in IV in $v = 0,5$ za razreda pomembnosti I in II.

3 SPLOŠNO O OBJEKTU IN ZNAČILNOSTIH KONSTRUKCIJSKEGA SISTEMA

3.1 Arhitektura in opis konstrukcije

Na območju Železniške postaje Ljubljana je predvidena gradnja novega poslovno stanovanjskega kompleksa Emonika. Komplex Emonike zajema poslovne stolpnice, stanovanjske stolpnice, trgovski del, trgovski del preko železniških tirov, ki bo povezoval severni in južni del kompleksa Emonike ter skupno podkletenje v nivoju štirih kletnih etaž namenjenih parkirnim površinam.

V diplomski nalogi je obravnavana poslovna stolpnica, ki se nahaja na južnem delu predvidenega kompleksa Emonika, t.j. na križišču med Dunajsko in Masarykovo cesto.

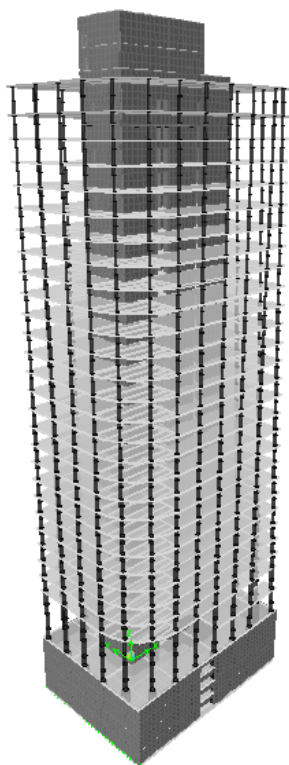
Tlorisna dimenzija poslovne stolpnice je v pritličju in kletnih etažah 40,00 m x 27,85 m. Etažnost objekta je 4K+P+27+2S. Vzdolžna os poteka od vzhoda proti zahodu. Vzhodna fasada je nagnjena pod kotom 87°, tako da se tlorisne površine etaž zmanjšujejo proti vrhu objekta. Tako je na vrhu tlorisna dimenzija objekta 35,0 m x 27,85 m. Dejanska vidna višina objekta je 108,5 m. Celotna konstrukcijska višina pa znaša 122,30 m.

Objekt je zasnovan kot armirano-betonska konstrukcija. Nosilni sistem je mešano skeletno-stenasti. Po obodu objekta so predvideni okrogli stebri, ki se z višino objekta dimenzijsko zmanjšujejo. V kletnih etažah, pritličju in 1. nadstropju so stebri dimenzije $\phi 90$, v nadstropjih od 2. do 5. nadstropja se stebri zmanjšajo na dimenzijo $\phi 80$ cm, nato pa se zmanjšujejo za 10 cm, na vsakih 6 etaž. V etažah na vrhu je dosežena najmanjša dimenzija stebra $\phi 50$ cm. V sredini stolpa je predvideno togo upogibno armirano-betonsko stensko jedro, ki predstavlja glavno potresno stabilnost objekta, saj prevzame več kot 85 % celotne obremenitve. Obodne stene jedra se proti vrhu objekta tanjšajo iz debeline 100 cm v kletnih etažah, do debeline 30 cm v etažah na vrhu. Debelina sten se zmanjšuje na vsakih 6 etaž za 20 cm. Medetažne plošče so predvidene kot naknadno napete plošče, s kabli brez sovpreganja. Debelina plošč je 23 cm. Po zunanem robu plošč so predvideni nosilci. Celoten objekt je dilatacijsko ločen od ostalih predvidenih objektov. Objekt je temeljen globoko na uvrtnih pilotih premera $\phi 120$ cm, dolžine 20 m. Preko pilotov je predvidena masivna armirano-betonska temeljna plošča debeline 180 cm, ki zagotavlja zvezen prenos obtežbe iz betonskega jedra in obodnih stebrov objekta na pilote v razmerju podajnosti pilotov in elastično podprte temeljne plošče (TP-PGD,

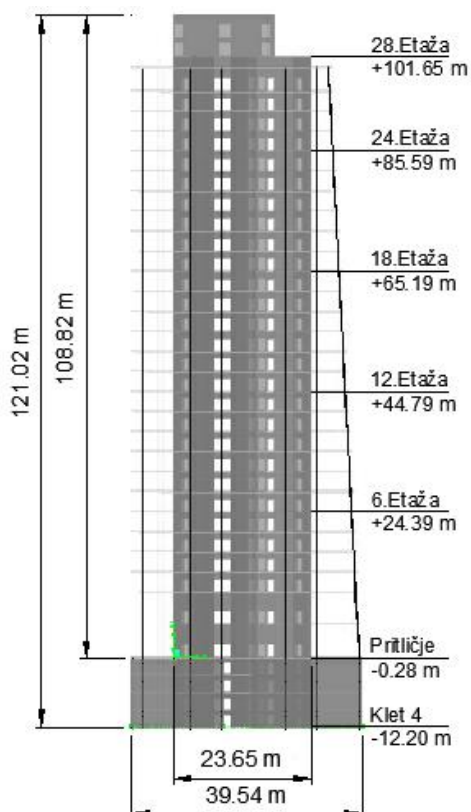
Elea iC d.o.o., 2009). Arhitektura objekta je bila pridobljena iz načrtov idejnega projekta poslovna stolpnica Emonika, projektanta Elea iC d.o.o. (2008).

Geometrija stavbe Emonika in tlorisi tipičnih etaž, je predstavljena na slikah od 3.1 do 3.12.

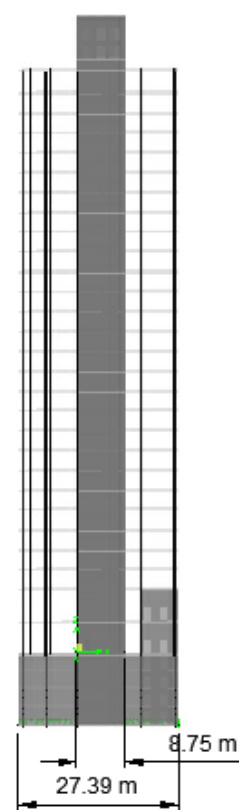
Slike so povzete iz programa ETABS - model P1.



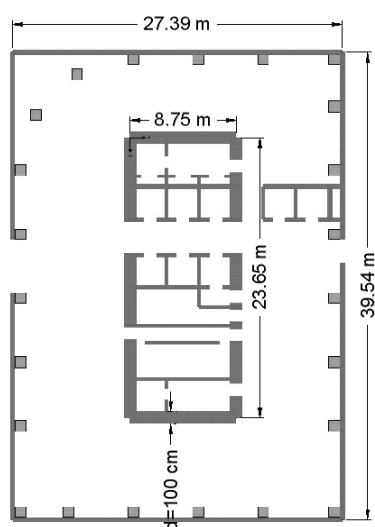
Slika 3.1: 3D model



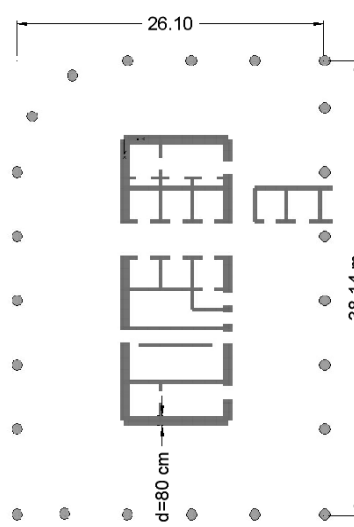
Slika 3.2: Pogled od strani



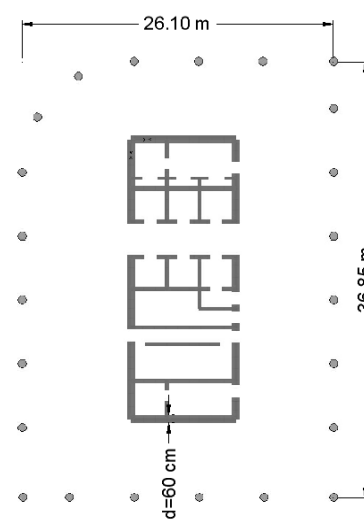
Slika 3.3: Pogled od naprej



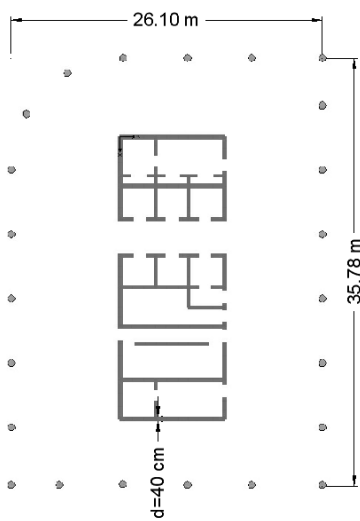
Slika 3.4: Tipičen tloris kleti



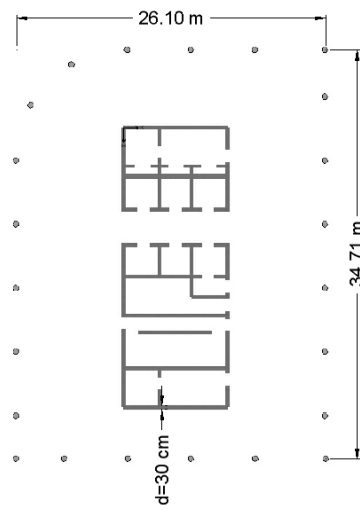
Slika 3.5: Tloris prilije



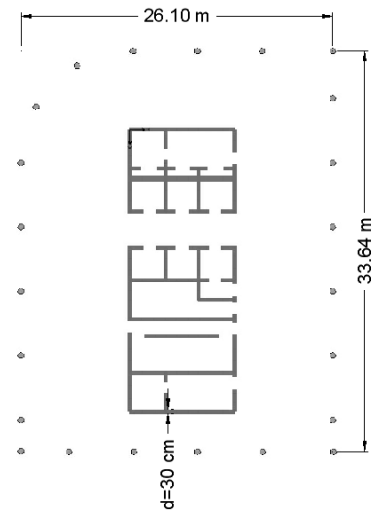
Slika 3.6: Tloris 6. etaže



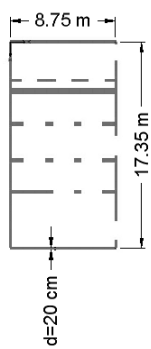
Slika 3.7: Tloris 12. etaže



Slika 3.8: Tloris 18. etaže



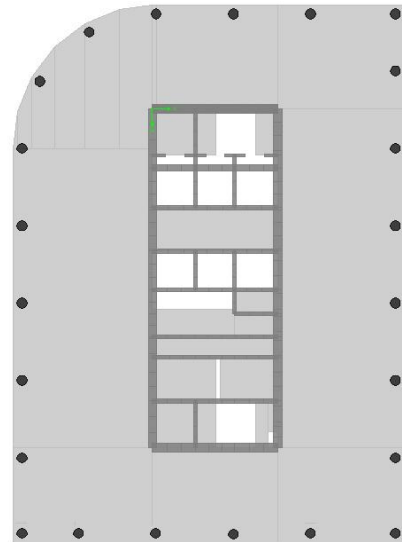
Slika 3.9: Tloris 24. etaže



Slika 3.10:
Tloris 28. etaže



Slika 3.11: Tloris
medetažne plošče v pritličju



Slika 3.12: Tloris
medetažne plošče tipične
etaže

3.1.1 Karakteristike uporabljenih materialov

Podatki o uporabljenih materialih so bili povzeti iz tehničnega poročila-gradbene konstrukcije, projekta poslovna stolpnica Emonika, projektanta Elea iC d.o.o. (2009).

Karakteristike uporabljenih materialov so bile povzete iz EC2-1-1(preglednica 3.1 in preglednica C.1) in EC1-1-1(preglednica A.1).

Beton

V preglednici 3.1 so zbrani podatki o kvaliteti betona, ki je bil uporabljen v določenih nosilnih elementih. Podani so tlačna trdnost, modul elastičnosti ter specifična teža betona.

Preglednica 3.1: Karakteristike uporabljenih materialov

Element	Beton	f_{ck} [kN/cm ²]	E_{cm} [kN/m ²]	γ_c [kN/m ³]
Piloti	C 30/37	3,0	3300	25
Temeljna plošča	C 35/45	3,5	3400	25
Plošča nad kletnimi etažami in nad tipičnimi nadzemnimi etažami	C 30/37	3,0	3300	25
Strešna plošča nad 27. etažo	C 30/37	3,0	3300	25
Plošča strojnic v zgornjih etažah	C 25/30	2,5	3100	25
Strešna plošča nad strojnico	C 25/30	2,5	3100	25
Stebri v kletnih etažah in stebri do 17. nadstropja	C 35/45	3,5	3400	25
Stebri od 18. nad. do 27. nad.	C 30/37	3,0	3300	25
Obodne stene v kletnih etažah	C 30/37	3,0	3300	25
Stene jedra v kletnih etažah in vse do 17. nadstropja	C 35/45	3,5	3400	25
Stene jedra od 18. nad. do 23. nad.	C 30/37	3,0	3300	25
Stene jedra od 24. nad. do strehe	C 25/30	2,5	3100	25
Stopniščne rame in podesti	C 25/30	2,5	3100	25

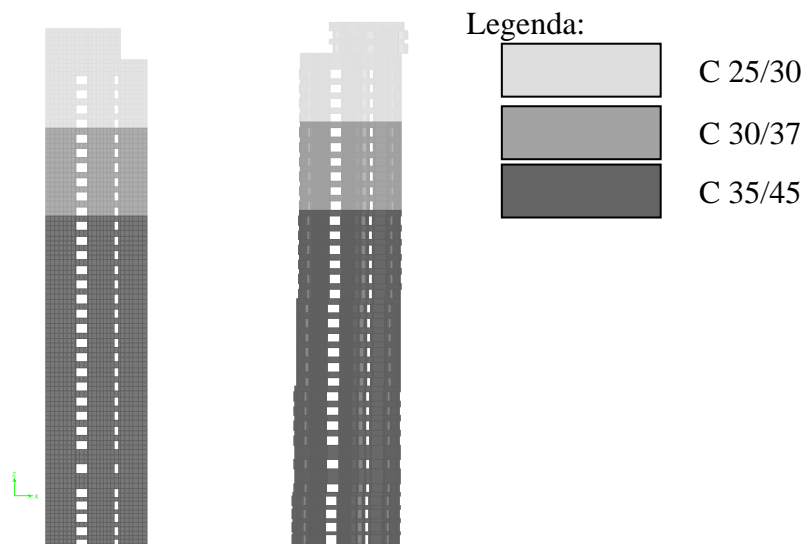
Pri tem so:

f_{ck} karakteristična tlačna trdnost betona

E_{cm} elastični modul betona

γ_c specifična teža betona

V programu ETABS lahko uporabimo funkcijo, ki spremeni barvo elementov glede na materialne lastnosti. Tako lahko natančno prepoznamo, kje na modelu je bil uporabljen kakšen material. Na sliki 3.13 sta prikazana linijski in ploskovni model z vklopljenim prikazom barv glede na materialne karakteristike elementov.



Slika 3.13: Prikaz razporeditve betona po višini pri ploskovnem (levo) in linijskem (desno) modelu.

Jeklo

Za armiranje vseh armirano-betonskih elementov bo uporabljena mehka armatura S 500 - B. Za prednapete plošče pa bo uporabljena tudi prednapeta armatura $f_{pk}/f_{p0,1k} = 1860/1580$ kN/cm².

Jeklo S 500 - B

$E_s = 20.000$ kN/cm² elastični modul

$f_{yk} = 50,0$ kN/cm² karakteristična meja elastičnosti

3.2 Značilnosti konstrukcijskega sistema

Nosilna konstrukcija poslovne stolpnice Emonike je zasnovana tako, da se večina potresne obtežbe prenaša preko armirano-betonskega jedra v temeljna tla. Jedro, ki je postavljeno v središče stavbe je sestavljeno iz sten, ki potekajo neprekinjeno od temeljev in vse do vrha stavbe. Določitev tlorisne pravilnosti in pravilnosti po višini je prikazana v poglavjih 3.2.1 in 3.2.2. Na podlagi kriterijev za pravilnost konstrukcije je obravnavani primer pravilen tako po višini kot tudi po tlorisu. Redukcija faktorja obnašanja ni potrebna.

3.2.1 Tlorisna pravilnost

Spodaj so navedeni zaključki glede pogojev tlorisne pravilnosti po enakem vrstnem redu, kot so ti pogoji predstavljeni v poglavju 2.1.5:

- na togost stavbe ima največji vpliv jedro, ki je postavljeno v središče in okoli katerega je v vsaki etaži dokaj simetrično postavljena medetažna plošča. Tako je stavba, kar se tiče simetrične razporeditve togosti in mas glede na obe pravokotni osi tlorisno, pravilna
- pri obravnavani stavbi so v spodnjih etažah zaradi jaškov za dvigalo sicer vdolbine, vendar pa so le-te majhne. Po obodu, čez vdolbino teče tudi robni nosilec, tako da v bistvu zaključuje vdolbino. S tem je izpolnjen tudi pogoj o konveksnosti etažnega oboda
- pri obravnavani stavbi je stropna konstrukcija 23 cm debela, prednapeta armirano-betonska plošča. Togost v ravnini je zagotovljena.
- razmerje med največjo in najmanjšo tlorisno dimenzijo je okrog 1,3. Tako je pogoj glede vitkosti tlorisa stavbe λ izpolnjen.
- ekscentričnost konstrukcije e_0 v nobeni etaži ne prekorači 30 % vrednosti torzijskega polmera. Prav tako v nobeni etaži torzijski polmer ni večji od vztrajnosnega polmera.

V preglednicah od 3.2 do 3.4 je narejena kontrola pravilnosti stavbe po tlorisu.

Preglednica 3.2: Določitev togosti in torzijskega polmera

Etaža	Pomiki			Togosti			Torzijska polmera	
	U_X [m]	U_Y [m]	$R_Z \cdot 10^4$ [rd]	K_{UX} $\cdot 10^6$	K_{UY} $\cdot 10^6$	K_{RZ} $\cdot 10^9$	r_x [m]	r_y [m]
STREHA	0,47	1,35	8,60	2,13	0,74	1,16	39,60	23,34
29. ETAZA	0,34	0,98	6,30	2,94	1,02	1,59	39,46	23,24
28. ETAZA	0,18	0,53	1,60	5,62	1,88	6,25	57,61	33,35
VMESNA ETAZA	0,38	1,10	3,80	2,64	0,91	2,63	53,83	31,58
27. ETAZA	0,30	0,86	3,00	3,30	1,16	3,33	53,67	31,78
26. ETAZA	0,29	0,81	2,90	3,48	1,24	3,45	52,77	31,50
25. ETAZA	0,27	0,75	2,90	3,66	1,33	3,45	51,01	30,69
24. ETAZA	0,26	0,70	2,80	3,87	1,42	3,57	50,14	30,37
23. ETAZA	0,24	0,66	2,80	4,08	1,52	3,57	48,44	29,57
22. ETAZA	0,23	0,61	2,70	4,31	1,63	3,70	47,63	29,30
21. ETAZA	0,22	0,57	2,70	4,56	1,75	3,70	45,98	28,50
20. ETAZA	0,21	0,53	2,70	4,83	1,88	3,70	44,38	27,70
19. ETAZA	0,20	0,50	2,60	5,11	2,02	3,85	43,64	27,43
18. ETAZA	0,18	0,46	2,20	5,53	2,18	4,55	45,68	28,67
17. ETAZA	0,17	0,43	2,10	5,88	2,35	4,76	45,03	28,46
16. ETAZA	0,16	0,39	2,00	6,26	2,54	5,00	44,40	28,27
15. ETAZA	0,15	0,36	2,00	6,67	2,74	5,00	42,68	27,38
14. ETAZA	0,14	0,34	2,00	7,12	2,97	5,00	41,00	26,50
13. ETAZA	0,13	0,31	1,90	7,63	3,23	5,26	40,38	26,27
12. ETAZA	0,12	0,28	1,50	8,42	3,53	6,67	43,43	28,13
11. ETAZA	0,11	0,26	1,40	9,08	3,87	7,14	42,97	28,04
10. ETAZA	0,10	0,24	1,40	9,82	4,25	7,14	40,99	26,97
9. ETAZA	0,09	0,21	1,40	10,65	4,69	7,14	39,01	25,90
8. ETAZA	0,09	0,19	1,30	11,61	5,21	7,69	38,42	25,74
7. ETAZA	0,08	0,17	1,30	12,72	5,81	7,69	36,38	24,59
6. ETAZA	0,07	0,15	1,10	14,41	6,57	9,09	37,19	25,12
5. ETAZA	0,06	0,13	1,00	16,05	7,47	10,00	36,59	24,96
4. ETAZA	0,06	0,12	1,00	18,05	8,57	10,00	34,16	23,54
3. ETAZA	0,05	0,10	1,00	20,58	9,98	10,00	31,65	22,05
2. ETAZA	0,07	0,13	1,40	15,13	7,42	7,14	31,03	21,73
1. ETAZA	0,05	0,10	1,30	19,23	9,90	7,69	27,87	20,00
PRITLICJE	0,02	0,03	0,10	59,88	31,55	100,00	56,30	40,87
KLET 1	0,01	0,03	0,20	70,42	38,17	50,00	36,19	26,65
KLET 2	0,01	0,02	0,20	97,09	55,25	50,00	30,08	22,69
KLET 3	0,01	0,01	0,20	102,04	89,29	50,00	23,66	22,14

Preglednica 3.3: Določitev vztrajnostnega polmera in ekscentričnosti

Etaža	Vztrajnostni polmer			Center mase		Center togosti		Ekscentričnost	
	Mass [t]	MMI [t·m ²]	I _s [m]	X _{CM} [m]	Y _{CM} [m]	X _{CR} [m]	Y _{CR} [m]	e _{0x} [m]	e _{0y} [m]
STREHA	233,0	7881,7	5,82	8,61	4,37	10,86	3,83	2,25	0,54
29. ETAZA	194,1	6853,6	5,94	8,87	4,25	11,06	3,87	2,19	0,38
28. ETAZA	339,0	20069,6	7,69	11,96	4,40	11,25	3,90	0,71	0,50
VMESNA ETAZA	1058,0	184447,6	13,20	10,19	4,23	11,26	3,89	1,07	0,34
27. ETAZA	1012,2	162432,3	12,67	10,62	4,21	11,29	3,89	0,67	0,32
26. ETAZA	995,2	160008,1	12,68	10,72	4,21	11,32	3,89	0,60	0,31
25. ETAZA	1000,1	161737,0	12,72	10,80	4,20	11,34	3,89	0,54	0,31
24. ETAZA	1004,2	163330,1	12,75	10,89	4,20	11,37	3,90	0,48	0,31
23. ETAZA	1009,1	165081,1	12,79	10,97	4,20	11,39	3,90	0,42	0,30
22. ETAZA	1014,0	166848,8	12,83	11,05	4,20	11,41	3,90	0,35	0,30
21. ETAZA	1018,1	168485,2	12,86	11,14	4,20	11,43	3,90	0,29	0,30
20. ETAZA	1023,0	170285,1	12,90	11,22	4,20	11,45	3,91	0,23	0,29
19. ETAZA	1027,9	172112,3	12,94	11,30	4,20	11,46	3,91	0,16	0,28
18. ETAZA	1045,8	175722,7	12,96	11,39	4,20	11,47	3,92	0,08	0,28
17. ETAZA	1069,7	180551,6	12,99	11,48	4,19	11,49	3,92	0,01	0,27
16. ETAZA	1074,6	182430,7	13,03	11,56	4,19	11,51	3,93	0,05	0,26
15. ETAZA	1078,7	184168,1	13,07	11,64	4,19	11,53	3,94	0,12	0,25
14. ETAZA	1083,6	186092,1	13,10	11,73	4,19	11,54	3,95	0,19	0,24
13. ETAZA	1088,4	187888,1	13,14	11,81	4,19	11,55	3,96	0,25	0,23
12. ETAZA	1118,2	192903,6	13,13	11,89	4,19	11,55	3,97	0,33	0,22
11. ETAZA	1156,2	199379,5	13,13	11,97	4,19	11,57	3,99	0,40	0,20
10. ETAZA	1161,0	201368,7	13,17	12,04	4,19	11,58	4,01	0,46	0,18
9. ETAZA	1165,9	203380,8	13,21	12,12	4,18	11,59	4,03	0,53	0,16
8. ETAZA	1169,9	205233,6	13,24	12,20	4,18	11,60	4,06	0,60	0,13
7. ETAZA	1174,8	207276,7	13,28	12,28	4,18	11,61	4,09	0,67	0,09
6. ETAZA	1205,1	212652,1	13,28	12,35	4,19	11,61	4,14	0,74	0,05
5. ETAZA	1244,8	219805,0	13,29	12,41	4,18	11,62	4,19	0,79	0,01
4. ETAZA	1248,8	221747,9	13,33	12,49	4,18	11,63	4,25	0,85	0,07
3. ETAZA	1253,7	223902,2	13,36	12,56	4,18	11,65	4,34	0,92	0,16
2. ETAZA	1528,5	242474,3	12,60	10,92	4,33	11,68	4,43	0,76	0,10
1. ETAZA	1310,8	174274,6	11,53	15,77	5,80	11,78	4,57	3,99	1,23
PRITLICJE	1462,2	294441,7	14,19	12,45	3,92	12,18	4,90	0,27	0,97
KLET 1	1145,6	173597,6	12,31	4,43	3,24	11,21	4,72	6,78	1,48
KLET 2	1543,9	357780,8	15,22	11,77	3,41	11,99	4,56	0,22	1,15
KLET 3	1685,7	377640,3	14,97	12,12	4,44	11,90	4,48	0,23	0,04

Preglednica 3.4: Kontrola ekscentričnosti in torzijskega polmera

Etaža	Kontrola ekscentričnosti				Kontrola torzijskega polmera	
	$0,3 \cdot r_x$ [m]	e_{0x} [m]	$0,3 \cdot r_y$ [m]	e_{0y} [m]	$\min\{r_x, r_y\}$ [m]	l_s [m]
STREHA	11,88	2,25	7,00	0,54	23,34	5,82
29. ETAZA	11,84	2,19	6,97	0,38	23,24	5,94
28. ETAZA	17,28	0,71	10,01	0,50	33,35	7,69
VMESNA ETAZA	16,15	1,07	9,47	0,34	31,58	13,20
27. ETAZA	16,10	0,67	9,53	0,32	31,78	12,67
26. ETAZA	15,83	0,60	9,45	0,31	31,50	12,68
25. ETAZA	15,30	0,54	9,21	0,31	30,69	12,72
24. ETAZA	15,04	0,48	9,11	0,31	30,37	12,75
23. ETAZA	14,53	0,42	8,87	0,30	29,57	12,79
22. ETAZA	14,29	0,35	8,79	0,30	29,30	12,83
21. ETAZA	13,79	0,29	8,55	0,30	28,50	12,86
20. ETAZA	13,31	0,23	8,31	0,29	27,70	12,90
19. ETAZA	13,09	0,16	8,23	0,28	27,43	12,94
18. ETAZA	13,70	0,08	8,60	0,28	28,67	12,96
17. ETAZA	13,51	0,01	8,54	0,27	28,46	12,99
16. ETAZA	13,32	0,05	8,48	0,26	28,27	13,03
15. ETAZA	12,81	0,12	8,21	0,25	27,38	13,07
14. ETAZA	12,30	0,19	7,95	0,24	26,50	13,10
13. ETAZA	12,11	0,25	7,88	0,23	26,27	13,14
12. ETAZA	13,03	0,33	8,44	0,22	28,13	13,13
11. ETAZA	12,89	0,40	8,41	0,20	28,04	13,13
10. ETAZA	12,30	0,46	8,09	0,18	26,97	13,17
9. ETAZA	11,70	0,53	7,77	0,16	25,90	13,21
8. ETAZA	11,53	0,60	7,72	0,13	25,74	13,24
7. ETAZA	10,92	0,67	7,38	0,09	24,59	13,28
6. ETAZA	11,16	0,74	7,54	0,05	25,12	13,28
5. ETAZA	10,98	0,79	7,49	0,01	24,96	13,29
4. ETAZA	10,25	0,85	7,06	0,07	23,54	13,33
3. ETAZA	9,50	0,92	6,61	0,16	22,05	13,36
2. ETAZA	9,31	0,76	6,52	0,10	21,73	12,60
1. ETAZA	8,36	3,99	6,00	1,23	20,00	11,53
PRITLICJE	16,89	0,27	12,26	0,97	40,87	14,19
KLET 1	10,86	6,78	7,99	1,48	26,65	12,31
KLET 2	9,02	0,22	6,81	1,15	22,69	15,22
KLET 3	7,10	0,23	6,64	0,04	22,14	14,97

Kot je razvidno iz preglednice 3.4, konstrukcija ustreza pogojem glede ekscentričnosti in vztrajnostnega polmera.

3.2.1.1 Ekscentričnost tlorisa $e_{0,i}$

Ekscentričnost tlorisa je za vsako smer ($e_{0,x}$ in $e_{0,y}$) definirana kot razdalja med središčem togosti in masnim središčem.

Program ETABS izračuna center togosti (CR) in center mas (CM) samodejno, zato ju ni bilo potrebno posebej računati.

3.2.1.2 Torzijski polmer r_i

Torzijskega polmera ETABS ne izračuna avtomatsko, zato je bil za obravnavani primer določen ročno, po naslednjem postopku, ki pa je podoben v poglavju 2.1.5 opisanemu postopku določevanja ekscentričnosti.

Postopek določitve torzijskega polmera:

V vsaki etaži so bili definirani trije dodatni statični obtežni primeri (enotski sili F_x , F_y , ter enotski torzijski moment M_z) s prijemališčem v centru togosti. Na ta način so bili dobljeni translacijski pomiki zaradi sil F_x in F_y ter zasuki zaradi torzijskega momenta M_z . Na podlagi teh rezultatov so bili potem določeni translacijska in torzijska togost, nato pa še torzijski polmer, za vsako etažo, v obeh smereh. V izogib numeričnim napakam so bile posplošene sile povečane za faktor 10^6 . Enačbe za izračun torzijskih polmerov so prikazane spodaj.

$$K_{MZ} = \frac{10^6}{R_z(M_T)} \quad \text{torzijska togost} \quad (3.1)$$

$$K_{FX} = \frac{10^6}{U_X(F_{TX})} \quad \text{translacijska togost v smeri X} \quad (3.2)$$

$$K_{FY} = \frac{10^6}{U_Y(F_{TY})} \quad \text{translacijska togost v smeri Y} \quad (3.3)$$

$$r_X = \sqrt{\frac{K_{MZ}}{K_{FY}}} \quad \text{torzijski polmer za smer X} \quad (3.4)$$

$$r_Y = \sqrt{\frac{K_{MZ}}{K_{FX}}} \quad \text{torzijski polmer za smer Y} \quad (3.5)$$

3.2.1.3 Vztrajnostni polmer l_s

Vztrajnostni polmer je bil določen za vsako etažo posebej po enačbi 2.19, kot je prikazano v poglavju 2.1.5. Vrednosti izračunanih vztrajnostnih polmerov so prikazane v preglednici 3.3.

3.2.2 Pravilnost po višini

Spodaj so navedeni zaključki glede pogojev pravilnosti po višini. Zaključki pogojev so v enakem vrstnem redu, kot so ti pogoji predstavljeni v poglavju 2.1.5:

- armirano-betonsko jedro, ki prevzame večji del potresne obtežbe (okrog 85 %), poteka od temeljev do vrha brez vmesnih zamikov ali prekinitev. Tako je pogoj za neprekinjen potek nosilne konstrukcije po višini izpolnjen.
- togost in masa se pri obravnavani konstrukciji zmanjšujeta postopoma z višino. V zadnjih dveh nadstropjih se sicer hipoma zmanjšajo tako mase kot togost. Mase se zmanjšajo približno na četrtno vrednosti spodnjih etaž, togost pa približno za 40 %. Stavba tako zagotovi tudi pogoj o konstantnem zmanjšanju togosti in mas po višini.
- pri obravnavani stavbi predstavlja glavni nosilni sistem armirano-betonsko jedro sestavljeno iz sten, tako da pogoja o razmerju dejanske in računske nosilnosti v posameznih etaž okvirnih konstrukcij ni potrebno upoštevati.
- pri obravnavani stavbi se v eni smeri zmanjšuje tlorisna dimenzija (naklon 3°), medtem ko v drugi smeri ostaja konstantna. Zmanjšanje tlorisne dimenzije je pod 1 %, glede na prejšnjo etažo. Vsota vseh zamikov je okrog 15 % glede na kletno etažo. Pogoj omejitve zamikov in skupne vsote vseh zamikov je tako izpolnjen, vendar pa pri tem pogoju niso bile upoštevane etaže na vrhu (28., 29. in streha), kjer se pojavijo hipne spremembe tlorisnih dimenzij, saj je bilo privzeto, da te etaže zaradi precej zmanjšanih mas in togosti bistveno ne vplivajo na potresno obnašanje konstrukcije. Ob upoštevanju teh etaž ta pogoj ne bi bil izpolnjen.

Na podlagi kriterijev za pravilnost po višini je obravnavana konstrukcija pravilna po višini.

3.2.3 Določitev vrste konstrukcije in faktorja obnašanja q

Ker armirano-betonsko jedro prenaša skoraj 85 % potresne obtežbe ob vpetju, spada konstrukcija med stenaste sisteme, ki morajo po definiciji ob vpetju prevzeti več kot 65 % potresne obtežbe. Sem spadata duktilni stenasti sistem in sistem velikih šibko armiranih sten. Zaradi velikega števila etaž in sorazmerno velike potresne nevarnosti stavba ne more biti sistem šibko armiranih sten.

Konstrukcija tako spada v kategorijo duktilnih stenastih sistemov. Nadaljnje je bilo privzeto, da gre za sistem nepovezanih konzolnih sten, saj se pri potresni obtežbi jedro obnaša kot ena sama konzolna stena. Porušitev katerega koli dela jedra bi v bistvu pomenilo porušitev celotnega sistema.

3.2.3.1 Faktor obnašanja q

Konstrukcija je uvrščena v duktilni stenast sistem z nepovezanimi konzolnimi stenami. Izbrana je bila srednja stopnja duktilnosti DCM.

Po preglednici 2.12 je določena osnovna vrednost faktorja obnašanja za konstrukcije pravilne po višini:

$$q_0 = 3,0$$

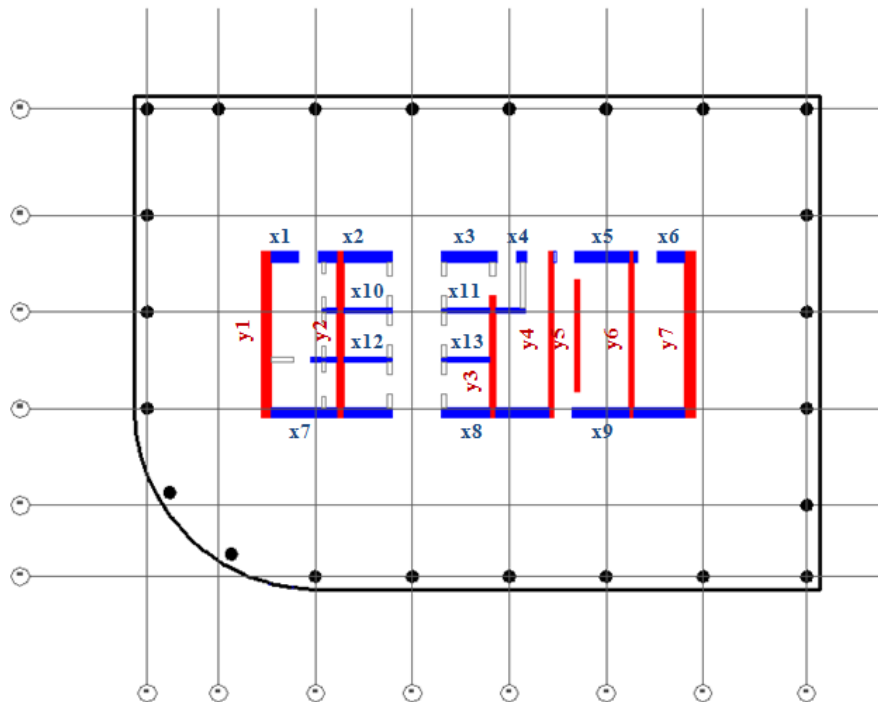
Računska vrednost faktorja obnašanja se določi z izrazom 2.20:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,50$$

Faktor k_w , ki upošteva prevladujoči način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami je določen z izrazom 2.21:

$$k_w = (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1,0 \quad (\text{ne manj kot } 0,5)$$

Na sliki 3.14. so prikazane stene, ki so bile zajete v račun faktorja k_w . V preglednici 3.5 pa so zbrani podatki o teh stenah (dolžina, višina).



Slika 3.14: Stene za določitev faktorja k_w

Preglednica 3.5: Podatki o stenah: višina, dolžina

Stena	h_w [m]	$L_{w,x}$ [m]	$L_{w,y}$ [m]
x1	121	1,50	/
x2	121	3,70	/
x3	121	3,10	/
x4	121	0,52	/
x5	114	3,21	/
x6	114	1,50	/
x7	121	6,30	/
x8	121	5,69	/
x9	114	5,96	/
x10	121	3,50	/
x11	121	4,35	/
x12	121	4,10	/
x13	121	2,70	/
y1	121	/	9,30
y2	121	/	9,30
y3	121	/	6,85
y4	121	/	9,30
y5	121	/	6,20
y6	114	/	9,30
y7	114	/	9,30

Vsota razmerij višine in dolžine sten v konstrukcijskem sistemu je določena z izrazom 2.22:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum L_{wi}$$

$$\alpha_{0,x} = \sum h_{wi} / \sum L_{wi,x} = 1552 / 41,13 = 37,73$$

$$\alpha_{0,y} = \sum h_{wi} / \sum L_{wi,y} = 833 / 59,55 = 13,99$$

$$k_{w,x} = (1 + \alpha_{0,x}) / 3 = (1 + 37,73) / 3 = 12,91 \longrightarrow k_{w,x} = 1,0 \quad \text{za smer x}$$

$$k_{w,y} = (1 + \alpha_{0,y}) / 3 = (1 + 13,99) / 3 = 5,00 \longrightarrow k_{w,y} = 1,0 \quad \text{za smer y}$$

Faktor k_w je za obe smeri enak 1,0, računski vrednost faktorja obnašanja je s tem enaka osnovni vrednosti q_0 .

$$q = q_0 \cdot k_w = q_0 = 3,0$$

4 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

4.1 Izračun lastne ter stalne obtežbe

Podatki kot so geometrija, specifična teža elementov, sestava tlakov, fasade, predelnih sten ter lastna teža strojne opreme: klimatske naprave, strojnice dvigal, žerjav, itd.) so bile pridobljene iz Tehničnega poročila-gradbene konstrukcije, PGD projekta Emonika, projektanta Elea iC d.o.o., (2009).

Lastno težo konstrukcijskih AB elementov izračuna program samodejno glede na podano geometrijo in specifično težo elementov. Vplivi ostalih nekonstrukcijskih elementov so bili ročno preračunani in pozneje naneseni na model kot ploskovna obtežba.

V preglednicah od 4.1 do 4.19 so izračuni tež tlakov, strojnih naprav, predelnih sten in fasade.

Preglednica 4.1: Teža tlakov: Streha, terasa: Kota +108,82 m in +100 m

Streha: Kota +109m in 100 m	d [m]	γ [kN/m ³]	g [kN/m ²]
Betonske plošče	0,05	24	1,20
Gramoz	0,05	22	1,10
Filc	0,002	5	0,01
PE folija	0,0015	12	0,02
Filc	0,002	5	0,01
Toplotna izolacija	0,2	0,2	0,04
PE folija	0,005	18	0,09
Naklonski beton (3-8 cm)	0,06	24	1,44
Instalacije			0,10
		g =	4,01

Preglednica 4.2: Teža tlakov: Tehnične sobe: Kota +101.7 in 104.9 m

Tehnične sobe: Kota +101.7 in 104.9 m	d [m]	γ [kN/m ³]	g [kN/m ²]
Protiprašna plast	0,001	10	0,01
Beton	0,06	24	1,44
Instalacije			0,10
		g =	1,55

Preglednica 4.3: Teža tlakov: Pisarne: Kota +11 do +96 m

Pisarne: Kota +11 do +96 m	d [m]	γ [kN/m ³]	g [kN/m ²]
Kamnite plošče	0,02	26	1,20
Tehnični pod			0,40
Protiprašna plast	0,001	10	0,01
Instalacije			0,10
		g =	1,71

Preglednica 4.4: Teža tlakov: WC: Vsa nadstropja

WC: Vsa nadstropja	d [m]	γ [kN/m ³]	g [kN/m ²]
Keramične plošče	0,02	20	0,40
Beton	0,06	24	1,44
PE folija	0,002	5	0,01
Zvočna izolacija	0,02	0,2	0,004
Instalacije			0,1
		g =	1,95

Preglednica 4.5: Teža tlakov: Tehnične sobe: Vse etaže razen kletne

Tehnične sobe: Vse etaže razne kletne	d [m]	γ [kN/m ³]	g [kN/m ²]
Guma	0,005	12	0,06
Beton	0,06	24	1,44
PE folija	0,002	5	0,01
Zvočna izolacija	0,02	0,2	0,004
Instalacije			0,10
		g =	1,61

Preglednica 4.6: Teža tlakov: Restavracija in kuhinja: Kota + 5.4 m

Restavracija in kuhinja: Kota + 5.4 m	d [m]	γ [kN/m ³]	g [kN/m ²]
Kamnite plošče	0,03	26	0,78
Beton	0,05	24	1,20
PE folija	0,002	5	0,01
Zvočna izolacija	0,02	0,2	0,004
Instalacije			0,10
Kovinska mreža			0,30
		g =	2,39

Preglednica 4.7: Teža tlakov: Restavracija in recepcija: Kota + 0,0 m

Restavracija in recepcija: Kota + 0,0 m	d [m]	γ [kN/m³]	g [kN/m²]
Kamnite plošče	0,002	20	0,04
Beton	0,08	24	1,92
PE folija	0,002	5	0,01
Toplotna izolacija	0,05	0,2	0,01
Instalacije			0,10
		g =	2,08

Preglednica 4.8: Teža tlakov: Soba za smeti v pritličju: Kota + 0,0 m

Soba za smeti v pritličju: kota + 0,0 m	d [m]	γ [kN/m³]	g [kN/m²]
Epoxy premaz	0,002	20	0,04
Beton	0,08	24	1,92
PE folija	0,002	5	0,01
Toplotna izolacija	0,05	0,2	0,01
Instalacije			0,1
		g =	2,08

Preglednica 4.9: Teža tlakov: Transformatorska soba: Kota - 6,2 m

Transformatorska soba: Kota - 6,2 m	d [m]	γ [kN/m³]	g [kN/m²]
Epoxy premaz	0,002	20	0,04
Beton	0,1	24	2,40
PE folija	0,002	5	0,01
Toplotna izolacija	0,12	0,2	0,02
Instalacije			0,1
		g =	2,57

Preglednica 4.10: Teža tlakov: Shrambe v kletnih etažah: Kota - 9,0 do -3,0 m

Shrambe v kletnih etažah: Kota - 9,0 do -3,0 m	d [m]	γ [kN/m³]	g [kN/m²]
Epoxy premaz	0,002	20	0,04
Beton	0,1	24	2,40
PE folija	0,002	5	0,01
Zvočna izolacija	0,05	0,2	0,01
Instalacije			0,10
		g =	2,56

Preglednica 4.11: Teža tlakov: Hodnik v kletnih etažah: Kota - 9,0 do -3,0 m

Hodnik v kletnih etažah: Kota - 9,0 do -3,0 m	d [m]	γ [kN/m³]	g [kN/m²]
Kamnite plošče	0,03	26	0,78
Beton	0,07	24	1,68
PE folija	0,002	5	0,01
Zvočna izolacija	0,05	0,2	0,01
Instalacije			0,10
Kovinska mreža			0,30
		g =	2,88

Preglednica 4.12: Teža tlakov: Tehnične sobe v kletnih etažah: Kota - 9,0 do -3,0 m

Tehnične sobe v kletnih etažah: Kota - 9,0 do -3,0 m	d [m]	γ [kN/m³]	g [kN/m²]
PVC antistatična plast	0,005	12	0,06
Betona	0,07	24	1,68
PE folija	0,002	5	0,01
Zvočna izolacija	0,05	0,2	0,01
Instalacije			0,1
		g =	1,86

Preglednica 4.13: Teža tlakov: Hodnik v 4. kleti: Kota - 12,0 m

Hodnik v 4. kleti: Kota - 12,0 m	d [m]	γ [kN/m³]	g [kN/m²]
Kamnite plošče	0,02	26	0,52
Beton	0,06	24	1,44
PE folija	0,002	5	0,01
Toplotna izolacija	0,1	0,2	0,02
		g =	1,99

Preglednica 4.14: Teža tlakov: Shrambe v 4. kleti: Kota - 12,0 m

Shrambe v 4. kleti: kota - 12,0 m	d [m]	γ [kN/m³]	g [kN/m²]
Epoxy premaz	0,002	20	0,04
Beton	0,08	24	1,92
PE folija	0,002	5	0,01
Toplotna izolacija	0,1	0,2	0,02
		g =	1,99

Strojne naprave

Preglednica 4.15: Strojne naprave: Terasa, streha: Kota + 100,0 in +108,82 m

Streha: Kota + 100,0 in +109 m	Masa naprave [kg]	Obtežna površina [m²]	g [kN/m²]
Hladilni stolp (2x)	7000	13	5,38
Klima naprava (2x)	5000	16	3,13
Ventilator (2x)	500	0,5	10,00
Žerjav	3800	9	4,22

Preglednica 4.16: Strojne naprave: 1. Klet: Kota -3,18 m

1. Klet: Kota -3,18 m	Masa naprave [kg]	Obtežna površina [m²]	g [kN/m²]
Bazen	100000	57,94	17,26

Preglednica 4.17: Strojne naprave: 2. Klet: Kota -6,1 m

2. Klet: Kota -6,1 m	Masa naprave [kg]	Obtežna površina [m²]	g [kN/m²]
Transformator (3x)	1200	25	0,48
Obtežbo naslednjih naprav smo zaradi poenostavitve pri modeliranju sešteli in delili s celotno površino prostora, v katerem so montirane			
Razdelilnik (2x)	3500		
Hladilnik (2x)	7000		
Klima - caffe	4500		
Klima - avla	4000		
Klima - pisarne	5000		
Klima - banka	4000		
Diesel (2x)	6000		
	34000	335	1,01

Predelne stene

Preglednica 4.18: Predelne stene

Predelne stene	d [m]	γ [kN/m ³]	g [kN/m ²]
Mavčno kartonska plošča 2x	2 x 0,0125	18	0,45
ALU sekundarna nosilna konstrukcija			0,2
Stiki			0,1
Instalacije v steni			0,1
		g_{stene} =	0,85

Višina tipične etaže je $h = 3,2\text{m}$, linijska obtežba predelne stene je tako:

$$g'_{stene} = 3,2 \cdot 0,85 = \mathbf{2,72\text{ kN/m}}$$

Glede na to, da linijska obtežba predelne stene ne presega $3,0\text{ kN/m}$, se lahko po Evrokodu EC1-1-1, člen 6.3.1.2 (8), njen vpliv razdelil po površini in sicer z nadomestno površinsko obtežbo $g = \mathbf{1,2\text{ kN/m}^2}$. Pri tem je bilo privzeto, da talna konstrukcija (23 cm debela prednapeta AB plošča), omogoča raznos obtežbe.

Fasada

Preglednica 4.19: Fasada

Fasada	d [m]	γ [kN/m ³]	g [kN/m ²]
Dvojna zasteklitev	2x 0,02	25	1,0
Senčilo			0,1
ALU nosilna podkonstrukcija			0,2
Vezi			0,1
		g =	1,4

4.1.1 Vpliv zemljine

Vpliv zemljine smo pri analizi zanemarili.

4.2 Koristna obtežba

4.2.1 Določitev koristne obtežbe

Pri določitvi koristne obtežbe so bile talne in strešne površine razdeljene glede na njihov namen, kar je bilo razbrano iz idejnega projekta poslovne stolpnice Emonika, projektanta Elea iC d.o.o. (2008). Nadalje so bile določene vrednosti zvezne površinske obtežbe s pomočjo preglednic 2.1 in 2.4, ki jih priporoča Evrokod.

Izbrane kategorije in vrednosti za zvezno površinsko obtežbo le-teh so zbrane v preglednici 4.20.

Preglednica 4.20: Kategorije površin po EC1 in površinska obtežba

Površina	Kategorija	q_k [kN/m²]
Stopnišče	B	3,0
Pisarne	B	3,0
Recepcija	C3	5,0
Strehe in terase	I	1,2
Restavracija	C1	3,0
Butiki	D1	5,0
Nakupovalni centri	D2	5,0
WC	A	2,0
Skladišča	E1	7,5

4.3 Obtežba snega

Obtežba snega se pojavi na ravni strehi stavbe na koti +108,82 m, ter na terasi na vmesni etaži na koti +99,79 m.

4.3.1 Račun obtežbe snega

Postopek za določitev obtežbe snega je razložen v poglavju 2.1.3.

Glede na karto snežne obtežbe (EC1-1-3: nacionalni dodatek, slika 1) spada Ljubljana v cono A2.

Nadmorska višina stavbnega zemljišča je: 299,10 m.

Karakteristična obtežba snega na tleh: $s_k = 1,299 \cdot (1 + (299,1/728)^2) = 1,51 \text{ kN/m}^2$

Koeficient izpostavljenosti: $C_e = 1,0$

Termični koeficient: $C_t = 1,0$

Koeficient oblike strehe: $\mu_1 (\alpha = 0^\circ) = 0,8$

Obtežba snega: $s = 1,51 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,8 = \mathbf{1,21 \text{ kN/m}^2}$

Obtežba snega pri računu ni bila upoštevana, saj predstavlja, v globalnem smislu, le majhen delež gravitacijske obtežbe. Prav tako deluje sneg na tistih delih stavbe, kjer so strojne naprave, ki bodisi oddajajo toploto bodisi potrebujejo dostop zaradi vzdrževanja ali upravljanja, tako je v uporabnem stanju obtežba snega precej manjša od računske. Pri potresni analizi se sneg načeloma niti ne kombinira s potresnimi vplivi.

4.4 Obtežba vetra

Veter ima kot horizontalna obtežba pri tako visoki stavbi velik pomen, saj se njegova moč povečuje z višino. Kar pomeni večjo obtežbo vetra na ploskev oz. prečno obtežbo, hkrati pa tudi večji moment ob vpetju.

Pri obravnavanem primeru deluje veter tako na fasado objekta kot tudi na streho. Spodnji del stavbe je povezan s trgovskim delom kompleksa Emonika, kar pomeni da s te strani veter ne more neposredno delovati na konstrukcijo. Vpliv vetra bi se lahko na tem delu zanemaril. Vseeno pa je bil upoštevan direkten vpliv vetra tudi s te strani. Pri analizi konstrukcije je bil

upoštevati vpliv vetra iz obeh med sabo pravokotnih horizontalnih smeri stavbe. Pri tem je bilo upoštevano, da veter ne deluje v obeh straneh naenkrat. Obtežba vetra na streho je bila zanemarljiva, saj predstavlja glede na ravno streho in majhno površino le-te, majhno obtežbo v navpični smeri. Pomembnejši je vpliv vetra v horizontalni smer, kar smo primerjali tudi z potresno analizo.

4.4.1 Način računa sil vetra

Načina za določitev sil vetra sta opisana v poglavju 2.1.4. Izbran je bil način b), kjer se zunanje sile določijo z izrazom 2.4:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum_{\text{površine}} w_e \cdot A_{ref}$$

Glede na to, da obravnavani objekt po celi višini in celem obodu obdaja steklena fasada, veter ne more prodreti v notranjost, tako da vpliv notranjih tlakov ni bil upoštevan.

Prav tako ni bil upoštevan vpliv trenja na ploskve, saj velja za obe smeri delovanja vetra, da je površina vseh ploskev vzporednih z vetrom manjša od štirikratne površine zunanjih ploskev, pravokotnih na veter (priveternih in zaveternih):

Smer S-J

$$A_{S-J}^{\parallel} = (27,39 \cdot 99,79) \cdot 2 + (8,75 \cdot 9,03) \cdot 2 = 5625 \text{ m}^2$$
$$A_{S-J}^{\perp} = (39,54 + 34,31) \cdot 99,79 + (17,35 \cdot 9,03) \cdot 2 = 7683 \text{ m}^2$$
$$4 \cdot A_{S-J}^{\perp} = 30732 \text{ m}^2 > A_{S-J}^{\parallel}$$

Smer V-Z

$$A_{V-Z}^{\parallel} = (39,54 + 34,31) \cdot 99,79 + (17,35 \cdot 9,03) \cdot 2 = 7683 \text{ m}^2$$
$$A_{V-Z}^{\perp} = (27,39 \cdot 99,79) \cdot 2 + (8,75 \cdot 9,03) \cdot 2 = 5625 \text{ m}^2$$
$$4 \cdot A_{V-Z}^{\perp} = 22500 \text{ m}^2 > A_{V-Z}^{\parallel}$$

V obravnavanem primeru, je bilo za določitev konstrukcijskega faktorja privzeto, da je višina stavbe 99,79 m; višina, ki je enaka etažni višini vmesne etaže oz. terase. V naslednjih dveh nadstropjih se zunanje dimenzije stavbe hipoma zmanjšajo, in sicer za 30 % v eni in 65 % v drugi smeri, s čimer se najverjetneje pojavi drugačno delovanje vetra (turbulence itd.), kar bi bilo potrebno podrobneje analizirati. Zaradi poenostavitve je bil zato izbran podatek, da je višina stavbe 99,79 m ter da je vrednost konstrukcijskega faktorja enaka 1.

4.4.2 Račun pritiska vetra

Izračunan je bil samo pritisk vetra na zunanje ploskve w_e , saj se po celem zunanjem obodu stavbe razprostira steklena fasada, ki preprečuje vetru da bi vdrl v notranje prostore.

Zunanji pritisk vetra na površine objekta je bil določen po postopku, ki je opisan v poglavju 2.1.4.

Izračunani pritiski vetra na ploskev so prikazani v preglednici 4.21.

4.4.2.1 Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra, $q_p(z)$

Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra je bil določen po postopku, ki je opisan v poglavju 2.1.4. Izračunani tlaki q_p za posamezen segment so prikazani v preglednici 4.21.

4.4.2.2 Osnovni tlak vetra

Osnovni tlak je bil izračunan z izrazom 2.9:

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot (20 \text{ m/s})^2 = \mathbf{0,25 \text{ kN/m}^2}$$

Pri čemer so:

ρ gostota zraka. Priporočena vrednost je $1,25 \text{ kg/m}^3$.

v_b osnovna hitrost vetra

4.4.2.3 Osnovna hitrost vetra

Osnovna hitrost vetra je odvisna od srednje hitrosti vetra, od faktorja letnega časa in smernega faktorja. Izračunana je bila po enačbi 2.10:

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20 \text{ m/s} = \mathbf{20 \text{ m/s}}$$

Pri čemer so:

C_{dir} smerni faktor. Priporočena vrednost je 1,0.

C_{season} faktor letnega časa. Priporočena vrednost je 1,0.

$v_{b,0}$ srednja hitrost vetra. Njena vrednost je odvisna od cone vetra in nadmorske višine (299,10 m).

4.4.2.4 Koeficient izpostavljenosti C_e

Koeficient izpostavljenosti je bil določen po postopku, ki je opisan v poglavju 2.1.4. Izračunane vrednosti C_e za posamezen segment so prikazane v preglednici 4.21.

4.4.2.5 Kategorija terena

V obravnavanem primeru se stavbno zemljišče nahaja v centru mesta Ljubljana, kjer je več kot 15 % površine pokrite s stavbami, zato spada teren, glede na preglednico 2.6, v IV. kategorijo.

Pripadajoči vrednosti za teren IV. kategorije sta:

$$z_0 = 1,0 \text{ m}$$

$$z_{min} = 10 \text{ m}$$

Faktor terena je tako:

$$k_r = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II}) = \mathbf{0,234}$$

4.4.2.6 Faktor hrapavosti C_r

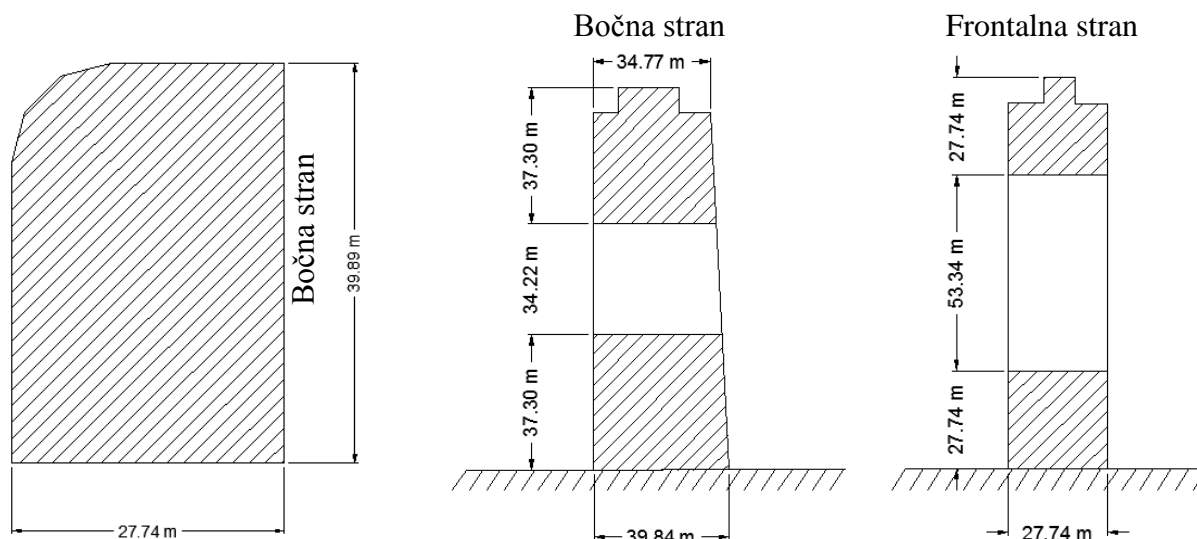
Faktor hrapavosti je bil določen po postopku, ki je opisan v poglavju 2.1.4. Vrednosti faktorja hrapavosti za posamezen segment stavbe so zbrane v preglednici 4.21.

4.4.2.7 Koeficient zunanje pritiska C_{pe}

Delitev stavbe po višini

Standard veleva, da je potrebno pri računu obtežbe vetra objekt razdeliti na tri segmente, če je višina objekta dvakrat večja od širine, glede na smer delovanja vetra. V teh treh segmentih se potem sile vetra različno računajo. V prvem spodnjem in tretjem zgornjem segmentu je pritisk vetra konstanten, medtem ko v srednjem z višino narašča.

V obravnavanem primeru se to zgodi tako na bočni kot tudi na frontalni strani stavbe. Ker je na bočni strani spodnja širina stavbe drugačna kot zgornja širina, je bila pri računu uporabljena povprečna vrednost širine $b=37,3$ m. Za račun koeficienta C_{pe} na frontalni strani pa je bila uporabljena širina 27,74 m. Delitev na segmente je prikazana na sliki 4.1.



Slika 4.1: Delitev stavbe na segmente

Določitev koeficienta zunanje pritiska C_{pe}

Koeficient zunanje pritiska C_{pe} je odvisen od aerodinamičnih lastnosti zunanje površine, na katero deluje veter. V obravnavanem primeru se ga upošteva pri računu obtežbe vetra na navpično steno, pri tem se zanemari srk, ki se pojavi na straneh stavbe, ki sta pravokotni na smer delovanja vetra (coni A in B). Srk, ki se pojavi na teh straneh se namreč v globalnem smislu izniči, saj sta sili srka enako veliki in nasprotno usmerjeni, zato ju v globalnem smislu ni potrebno upoštevati. Upoštevanje teh sil je pomembnejše pri lokalnem preverjanju pritrditve fasadnih elementov.

Pri računu je bila izdelana še ena poenostavitev, in sicer je bil faktor zunanje pritiska na priveterni strani prištet k vrednosti faktorja zunanje pritiska na zaveterni strani. V globalnem smislu delujejo sile na priveterni in zaveterni strani v isti smeri, zato se jih lahko sešteje. Podobno kot pri silah srka, ki se pojavljajo pravokotno, glede na delovanje vetra, bi tudi tukaj, prišlo do ločenega upoštevanje srka na zaveterni strani in pritiska na priveterni strani, le v primeru lokalnega preverjanja vpliva teh sil na konstrukcijo. Na slikah 4.2 in 4.3 je prikazana razdelitev sten na področja pri določitvi faktorja C_{pe} .

Določitev C_{pe} , smer SEVER-JUG:

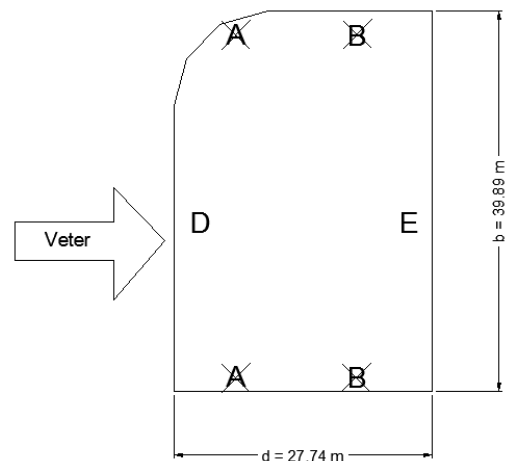
$$h = 108,82\text{m}, d = 27,74\text{m}$$

$$h/d = 3,92$$

$$C_{pe,10}^{D} = 0,8$$

$$C_{pe,10}^{E} = -0,65$$

$$C_{pe}^{S-J} = 0,8 + 0,65 = \mathbf{1,45}$$



Slika 4.2: Razdelitev sten na področja pri določanju C_{pe} za smer S-J

Določitev C_{pe} , smer VZHOD-ZAHOD:

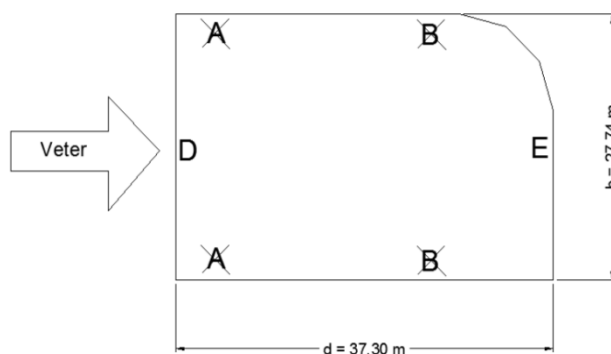
$$h = 108,82\text{m}, d = 37,30\text{m}$$

$$h/d = 2,932$$

$$C_{pe,10}^{\text{"D"}} = 0,8$$

$$C_{pe,10}^{\text{"E"}} = -0,60$$

$$C_{pe}^{\text{S-J}} = 0,8 + 0,60 = \mathbf{1,40}$$



Slika 4.3: Razdelitev sten na področja pri določanju C_{pe} za smer V-Z

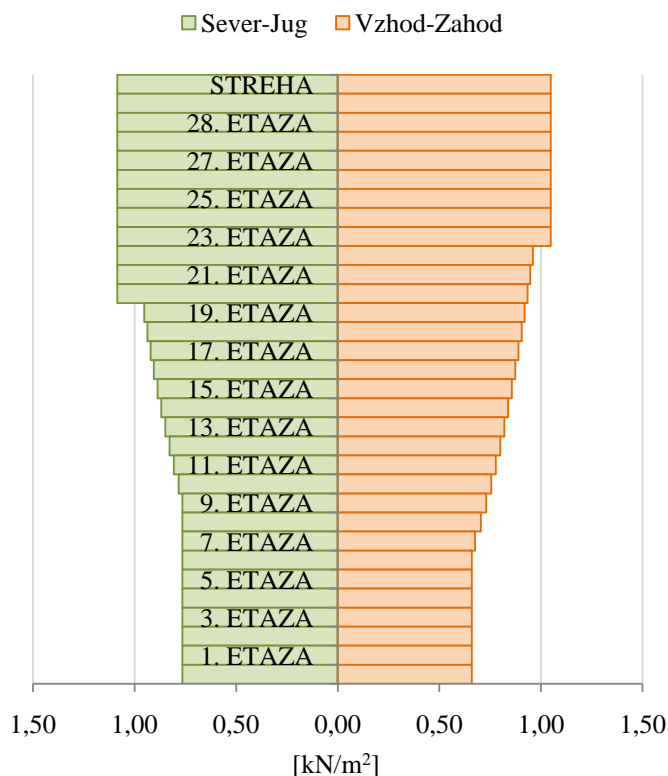
Pri računu bi se lahko upoštevala še nepopolnost zvez za sočasne tlake na priveterni in zaveterni strani (EC1-1-4, 7.2.2 (3)), vendar pa ta nepopolnost ni bila upoštevana.

4.4.2.8 Preglednice z izračunanimi silami vetra

Preglednica 4.21: Določitev pritiska vetra na ploskve w_e

Etaža	Kota [m]	C_r	C_e	Sever - Jug, $b=37,30\text{m}$, $C_{pe}=1,45$		Vzhod - Zahod, $b=27,74\text{ m}$, $C_{pe}=1,40$	
				q_p [kN/m ²]	w_e [kN/m ²]	q_p [kN/m ²]	w_e [kN/m ²]
STREHA	108,82	1,10	3,01	0,75	1,09	0,75	1,05
29. ETAZA	104,8	1,09	2,99	0,75	1,09	0,75	1,05
28. ETAZA	101,65	1,09	2,96	0,75	1,09	0,75	1,05
VMESNA ETAZA	99,79	1,08	2,94	0,75	1,09	0,75	1,05
27. ETAZA	95,79	1,07	2,91	0,75	1,09	0,75	1,05
26. ETAZA	92,39	1,06	2,88	0,75	1,09	0,75	1,05
25. ETAZA	88,99	1,06	2,85	0,75	1,09	0,75	1,05
24. ETAZA	85,59	1,05	2,81	0,75	1,09	0,75	1,05
23. ETAZA	82,19	1,04	2,78	0,75	1,09	0,75	1,05
22. ETAZA	78,79	1,03	2,74	0,75	1,09	0,69	0,96
21. ETAZA	75,39	1,02	2,71	0,75	1,09	0,68	0,95
20. ETAZA	71,99	1,01	2,67	0,75	1,09	0,67	0,93
19. ETAZA	68,59	1,00	2,63	0,66	0,95	0,66	0,92
18. ETAZA	65,19	0,98	2,59	0,65	0,94	0,65	0,90
17. ETAZA	61,79	0,97	2,54	0,64	0,92	0,64	0,89
16. ETAZA	58,39	0,96	2,50	0,62	0,90	0,62	0,87
15. ETAZA	54,99	0,95	2,45	0,61	0,89	0,61	0,86
14. ETAZA	51,59	0,93	2,40	0,60	0,87	0,60	0,84
13. ETAZA	48,19	0,92	2,34	0,59	0,85	0,59	0,82
12. ETAZA	44,79	0,90	2,29	0,57	0,83	0,57	0,80
11. ETAZA	41,39	0,88	2,22	0,56	0,81	0,56	0,78
10. ETAZA	37,99	0,86	2,16	0,54	0,78	0,54	0,76
9. ETAZA	34,59	0,84	2,09	0,53	0,76	0,52	0,73
8. ETAZA	31,19	0,82	2,01	0,53	0,76	0,50	0,70
7. ETAZA	27,79	0,79	1,93	0,53	0,76	0,48	0,68
6. ETAZA	24,39	0,76	1,84	0,53	0,76	0,47	0,66
5. ETAZA	20,99	0,73	1,74	0,53	0,76	0,47	0,66
4. ETAZA	17,59	0,69	1,62	0,53	0,76	0,47	0,66
3. ETAZA	14,19	0,65	1,48	0,53	0,76	0,47	0,66
2. ETAZA	10,79	0,59	1,32	0,53	0,76	0,47	0,66
1. ETAZA	5,34	0,54	1,18	0,53	0,76	0,47	0,66
PRITLICJE	0	0,54	1,18	0,53	0,76	0,47	0,66

Na grafikonu 4.1 je prikazan pritisk vetra na ploskve w_e , za smer sever-jug in vzhod-zahod, ki je izračunan v preglednici 4.21.



Grafikon 4.1: Pritisk vetra na ploskve

Ker tako na linijski kot tudi na ploskovni model ni mogoče nanesti izračunanih pritiskov vetra na ploskve w_e (na nobenem modelu ni fasade), je bil w_e preračunan na točkovno obtežbo za linijski model in površinsko obtežbo za ploskovni model (površinska obtežba vetra se je nanesla na ploščo). Za določitev točkovne obtežbe je bila izračunana površina posameznega segmenta, na katerega deluje veter. Segmenti segajo od polovice višine spodnje etaže do polovice višine zgornje etaže. Za površinsko obtežbo w_e , ki deluje na posamezen segment, je bila za w_e vzeta tista vrednost, ki je bila določena za etažo, na katero se nanaša segment (vrednosti za w_e so vzete iz preglednice 4.21). Na posameznem segmentu je obtežba w_e konstantna. Za ploskovni model je bila točkovna obtežba posamezne etaže deljena s površino te etaže (upoštevana je samo površina zunaj jedra prav tako je le-ta podana okoli jedra). Izračun točkovne obtežbe za linijski model in ploskovne obtežbe za ploskovni model je viden v preglednicah 4.22 in 4.23.

Preglednica 4.22: Določitev točkovne obtežbe W_e za linijski model

Etaža	h [m]	Težišče [m]	dT [m]	Smer S-J			Smer V-Z		
				$\check{S}_{zg.roba}$ [m]	Površina [m ²]	W_e [kN]	$\check{S}_{zg.roba}$ [m]	Površina [m ²]	W_e [kN]
PRITLICJE	5,34	2,67	2,67	39,7	106,5	81,3	27,7	74,1	48,8
1. ETAZA	5,45	8,065	5,4	39,4	214,7	164,1	27,7	149,7	98,7
2. ETAZA	3,4	12,49	4,43	39,1	174,8	133,5	27,7	122,7	80,9
3. ETAZA	3,4	15,89	3,4	39,0	133,4	101,9	27,7	94,3	62,2
4. ETAZA	3,4	19,29	3,4	38,8	132,8	101,5	27,7	94,3	62,2
5. ETAZA	3,4	22,69	3,4	38,6	132,2	101,0	27,7	94,3	62,2
6. ETAZA	3,4	26,09	3,4	38,4	131,6	100,5	27,7	94,3	62,2
7. ETAZA	3,4	29,49	3,4	38,3	131,0	100,1	27,7	94,3	63,7
8. ETAZA	3,4	32,89	3,4	38,1	130,4	99,6	27,7	94,3	66,4
9. ETAZA	3,4	36,29	3,4	37,9	129,8	99,2	27,7	94,3	69,0
10. ETAZA	3,4	39,69	3,4	37,7	129,2	101,1	27,7	94,3	71,3
11. ETAZA	3,4	43,09	3,4	37,5	128,6	103,6	27,7	94,3	73,4
12. ETAZA	3,4	46,49	3,4	37,4	127,9	106,0	27,7	94,3	75,4
13. ETAZA	3,4	49,89	3,4	37,2	127,3	108,1	27,7	94,3	77,3
14. ETAZA	3,4	53,29	3,4	37,0	126,7	110,1	27,7	94,3	79,1
15. ETAZA	3,4	56,69	3,4	36,8	126,1	111,9	27,7	94,3	80,8
16. ETAZA	3,4	60,09	3,4	36,7	125,5	113,5	27,7	94,3	82,4
17. ETAZA	3,4	63,49	3,4	36,5	124,9	115,1	27,7	94,3	83,9
18. ETAZA	3,4	66,89	3,4	36,3	124,3	116,5	27,7	94,3	85,4
19. ETAZA	3,4	70,29	3,4	36,1	123,7	117,8	27,7	94,3	86,7
20. ETAZA	3,4	73,69	3,4	35,9	123,1	133,6	27,7	94,3	88,1
21. ETAZA	3,4	77,09	3,4	35,8	122,5	132,9	27,7	94,3	89,4
22. ETAZA	3,4	80,49	3,4	35,6	121,9	132,3	27,7	94,3	90,6
23. ETAZA	3,4	83,89	3,4	35,4	121,3	131,6	27,7	94,3	98,8
24. ETAZA	3,4	87,29	3,4	35,2	120,7	130,9	27,7	94,3	98,8
25. ETAZA	3,4	90,69	3,4	35,0	120,1	130,3	27,7	94,3	98,8
26. ETAZA	3,4	94,09	3,4	34,9	119,5	129,6	27,7	94,3	98,8
27. ETAZA	4	97,79	3,7	34,7	129,4	140,4	27,7	102,6	107,5
VMESNA ETAZA	1,86	100,72	2,93	23,7	91,4	99,2	27,7	63,6	66,7
28. ETAZA	3,15	103,23	2,51	17,9	50,1	54,4	8,8	21,9	23,0
29. ETAZA	4,02	106,81	3,59	17,9	64,0	69,4	8,8	31,4	32,9
STREHA			2,01	17,9	35,9	38,9	8,8	17,6	18,4

Kjer sta:

dT...razdalja med dvema težiščema

$\check{S}_{zg.roba}$...širina zgornje stranice segmenta

Preglednica 4.23: Določitev površinske obtežbe w_e' za ploskovni model

Etaža	Površina etaže [m ²]	Smer S-J		Smer V-Z	
		W_e [kN]	w_e' [kN/m ²]	W_e [kN]	w_e' [kN/m ²]
PRITLICJE	849,42	81,35	0,096	48,84	0,057
1. ETAZA	505,04	164,08	0,325	98,68	0,195
2. ETAZA	719,82	133,54	0,186	80,94	0,112
3. ETAZA	833,25	101,94	0,122	62,19	0,075
4. ETAZA	828,37	101,47	0,122	62,19	0,075
5. ETAZA	823,49	101,01	0,123	62,19	0,076
6. ETAZA	818,61	100,55	0,123	62,19	0,076
7. ETAZA	813,73	100,08	0,123	63,70	0,078
8. ETAZA	808,85	99,62	0,123	66,44	0,082
9. ETAZA	803,97	99,16	0,123	68,95	0,086
10. ETAZA	799,09	101,08	0,126	71,27	0,089
11. ETAZA	794,21	103,64	0,131	73,42	0,092
12. ETAZA	789,32	105,98	0,134	75,43	0,096
13. ETAZA	784,44	108,12	0,138	77,32	0,099
14. ETAZA	779,56	110,08	0,141	79,10	0,101
15. ETAZA	774,68	111,88	0,144	80,78	0,104
16. ETAZA	769,80	113,55	0,148	82,38	0,107
17. ETAZA	764,92	115,09	0,150	83,90	0,110
18. ETAZA	760,04	116,51	0,153	85,35	0,112
19. ETAZA	755,16	117,83	0,156	86,74	0,115
20. ETAZA	750,28	133,58	0,178	88,07	0,117
21. ETAZA	745,40	132,92	0,178	89,35	0,120
22. ETAZA	740,52	132,26	0,179	90,58	0,122
23. ETAZA	735,64	131,61	0,179	98,82	0,134
24. ETAZA	730,76	130,95	0,179	98,82	0,135
25. ETAZA	725,88	130,29	0,179	98,82	0,136
26. ETAZA	721,00	129,63	0,180	98,82	0,137
27. ETAZA	716,12	140,39	0,196	107,54	0,150
VMESNA ETAZA	710,38	99,24	0,140	66,65	0,094
28. ETAZA	173,94	54,37	0,313	22,96	0,132
29. ETAZA	136,71	69,44	0,508	32,87	0,240
STREHA	151,81	38,93	0,256	18,43	0,121

4.5 Potresna obtežba

4.5.1 Značilnosti tal

Za določitev ustreznega tipa tal je potrebno imeti podatke ustreznih geotehničnih raziskav. Podatki sestave temeljnih tal objekta Emonika so prikazani v preglednici 4.24. Podatki so bili povzeti iz tehničnega poročila-gradbene konstrukcije PGD projekta Emonika, projektanta Elea iC (2009).

Preglednica 4.24: Sestava temeljnih tal objekta Emonika

Globina plasti [m]	Opis
0 - 7,50	Peščeni prod
7,50 - 11	Zaglinjen prod
11 - 18	Konglomerat in sprijet prod
18 -	Zaglinjen prod
- 30	Peščeni prod
30 - 50	Peščeni prod

Glede na sestavo ustrezajo temeljna tla po EC8-1 (preglednica 3.1) tipu tal C. Za tla, ki so v tej kategoriji, je značilno, da so v njih globoki sedimenti gostega ali srednjegostega peska, proda ali toge gline, globine nekaj deset do več sto metrov.

4.5.2 Potresni vplivi: pospešek tal in kategorija pomembnosti

Pri določanju potresnega vpliva je bila uporabljena karta potresne nevarnosti, ki jo je pripravila Agencija Republike Slovenije za okolje (ARSO). Karta je prikazana v poglavju 2.1.5, slika 2.1.

Ljubljana se nahaja na potresno zelo ogroženem delu Slovenije. Referenčna vrednost pospeška tal na tem območju je $a_{gr} = 0,25 g$.

Na potresno obremenitev stavb vpliva tudi kategorija pomembnosti posamezne stavbe, saj se referenčna vrednost pospeška tal pomnoži s faktorjem pomembnosti. Poslovna stolpnica

Emonika spada med običajne stavbe kategorije II. pomembnosti, kjer je faktor pomembnosti enak 1,0. Projektna vrednost pospeška tal je tako:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gr} = 1,0 \cdot 0,25g = 0,25g$$

Projektni pospešek a_g v kombinaciji s predpisano obliko spektra pospeškov za ustrezna tla določa velikost potresnega vpliva.

4.5.3 Spektri odziva

4.5.3.1 Vodoravni spekter odziva

Pri obravnavanem primeru je uporabljen spekter tipa 1, tako kot je to priporočeno v standardu (poglavje 2.1.5). Vrednosti parametrov, ki opisujejo elastičen spekter odziva za tla tipa C, so dobljene iz preglednice 2.8 in so prikazane spodaj. Enačbe, ki opredeljujejo vodoravni elastičen spekter odziva, so prikazane v poglavju 2.1.5, enačbe 2.14. Pri določanju spektra je bilo upoštevano 5 % viskozno dušenje.

Vrednosti parametrov za tla tipa C:

$$S = 1,15$$

$$T_b = 0,2 \text{ s}$$

$$T_c = 0,6 \text{ s}$$

$$T_d = 2,0 \text{ s}$$

pri čemer so:

- T_b spodnja meja nihajnega časa na območju platoja konstantnih spektralnih pospeškov
- T_c zgornja meja nihajnega časa na območju platoja konstantnih spektralnih pospeškov
- T_d vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnih pomikov
- S faktor kategorije tal

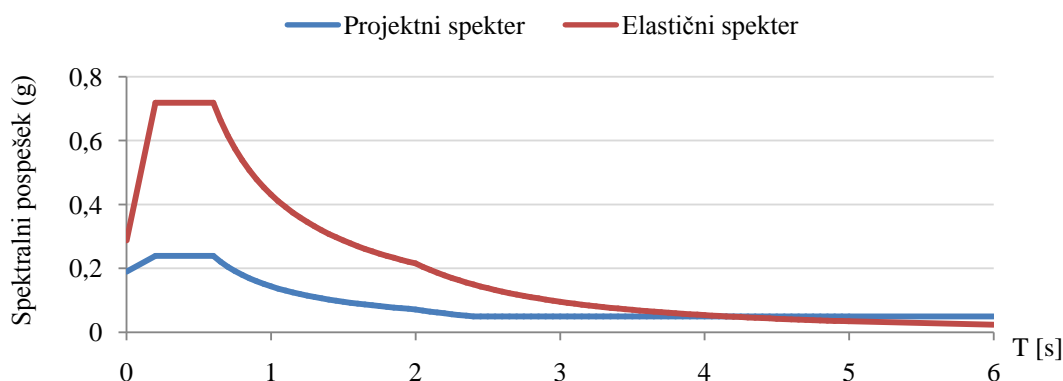
4.5.3.2 Navpični elastični spekter

V obravnavanem primeru je vertikalni projektni pospešek a_{vg} , ki se določi po enačbi 2.15 manjši od 0,25 g, zato pri potresni analizi konstrukcije ni potrebno upoštevati vertikalne komponente potresa. Vrednost vertikalnega projektnega pospeška je:

$$a_{vg} = 0,9 \cdot a_g = 0,9 \cdot 0,25g = \mathbf{0,225 g}$$

4.5.3.3 Projektni spekter za elastično analizo

Pri določitvi projektnega spektra so bile upoštevane enačbe 2.16 in vrednosti parametrov za tla tipa C (preglednica 2.8) ter faktor obnašanja $q = 3$, ki je bil določen v poglavju 3.2.3.1. Projektni spekter je supaj z elastičnim spektrom prikazan v grafikonu 4.2.



Grafikon 4.2: Projektni spekter ($q = 3$, tla C, $a_g = 0,25g$), elastični spekter (tla C, $a_g = 0,25g$)

4.5.5 Kombinacija potresnega vpliva z ostalimi vplivi

Potresni vpliv je bil kombiniran z ostalimi vplivi v skladu z izrazom 2.27.

Pri določanju potresnega vpliva se je velikost mas, ki sodelujejo pri obremenitvi, določila po enačbi 2.17:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

kjer je:

$G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalnega vpliva

$Q_{k,i}$ karakteristična vrednost spremenljivega vpliva

$\psi_{E,i}$ koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv, s katerim se upošteva verjetnost, da koristna obtežba $Q_{k,i}$ v času ni prisotna po celi konstrukciji

Vrednosti φ , ψ_{2i} in $\psi_{E,i}$ za posamezne kategorije uporabe tal so prikazane v preglednici 4.25.

Preglednica 4.25: Vrednosti φ in ψ_{2i} za posamezne kategorije uporabe tal

Površina	Kategorija	q_k [kN/m ²]	$\Psi_{2,i}$	φ	$\Psi_{E,i}$
Stopnišče	B	3,0	0,3	0,5	0,15
Pisarne	B	3,0	0,3	0,5	0,15
Recepcija	C3	5,0	0,6	0,5	0,3
Strehe in terase	I	1,2	0,0	0,5	0
Restavracija	C1	3,0	0,6	0,5	0,3
Butiki	D1	5,0	0,6	1,0	0,6
Nakupovalni centri	D2	5,0	0,6	1,0	0,6
WC	A	2,0	0,3	0,5	0,15
Skladišča	E1	7,5	0,8	1,0	0,8

4.5.6 Mase in masni vztrajnostni momenti

Ker pri linijskem modelu niso bile modelirane medetažne plošče, je bilo potrebno masne vztrajnostne momente le-teh za potresno analizo povzeti iz rezultatov analize ploskovnega modela. Masni vztrajnostni moment posamezne etaže za linijski model je bil povzet iz rezultatov analize ploskovnega modela P3. Nanesen je bil na nivoju etaž. Mase in masni vztrajnostni momenti za linijski model so prikazani v preglednici 4.26. Za ploskovni model pa v preglednici 4.27. Kot lahko opazimo pri primerjavi obeh tabel, je skupna masa pri linijskem modelu za 1,4 % manjša. Razlog za to je lahko ta, da se stene jedra pri ploskovnem elementu v stičiščih prekrivajo, medtem ko se pri linijskem modelu stene ne prekrivajo.

Preglednica 4.26: Mase in masni vztrajnostni momenti po etažah linijskega modela

Etaža	Mase		MMI	Etaža	Mase		MMI
	U _x	U _y	R _z		U _x	U _y	R _z
STREHA	230,7	230,7	7663,3	STORY12'	185,0	185,0	0,0
STORY29'	95,6	95,6	0,0	STORY12	1092,9	1092,9	190730,5
STORY29	196,3	196,3	6768,2	STORY11'	235,0	235,0	0,0
STORY28'	72,0	72,0	0,0	STORY11	1126,4	1126,4	197324,3
STORY28	345,6	345,6	20233,5	STORY10'	235,0	235,0	0,0
VMESNA ETAŽA	1114,2	1114,2	180920,6	STORY10	1131,2	1131,2	199293,0
STORY27'	191,9	191,9	0,0	STORY9'	235,0	235,0	0,0
STORY27	998,4	998,4	160429,7	STORY9	1136,0	1136,0	201288,6
STORY26'	160,4	160,4	0,0	STORY8'	235,0	235,0	0,0
STORY26	982,3	982,3	158153,3	STORY8	1140,1	1140,1	203121,1
STORY25'	160,4	160,4	0,0	STORY7'	235,0	235,0	0,0
STORY25	987,1	987,1	159867,5	STORY7	1144,8	1144,8	205142,8
STORY24'	160,4	160,4	0,0	STORY6'	235,0	235,0	0,0
STORY24	992,0	992,0	161546,4	STORY6	1172,0	1172,0	210477,9
STORY23'	160,4	160,4	0,0	STORY5'	286,4	286,4	0,0
STORY23	996,4	996,4	163134,6	STORY5	1206,2	1206,2	217581,9
STORY22'	160,4	160,4	0,0	STORY4'	286,4	286,4	0,0
STORY22	1001,2	1001,2	164881,0	STORY4	1210,2	1210,2	219503,1
STORY21'	160,4	160,4	0,0	STORY3'	286,4	286,4	0,0
STORY21	1006,1	1006,1	166643,7	STORY3	1215,2	1215,2	221634,1
STORY20'	160,4	160,4	0,0	STORY2'	286,4	286,4	0,0
STORY20	1010,2	1010,2	168271,2	STORY2	1457,2	1457,2	239839,7
STORY19'	160,4	160,4	0,0	STORY1'	479,4	479,4	0,0
STORY19	1015,1	1015,1	170074,4	STORY1	1237,0	1237,0	168587,8
STORY18'	160,4	160,4	0,0	PRITLICJE'	495,4	495,4	0,0
STORY18	1030,5	1030,5	173804,1	PRITLICJE	1333,9	1333,9	288516,3
STORY17'	185,0	185,0	0,0	KLET 1'	283,4	283,4	0,0
STORY17	1048,8	1048,8	178595,2	KLET 1	1102,4	1102,4	170357,1
STORY16'	185,0	185,0	0,0	KLET 2'	300,1	300,1	0,0
STORY16	1052,9	1052,9	180293,1	KLET 2	1394,9	1394,9	349769,7
STORY15'	185,0	185,0	0,0	KLET 3'	300,1	300,1	0,0
STORY15	1057,6	1057,6	182163,3	KLET 3	1443,1	1443,1	373055,3
STORY14'	185,0	185,0	0,0	BASE'	285,6	285,6	0,0
STORY14	1062,5	1062,5	184061,2	TEMELJ	194,2	194,2	0,0
STORY13'	185,0	185,0	0,0	BASE	5542,5	5542,5	0,0
STORY13	1067,3	1067,3	185918,7	Totals	50088,4	50088,4	6429646,3

Preglednica 4.27: Mase in masni vztrajnostni momenti po etažah ploskovnega modela

Etaža	Mase		MMI	Etaža	Mase		MMI
	UX	UY	RZ		UX	UY	RZ
STREHA	233,0	233,0	7663,3	12. ETAZA'	196,1	196,1	0
29. ETAZA'	100,5	100,5	0	12. ETAZA	1104,0	1104,0	180843,6
29. ETAZA	200,1	200,1	6768,2	11. ETAZA'	244,9	244,9	0
28. ETAZA'	75,8	75,8	0,0	11. ETAZA	1136,6	1136,6	185419,1
28. ETAZA	354,5	354,5	20233,5	10. ETAZA'	244,9	244,9	0
VMESNA ETAZA	1126,9	1126,9	177764,5	10. ETAZA	1141,4	1141,4	187326,6
27. ETAZA'	205,2	205,2	0	9. ETAZA'	244,9	244,9	0
27. ETAZA	1009,8	1009,8	154867,2	9. ETAZA	1146,3	1146,3	189262,8
26. ETAZA'	171,7	171,7	0	8. ETAZA'	244,9	244,9	0
26. ETAZA	993,5	993,5	152562,0	8. ETAZA	1150,3	1150,3	191033,2
25. ETAZA'	171,7	171,7	0	7. ETAZA'	244,9	244,9	0
25. ETAZA	998,4	998,4	154249,7	7. ETAZA	1155,1	1155,1	192992,3
24. ETAZA'	171,7	171,7	0	6. ETAZA'	244,9	244,9	0
24. ETAZA	1003,3	1003,3	155899,8	6. ETAZA	1181,0	1181,0	196822,5
23. ETAZA'	171,7	171,7	0	5. ETAZA'	293,7	293,7	0
23. ETAZA	1007,4	1007,4	157460,6	5. ETAZA	1213,6	1213,6	201514,0
22. ETAZA'	171,7	171,7	0	4. ETAZA'	293,7	293,7	0
22. ETAZA	1012,2	1012,2	159179,3	4. ETAZA	1217,6	1217,6	203351,2
21. ETAZA'	171,7	171,7	0	3. ETAZA'	293,7	293,7	0
21. ETAZA	1017,1	1017,1	160914,0	3. ETAZA	1222,5	1222,5	205397,7
20. ETAZA'	171,7	171,7	0	2. ETAZA'	293,7	293,7	0
20. ETAZA	1021,2	1021,2	162515,2	2. ETAZA	1468,9	1468,9	211943,1
19. ETAZA'	171,7	171,7	0	1. ETAZA'	491,3	491,3	0
19. ETAZA	1026,1	1026,1	164290,2	1. ETAZA	1249,2	1249,2	146283,5
18. ETAZA'	171,7	171,7	0	PRITLICJE'	507,7	507,7	0
18. ETAZA	1041,5	1041,5	166996,3	PRITLICJE	1339,1	1339,1	248580,9
17. ETAZA'	196,1	196,1	0	KLET 1'	286,2	286,2	0
17. ETAZA	1060,2	1060,2	170138,1	KLET 1	1146,0	1146,0	140299,0
16. ETAZA'	196,1	196,1	0	KLET 2'	303,1	303,1	0
16. ETAZA	1064,3	1064,3	171793,6	KLET 2	1464,4	1464,4	260458,3
15. ETAZA'	196,1	196,1	0	KLET 3'	303,1	303,1	0
15. ETAZA	1069,1	1069,1	173621,2	KLET 3	1446,2	1446,2	284794,7
14. ETAZA'	196,1	196,1	0	BASE'	288,4	288,4	0
14. ETAZA	1074,0	1074,0	175476,1	BASE	5741,0	5741,0	1120878,8
13. ETAZA'	196,1	196,1	0	Totals	50841,1	50841,1	7016882,0
13. ETAZA	1078,9	1078,9	177287,9				

4.5.7 Vpliv torzije

Pri programu ETABS je upoštevanje slučajne ekscentričnosti dokaj enostavno, v bistvu je v program potrebno vnesti željeno ekscentričnost in program jo potem samodejno upošteva pri izračunu potresne obremenitve.

Drugače bi se nadomestni torzijski momenti ($-M_{X,i}$, $+M_{X,i}$, $-M_{Y,i}$ in $+M_{Y,i}$.) določili kot produkt maksimalne potresne sile iz smeri X ali Y in ročice, ki se izračuna kot produkt izbrane ekscentričnosti in maksimalne pripadajoče tlorisne dimenzije.

Vpliv naključne torzije bi se nato določil kot ovojnica rezultatov, dobljenih s statično analizo, pri katerih bi obtežbo predstavljali ti nadomestni torzijski momenti.

Nadomestni torzijski momenti se določijo s spodnjima enačbama:

$$M_{X,i} = \pm F_{X,i} \cdot 0,005 L_{Y,i}, \text{ torzijski moment v } i\text{-ti etaži zaradi potresne sile v X smeri} \quad (4.1)$$

$$M_{Y,i} = \pm F_{Y,i} \cdot 0,005 L_{X,i}, \text{ torzijski moment v } i\text{-ti etaži zaradi potresne sile v Y smeri} \quad (4.2)$$

kjer so:

$F_{X,i}$ potresna sila v i -ti etaži, v smeri X

$F_{Y,i}$ potresna sila v i -ti etaži, v smeri Y

$L_{Y,i}$ tlorisna dimenzija v i -ti etaži, v smeri Y

$L_{X,i}$ tlorisna dimenzija v i -ti etaži, v smeri X

4.5.8 Kombinacija odziva v posameznih nihajnih oblikah

Program ETABS omogoča kombiniranje odziva v posameznih nihajnih oblikah, tako po SRSS pravilu, kot tudi po CQC. Pri analizi je bila izbrana metoda CQC.

4.5.9 Kombinacija učinkov komponent potresnega vpliva

Pri analizi je bilo upoštevano sočasno delovanje potresnega vpliva v obeh vodoravnih smereh. Pri tem je bila za določitev največje vrednosti za vsak učinek potresnega vpliva izbrana metoda SRSS.

4.6 Obtežne kombinacije

Obtežne kombinacije uporabljene pri analizi so predstavljene v preglednici 4.28.

Preglednica 4.28: Obtežne kombinacije

Obtežna kombinacija	G	Q	Veter S-J (Y)	Veter V-Z (X)	Potres - projektni spekter	Potres - elastični spekter	M
OK1	1,35	1,5	$\Psi_{0,1,5}$	/	/	/	/
OK2	1,35	1,5	/	$\Psi_{0,1,5}$	/	/	/
OK3	1,35	$\Psi_{0,1,5}$	1,5	/	/	/	/
OK4	1,35	$\Psi_{0,1,5}$	/	1,5	/	/	/
OK5	1	$\Psi_{2,i}$	/	/	1	/	/
OK6	1	$\Psi_{2,i}$	/	/	1	/	1
OK7	1	$\Psi_{2,i}$	/	/	/	1	1

Pri tem so bile uporabljene sledeče vrednosti faktorja za kombinacijsko vrednost spremenljivega vpliva, vrednosti so zbrane v preglednici 4.29.

Preglednica 4.29: Priporočene vrednosti faktorja $\Psi_{0,i}$ za stavbe (EC0: preglednica A.1.1)

Površina	Kategorija	$\Psi_{0,i}$
Stopnišče	B	0,7
Pisarne	B	0,7
Recepcija	C3	0,7
Strehe in terase	I	0,0
Restavracija	C1	0,7
Butiki	D1	0,7
Nakupovalni centri	D2	0,7
WC	A	0,7
Skladišča	E1	1,0

5 MODELIRANJE KONSTRUKCIJE

Pri modeliranju stavbe je treba ustrezno upoštevati togosti in mase, tako, da se pri upoštevanem potresnem vplivu primerno zajamejo vse pomembne deformacijske oblike in vztrajnostne sile. V začetni fazi projektiranja pride prav enostaven model konstrukcije, ki ni zahteven za izdelavo. Poraba časa je minimalna, hkrati pa so dobljeni rezultati primerljivi. Da bi se ugotovilo ali lahko linijski model res dobro opiše obnašanje konstrukcije, sta bila pri diplomski nalogi izdelana tako ploskovni kot tudi linijski model. Na koncu pa so bile izdelane še primerjave med obema modeloma.

5.1 O modelih konstrukcije

Oba modela sta bila narejena v programu ETABS. Pri linijskem modelu je bilo modelirano samo armirano-betonsko jedro, ki prevzame največ potresne obtžbe. Posamezni odseki jedra po višini so bili izdelani s pomočjo programskega dodatka v programu ETABS - *Section Designer*. Vsega skupaj je bilo izdelanih 7 različnih odsekov oz. 14 različnih prerezov, saj je bil za vsak odsek narejen prerez z odprtinami in zaprti prerez (vseh 14 prerezov je prikazanih na sliki 5.3). Vpliv podajnosti temeljev je bil upoštevan z temeljno ploščo, ki leži na vzmeteh. Pri linijskem modelu, zaradi želje po čimvečji poenostavitvi, stebri niso bili upoštevani. Privzeto je tudi bilo, da stebri pri tej višini stavbe ne prevzamejo prav veliko potresne obtežbe, kar se je tudi potrdilo pri ploskovnem modelu s stebri.

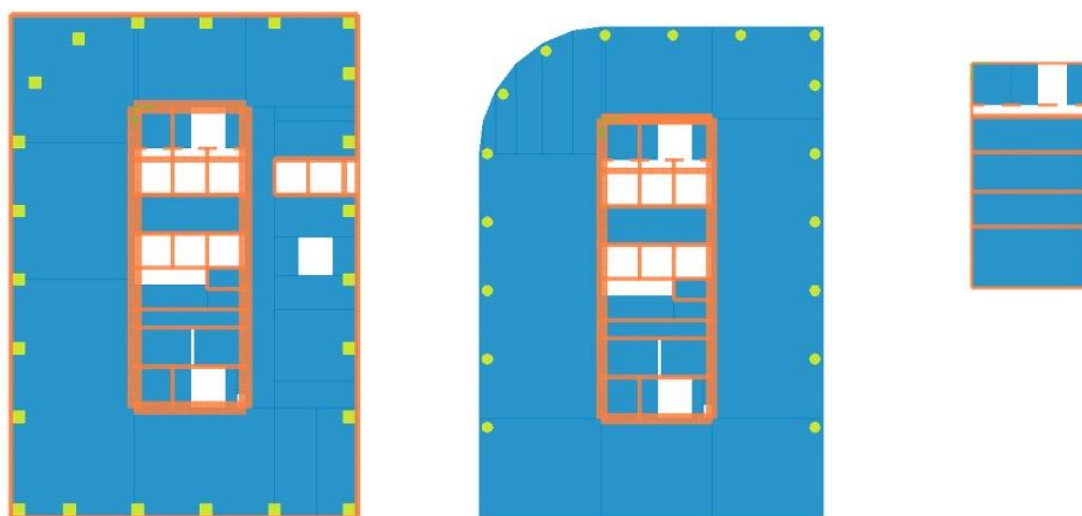
Ploskovni model je točnejši model, saj zajema vse konstrukcijske elemente, stene, stebre, plošče. Stene, plošče in temeljna plošča so modelirani s ploskovnimi elementi, stebri pa z linijskimi.

Pri armirano-betonskem jedru je bila narejena poenostavitev, in sicer zaradi spreminjanja debeline zunanjih sten po višini. Debelina se spreminja samo z zunanje strani, tako da ostaja geometrija prostorov v jedru v vseh etažah enaka. Spreminjanje debeline sten samo na eni strani pa pomeni, da se lege središčnih ploskev sten spreminjajo po etažah oz. se pojavljajo zamiki tam, kjer se spremeni debelina stene. Različne lege središčnih ploskev bi pri ploskovnem modelu povzročale težave, saj steni z različnima debelinama ne bi nalegali ena na drugo. Obtežba bi se tako morala prenesti iz ene na drugo steno preko plošče, kar pomeni,

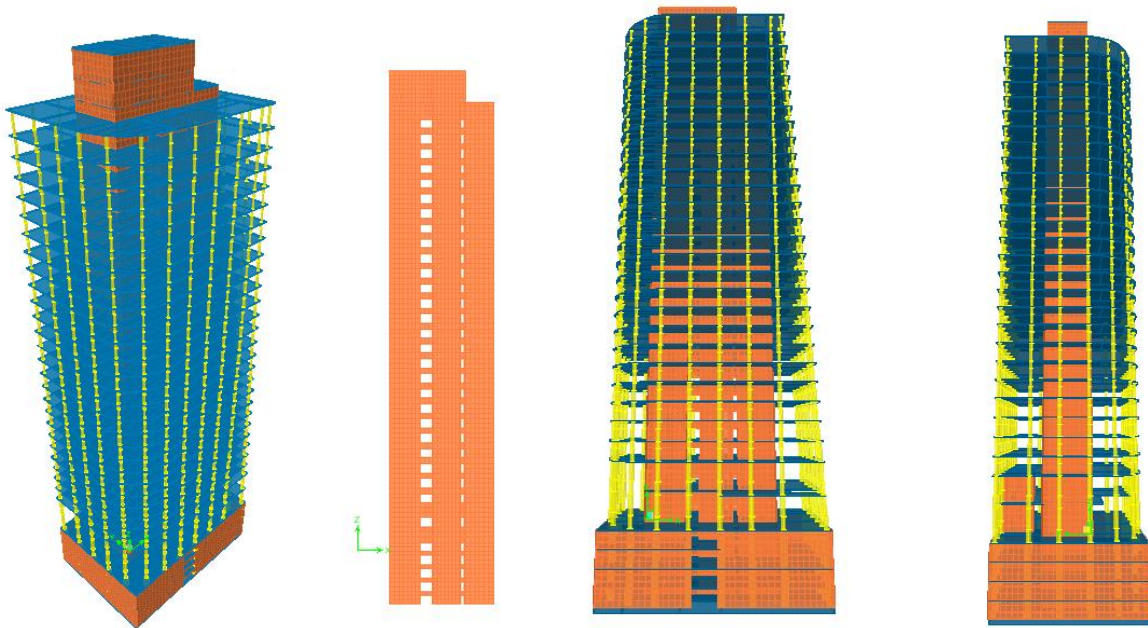
da bi bilo potrebno za vsako etažo in steno narediti togo vez, ki bi povezovala steni. Zato je bila poenostavitev izdelana tako, da se je določila aritmetična sredina med središčnima ploskvama, med najdebelejšo zunanjo kletno steno in najtanjšo zunanjo steno v 27. nadstropju. Ta aritmetična sredina je bila potem upoštevana kot središčna ploskev sten v vseh etažah. Pri tem je bila narejena napaka $\pm 0,175$ m, kar je zanemarljivo glede na razsežnosti jedra (23,65 x 8,75 m).

5.2 Ploskovni modeli - splošno

Ploskovni model zajema dokaj točno geometrijo stavbe. Zaradi velikega števila sten, odprtin, stebrov, ki so na eni strani tudi pod naklonom 3° , krožnega vogala medetažne plošče, je bilo zaradi lažjega podajanja geometrije, ustvarjenih več koordinatnih sistemov. Prednosti pri uporabi različnih koordinatnih sistemov v primerjavi z uporabo referenčnih črt sta predvsem v tem, da je mogoče med koordinatnimi sistemi preklapljati ter, da je mogoče poimenovati os, s čimer je bilo modeliranje bolj enostavno in pregledno. Stene in plošče so modelirane z lupinastimi končnimi elementi. Pri ploščah so bile, zaradi predpostavke, da so v svoji ravnini zelo toge, definirane diafragme, ki v ravnini togo povežejo vse točke, tako da imajo le-te vse enak pomik. Vse vertikalne in horizontalne obtežbe so bile nanešene kot ploskovne obtežbe na plošče. Stebri so bili definirani kot linijski elementi. Na slikah 5.1 in 5.2 lahko vidimo geometrijo ploskovnega modela. Tlorisi tipičnih etaž so predstavljeni tudi v poglavju 3.1.



Slika 5.1: Tlorisi tipičnih etaž



Slika 5.2: 3D pogled ploskovnega modela P1 in tipičen vzdolžni prerez

5.2.1 Razlike med ploskovnimi modeli: P1, P2 in P3

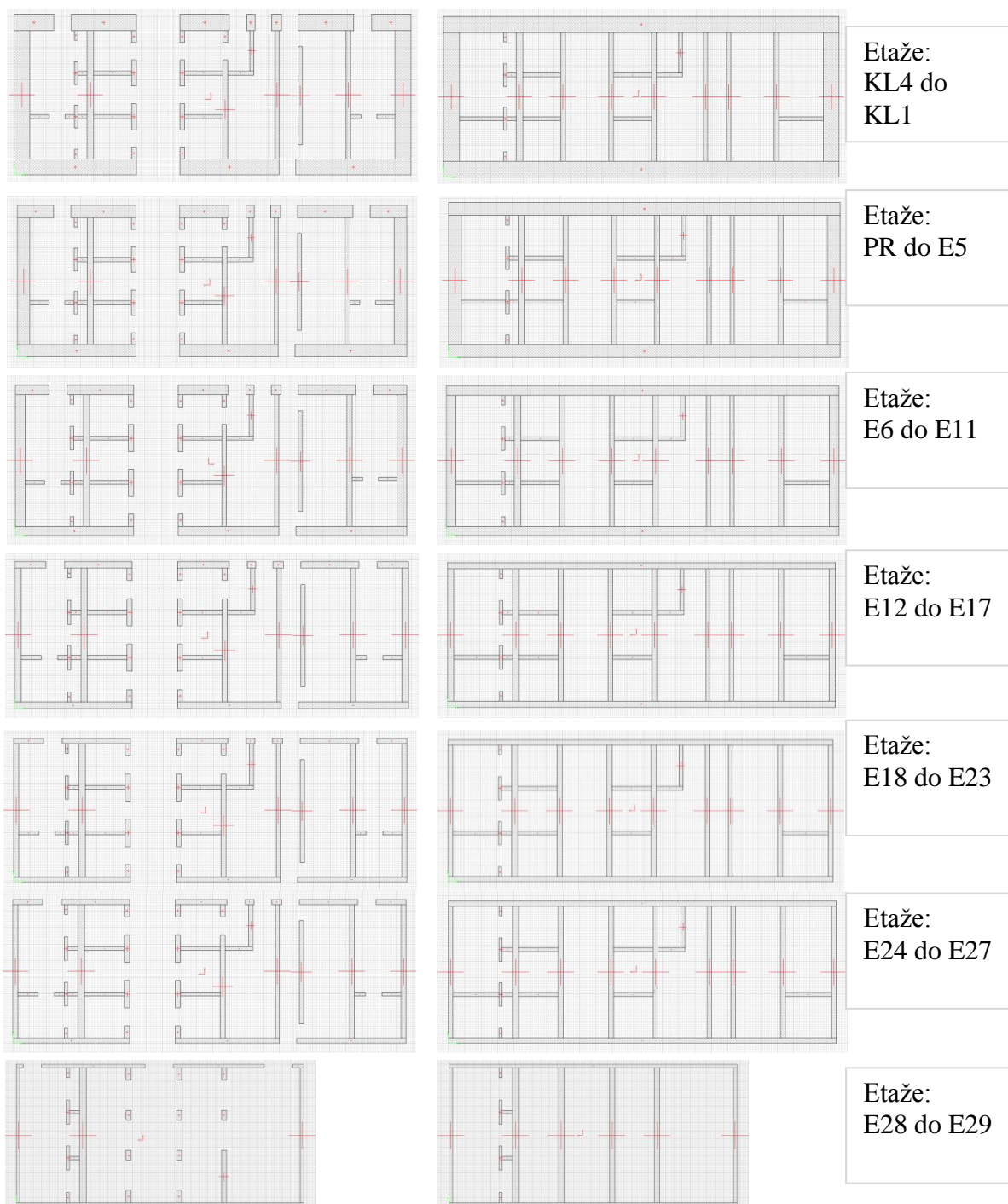
Model P1 je najpodrobnejši model. Pri njem so poleg medetažnih plošč, AB jedra in temeljne plošče, upoštevani še stebri, kletna stena ter jašek za dvigalo izven AB jedra, ki sega od spodnje kletne etaže in vse do 2. etaže.

Za boljšo primerljivost z linijskimi modeli je bil izdelan še model P3. Pri tem modelu niso bili upoštevani stebri, kletna stena ter jašek za dvigalo. Vsi ostali parametri so enaki kot pri modelu P1.

Model P2 je bil izdelan z namenom, da se ugotovi vpliv upoštevanja podajnosti temeljev na rezultate pri potresni analizi. Podobno kot L2 pri linijskih modelih.

5.3 Linijski model - splošno

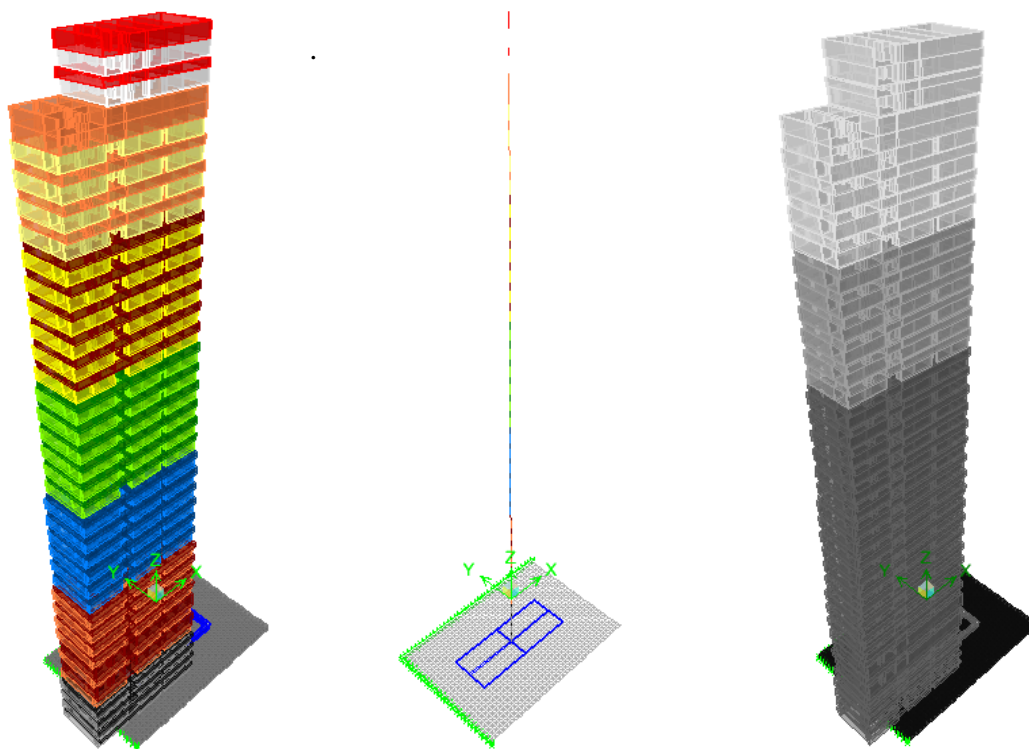
Linijski model je modeliran kot steber vpet v temeljno ploščo. Po višini je sestavljen iz 69 odsekov iz 14 različnih prerezov. Na sliki 5.3 so prikazani prerezi izdelani z dodatkom v programu ETABS - *Section Designer*.



Slika 5.3: Prerezi uporabljeni pri linijskem modelu

Pri primerjavi prerezov na sliki 5.3 lahko opazimo, da ostajajo stene znotraj jedra enakih dimenzij, spremeni se le debelina zunanje stene jedra. Pri zadnjih dveh prerezih, ki se pojavita v 28. in 29. etaži lahko opazimo, da se v daljši smeri zmanjša zunanja dimenzija jedra, hkrati so tudi v notranjosti jedra nekatere stene odstranjene.

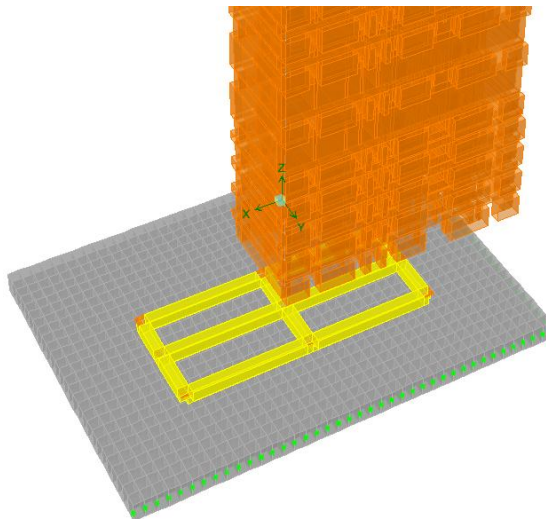
Na sliki 5.4 lahko opazimo, kako so prerezi razporejeni po višini. Različne barve pomenijo različne prereze, ki se razlikujejo glede na debelino zunanje stene armirano-betonskega jedra in glede na to ali vsebujejo odprtine ali ne. Poleg se nahaja slika linijskega modela brez prikaza geometrije prerezov (slika 5.5). Na sliki 5.6 so glede na barvo ločeni različni uporabljeni materiali. S temnejšo barvo je označen beton C35, z odtenek svetlejšo sledi beton C30 in z najsvetlejšo barvo beton C25. V večjem delu stavbe je uporabljen beton C35, kar je na sliki lepo opazno.



Slika 5.4: Uporabljeni prerezi Slika 5.5: Linijski model Slika 5.6: Uporabljeni materiali

Ker pri linijskem modelu pride ob vpetju konzole v temeljno ploščo do koncentracije sil, je bilo potrebno uporabiti sistem za raznos sil. Za raznos sil so bili uporabljeni togi linijski elementi, tako se koncentrirana sila prenese na temeljno ploščo v približno enakem obsegu

kot se pri dejanski stavbi prenese na temelj. Na sliki 5.7 se vidi območje vpetja armirano-betonskega jedra v temeljno ploščo.



Slika 5.7: Območje vpetja armirano betonskega jedra

5.3.1 Razlike med linijskimi modeli L1, L2 in L3

Za analizo so bili pripravljene trije linijski modeli (L1, L2 in L3). Model L1 ima povečano torzijsko togost odprtih prerezov, tako da se le-ta ujema s torzijsko togostjo zaprtega prereza. Razlog za modificiranje torzijske togosti je ta, da imajo drugače odprti prerezi premajhno torzijsko togost in tako ne pride do prenosa obtežbe, temveč do rotacije linijskega elementa. Pred pojavom te modifikacije so bili nihajni časi linijskih modelov precej višji od nihajnih časov ploskovnega modela P3 in rezultati niso bili primerljivi.

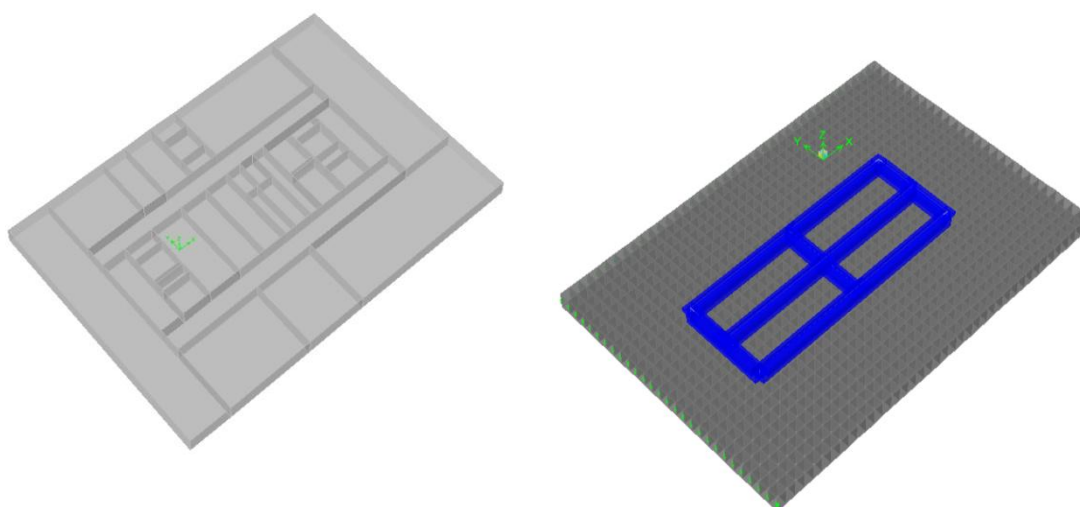
Da bi se ugotovilo ali ima linijski model L1 po modifikaciji podobno torzijsko togost kot ploskovni model P3, sta bila oba modela na vrhu obtežena z enotnim rotacijskim momentom. Ugotovljeno je bilo, da ima model L1 za približno 40 % večjo torzijsko togost. V nadaljnjih analizah je bilo ugotovljeno, da se rezultati analize s ploskovnim modelom zelo dobro ujemajo z rezultati analize z linijskim modelom, če se torzijska togost odprtih prerezov v linijskem modelu zmanjša na 50 % vrednosti torzijske togosti zaprtih prerezov. Nov linijski model, katerega rotacijska togost se ujema s ploskovnim modelom P3, je bil shranjen kot model L3 in služi kot primerjava z modelom L1. Z njim se primerja, koliko vpliva sprememba torzijske togosti na potresne sile, pomike, nihajne čase, efektivne mase.

Model L2 je podoben modelu L1, vendar pa se za razliko od modela L1 pri njem ne upošteva podajnost temeljev. Z njim se primerja, koliko vpliva upoštevanje podajnosti temeljev na zmanjšanje potresnih sil, koliko na povečanje pomikov, nihajnih časov itd.

5.4 Modeliranje temeljev

Tako kot pri ploskovnih je bila tudi pri linijskih modelih modelirana temeljna plošča iz ploskovnih elementov debeline 1,8 m. Na sliki 5.8. lahko najprej opazimo temeljno ploščo pri ploskovnem modelu. Poleg je prikazana še slika temeljne plošče pri linijskem modelu. Pri obeh temeljnih ploščah je bila v vertikalni smeri upoštevana podajnost pilotov. V vodoravni smeri je togost precej višja, zato so v obeh vodoravnih smereh preprečeni pomiki. Podajnost pilotov je bila upoštevana tako, da se je seštel podajnost vseh pilotov, dobljena vrednost pa se je nato delila s ploščino temeljne plošče (Štular, 2007). Izračunana konstanta površinske vzmeti K_v je bila potem nanešena po celotni površini temeljne plošče.

Pri analizi ni bil upoštevan modul reakcije tal, saj program ne omogoča samodejne izključitve nateznih con v temeljnih tleh. Zaradi tega bi bilo treba po iterativnem postopku ugotoviti kje pride do dvižkov in pri tistih območjih izključiti upoštevanje modula reakcije tal. Ker je bila želja po čim večji poenostavitvi diplomske naloge, modula reakcije tal nismo upoštevali. Podatki o togosti pilotov so bili dobljeni iz tehničnega poročila-gradbene konstrukcije PGD projekta Emonika, projektanta Elea iC d.o.o. (2009).



Slika 5.8: Temeljna plošča pri ploskovnem in pri linijskem modelu

Določitev konstante površinske vzmeti:

$$K_v = n \cdot k_v / A_{\text{plošče}} = 99 \cdot 250.217 / 1083 = 22.873 \text{ kN/m}^2 \quad (5.1)$$

pri čemer so:

n	št. pilotov:	n = 99
k _v	togost pilota:	k _v = 250.217 kN/m
A _{plošče}	površina temeljne plošče:	A _{plošče} = 1083 m ²

5.5 Vnos vplivov na model

5.5.1 Lastna teža

Pri ploskovnem modelu lastno težo armirano-betonskega jedra, stropnih plošč in stebrov program izračuna samodejno iz podane geometrije elementov in specifične teže materialov, iz katerih so izdelani ti elementi. Dodatno je bila podana kot ploskovna obtežba še lastna teža strojev, tlakov, fasade, stopnic, predelnih sten.

Pri linijskem modelu pa je postopek drugačen. Pri tem je bila vsa obtežba podana kot točkovna obtežba na nivoju medetaž in tudi kot linijska po vzdolžni osi linijskega elementa (lastna teža jedra). Vsa nadomestna točkovna obtežba je bila dobljena iz rezultatov analize ploskovnega modela P3.

5.5.2 Koristna obtežba

Koristna obtežba, ki je bila določena v poglavju 4.2 je bila na ploskovni model nanešena kot ploskovna obtežba.

Pri linijskem modelu je bila nanešena podobno kot lastna teža, torej kot točkovna obtežba na nivoju medetaž.

5.5.3 Obtežba vetra

Pri obtežbi vetra sta bila upoštevana dva obtežna primera glede na smer delovanja vetra. Pri ploskovnem modelu je bila obtežba vetra enakomerno porazdeljena po plošči. Pri linijskem modelu pa je bila obtežba vetra podana kot točkovna sila na nivoju etaž. Več o obtežbi vetra v poglavju 4.4.

5.5.4 Potresna obtežba

Potresna obtežba je bila podana v obliki projektnega spektra pospeškov. Več o potresni obtežbi in določanju le-te v poglavju 4.5.

5.6 Vpliv razpokanosti prereza

Vpliv razpokanosti prereza je bil zajet z upoštevanjem polovične togosti vseh elementov. Standard sicer zahteva, da je potrebno pri analizi upoštevati takšno razpokanost ali togost, ki ustreza pričetku tečenja armature. Dopušča pa, da v kolikor natančna analiza razpokanih elementov ni izdelana, da se vzame kar polovična vrednost togosti.

5.7 Vpliv torzije

V program je bila vnešena 5 % slučajna ekscentričnost mas. Program nato samodejno upošteva to ekscentričnost pri računu. Več o vplivu torzije v poglavjih 2.1.5 in 4.5.7.

6 REZULTATI

6.1 Nihajne oblike, nihajni časi in učinkovne mase

6.1.1 Ploskovni modeli

V modalno analizo je bilo zajetih 27 nihajnih oblik. S tem je bilo zadoščeno pogoju, da mora vsota vseh učinkovnih mas v obeh smereh znašati več kot 90%, tako pri linijskih kot ploskovnih modelih.

Osnovni nihajni čas za ploskovni model P1 je 4,13 s. Kot pričakovano je osnovni nihajni čas pri ploskovnem modelu P3 večji od časa pri modelu P1, in sicer znaša ta 5,38 s, z razliko 30 %. Večji nihajni čas pri modelu P3 je predvsem posledica neupoštevanja stebrov, s čimer se je povečala podajnost konstrukcije. Tudi nihajni časi višjih nihajnih oblik so se povečali, vendar pa je razlika manjša. Kot je razvidno iz primerjave preglednic 6.1 in 6.2, so pri posameznih nihajnih oblikah povečane tudi učinkovne mase in na koncu je tudi vsota učinkovnih mas pri modelu, kjer stebri niso bili upoštevani v obeh smereh, večja za pribl. 3 %. Pogoju o upoštevanju minimalno 90 % učinkovnih mas bi pri modelu P1 zadostili z upoštevanjem 15 nihajnih oblik, pri modelu P3 pa že z upoštevanjem 12 nihajnih oblik.

Vpliv neupoštevanja podajnosti temeljev glede na nihajne čase in učinkovne mase lahko vidimo pri modelu P2. Rezultati so prikazani v preglednici 6.3. Osnovni nihajni čas je 3,35 s, kar je za 19 % manj kot pri modelu P1. Pri drugi nihajni obliki, kjer konstrukcija zaniha okoli močne osi, je čas 1,76 s, kar je za 31 % manj kot pri modelu P1. Na splošno so tudi nihajni časi višjih nihajnih oblik manjši, vendar se razlika zmanjša. Opazimo lahko tudi, da ima vpetje večji vpliv na translatorne nihajne oblike kot na torzijske. Pri tretji nihajni obliki, ki je torzijska, je razlika v primerjavi z modelom P1 manj kot 1%. Zmanjšajo se tudi učinkovne mase, ki sodelujejo pri potresu. Pri 27. nihajni obliki je tako vsota učinkovnih mas v obeh smereh 91%, kar je pribl. 3 % manj kot pri modelu P1. Pogoj o upoštevanju 90 % učinkovnih mas je izpolnjen šele pri 19. nihajni obliki.

Preglednica 6.1: Nihajni časi in efektivne mase - ploskovni model P1

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	Masa X [%]	Masa Y [%]	Skupaj X [%]	Skupaj Y [%]
1	4,125	0	59,84	0	59,84
2	2,513	62,97	0	62,97	59,84
3	1,109	0	0,15	62,99	59,99
4	0,854	0	18,11	62,99	78,10
5	0,508	16,31	0	79,30	78,10
6	0,416	0,43	0,10	79,73	78,20
7	0,345	0	7,17	79,73	85,37
8	0,248	3,05	0	82,78	85,38
9	0,229	2,82	0,04	85,60	85,42
10	0,192	0	3,87	85,61	89,29
11	0,165	0,97	0,05	86,58	89,33
12	0,150	2,62	0,03	89,20	89,36
13	0,129	0	2,19	89,20	91,56
14	0,122	0,48	0,42	89,68	91,98
15	0,112	1,66	0,06	91,34	92,04
16	0,108	0,10	0	91,45	92,05
17	0,098	0,04	0,94	91,49	92,99
18	0,094	0,37	0,92	91,86	93,91
19	0,087	1,46	0,10	93,31	94,01
20	0,082	0,06	0,16	93,38	94,18
21	0,078	0	0	93,38	94,18
22	0,077	0,11	0,24	93,48	94,42
23	0,076	0	0	93,49	94,43
24	0,076	0	0	93,49	94,43
25	0,076	0,04	0,05	93,53	94,48
26	0,076	0	0	93,53	94,48
27	0,076	0,13	0,09	93,67	94,57

Preglednica 6.2: Nihajni časi in efektivne mase - ploskovni model P3

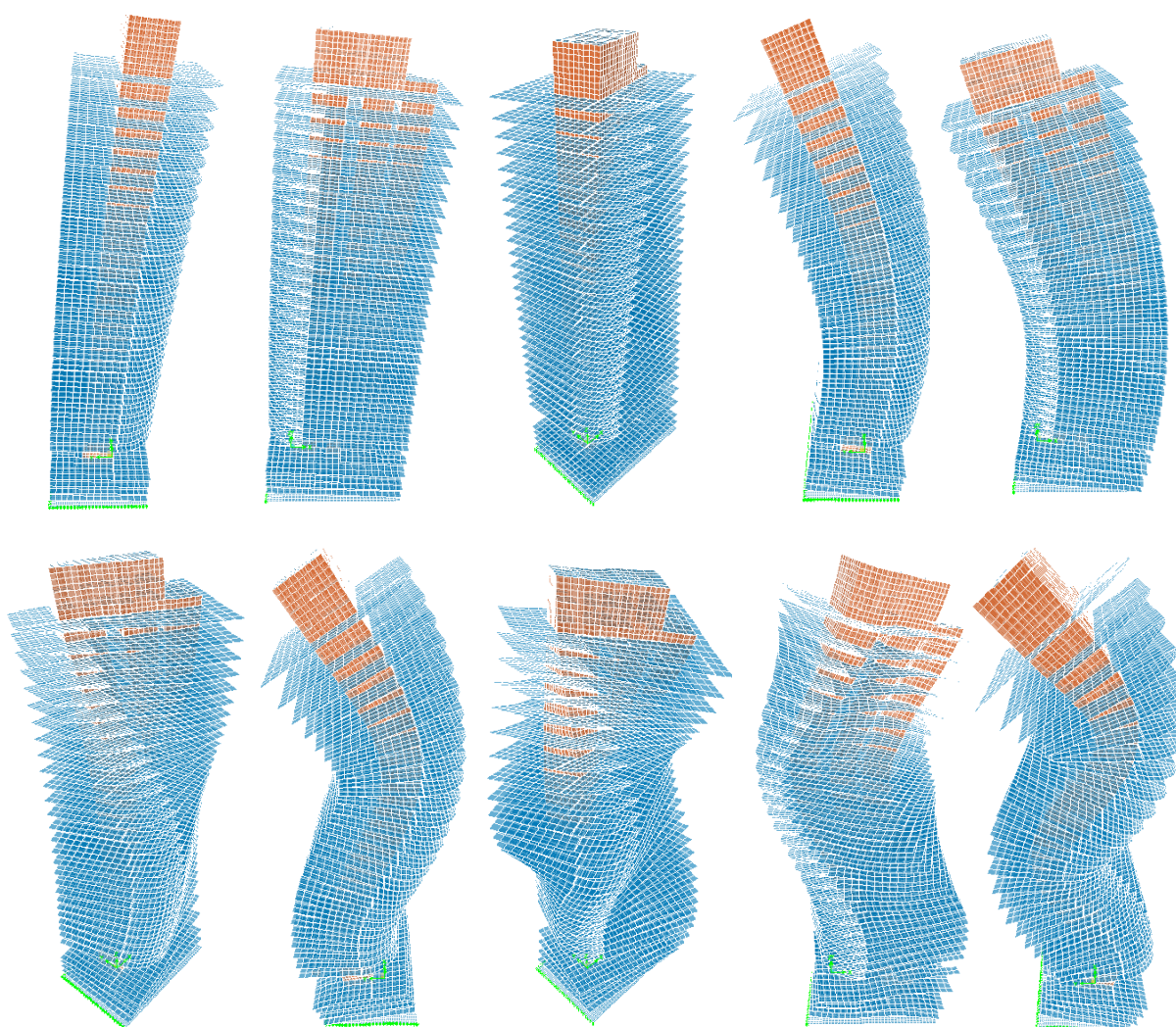
Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	Masa X [%]	Masa Y [%]	Skupaj X [%]	Skupaj Y [%]
1	5,382	0	64,53	0	64,53
2	2,898	67,46	0	67,46	64,53
3	1,160	0	0,33	67,48	64,86
4	0,965	0	18,13	67,48	83,00
5	0,535	16,17	0	83,65	83,00
6	0,438	0,67	0,09	84,31	83,09
7	0,360	0	5,99	84,32	89,08
8	0,260	1,94	0	86,26	89,09
9	0,234	3,13	0	89,39	89,11
10	0,194	0	2,94	89,39	92,05
11	0,172	0,59	0,05	89,98	92,10
12	0,151	2,15	0	92,13	92,11
13	0,130	0,06	1,06	92,20	93,17
14	0,124	0,22	0,89	92,42	94,06
15	0,111	1,17	0	93,59	94,08
16	0,108	0,12	0	93,71	94,08
17	0,101	0,11	0,33	93,81	94,41
18	0,094	0,12	1,10	93,93	95,51
19	0,087	0,85	0	94,78	95,51
20	0,084	0,38	0,23	95,16	95,74
21	0,075	0,25	0,67	95,41	96,42
22	0,073	0,40	0	95,81	96,45
23	0,070	0,33	0,20	96,14	96,65
24	0,063	0,43	0,11	96,57	96,76
25	0,063	0	0,25	96,57	97,01
26	0,060	0,21	0,20	96,78	97,21
27	0,056	0,31	0	97,09	97,21

Preglednica 6.3: Nihajni časi in efektivne mase - ploskovni model P2

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	Masa X [%]	Masa Y [%]	Skupaj X [%]	Skupaj Y [%]
1	3,352	0	53,24	0	53,24
2	1,761	54,86	0	54,86	53,24
3	1,102	0,13	0,09	54,98	53,34
4	0,754	0	18,50	54,98	71,84
5	0,460	17,31	0	72,30	71,84
6	0,410	1,98	0,07	74,28	71,91
7	0,312	0	7,84	74,28	79,74
8	0,243	1,86	0,03	76,15	79,78
9	0,220	5,33	0	81,48	79,80
10	0,178	0	4,42	81,48	84,22
11	0,163	0,86	0,15	82,33	84,37
12	0,146	3,49	0,03	85,82	84,39
13	0,124	0,18	1,12	86,00	85,52
14	0,119	0,37	2,15	86,37	87,67
15	0,109	1,47	0,06	87,84	87,73
16	0,107	0,85	0,02	88,69	87,75
17	0,096	0,17	0,58	88,86	88,33
18	0,090	0,37	2,19	89,23	90,53
19	0,085	1,77	0,18	90,99	90,71
20	0,081	0,13	0,27	91,12	90,98
21	0,078	0	0	91,12	90,98
22	0,077	0,03	0,03	91,15	91,01
23	0,076	0	0,05	91,15	91,06
24	0,076	0	0	91,15	91,07
25	0,076	0	0	91,15	91,07
26	0,076	0	0	91,15	91,07
27	0,076	0,05	0,03	91,20	91,10

Pri primerjavi preglednic (6.1, 6.2, 6.3), lahko opazimo še, da so si nihajne oblike podobne. Tako je pri vseh treh modelih prva nihajna oblika translatorsna v šibki smeri Y, to nam nakaže podatek o efektivnih masah. Druga nihajna oblika je translatorsna v smeri X, tretja je torzijska okoli osi Z. Nato se zaporedje teh nihajnih oblik pri vseh treh ploskovnih modelih spet ponovi. Razlike se pojavijo pri višjih nihajnih oblikah.

Na sliki 6.1 lahko vidimo prvih deset nihajnih oblik ploskovnega modela P3. Nihajne oblike si sledijo po vrsti od 1 do 10. Zaradi bolj nazorne predstavitve so pomiki povečani za faktor 1000.



Slika 6.1 : Nihajne oblike - ploskovni model P3

6.1.2 Linijski modeli

Zaradi podobnosti modelov L1 in L3 kot tudi rezultatov analize, so njihuni podatki zbrani v skupni preglednici 6.4, kar obenem omogoča boljši pregled.

Kot je razvidno iz preglednice 6.4 je prvi nihajni čas za oba modela enak. Podobno je tudi z drugim nihajnim časom. Pri tretji nihajni obliki se pojavi prva razlika. Pri modelu L1 je nihajna oblika translatorska v smeri Y, to lahko opazimo po efektivnih masah, medtem ko je pri modelu L3 torzijska. Primerljiva torzijska nihajna oblika pri modelu L1 je četrta. Kot pričakovano ima torzijska nihajna oblika pri modelu L3 večji nihajni čas, in sicer za 26 %. Razlog za to je zmanjšanje torzijske podajnosti v prerezih z odprtini za 50 %, kar pa hkrati nima vpliva na upogibno togost, kot lahko razberemo iz preglednice. Zaradi povečane torzijske podajnosti se pri modelu L3 pojavi tudi več torzijskih nihajnih oblik, pri katerih pa sodeluje bolj malo mase, zato je tudi končna vsota efektivnih mas v obeh smereh malenkost manjša. Pogoj o upoštevanju vsaj 90 % efektivne mase, je pri modelu L1 izpolnjen z 12-imi, pri modelu L3 pa z 13-imi nihajnimi oblikami. Vpliv vpetosti na nihajne čase in efektivne mase na linijski model lahko vidimo v preglednici 6.5.

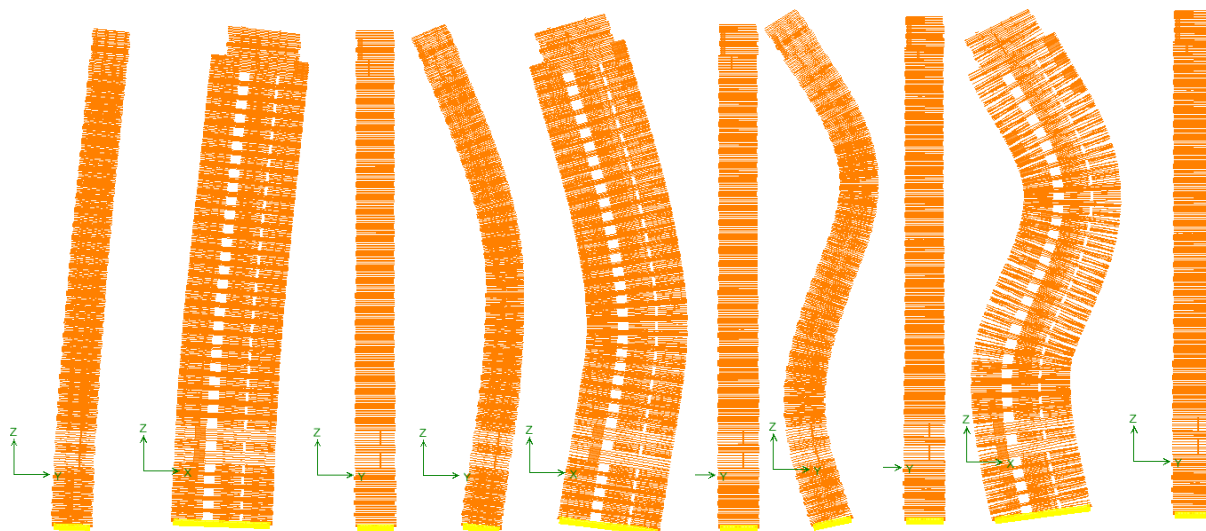
Preglednica 6.4: Nihajni časi in efektivne mase - linijska modela L1 in L3

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]		Masa X [%]		Masa Y [%]		Skupaj X [%]		Skupaj Y [%]	
	L1	L3	L1	L3	L1	L3	L1	L3	L1	L3
1	5,103	5,103	0	0	65,51	65,50	0	0	65,51	65,516
2	3,048	3,048	63,39	63,38	0	0	63,39	63,38	65,51	65,516
3	0,896	1,111	0	0	16,97	0	63,39	63,38	82,48	65,516
4	0,880	0,896	0	0	0	16,97	63,39	63,38	82,48	82,48
5	0,596	0,596	21,73	21,73	0	0	85,12	85,12	82,48	82,48
6	0,347	0,439	0	0	0	0	85,12	85,12	82,48	82,48
7	0,340	0,340	0	0	7,33	7,32	85,12	85,12	89,81	89,81
8	0,207	0,263	3,70	0	0	0	88,81	85,12	89,81	89,81
9	0,207	0,207	0	3,69	0	0	88,81	88,81	89,81	89,81
10	0,185	0,186	0	0	2,61	0	88,81	88,81	92,42	89,81
11	0,146	0,185	0	0	0	2,60	88,81	88,81	92,42	92,42
12	0,122	0,147	2,67	0	0	0	91,48	88,81	92,42	92,42
13	0,116	0,122	0	2,67	1,78	0	91,48	91,48	94,20	92,42
14	0,116	0,119	0	0	0	0	91,48	91,48	94,20	92,42
15	0,093	0,116	0	0	0	1,78	91,48	91,48	94,20	94,20
16	0,088	0,104	1,77	0	0	0	93,26	91,48	94,20	94,20
17	0,087	0,091	0	0	1,65	0	93,26	91,48	95,85	94,20
18	0,082	0,088	0	1,71	0	0	93,26	93,268	95,85	94,20
19	0,072	0,087	0	0	0	1,6456	93,26	93,26	95,85	95,85
20	0,069	0,081	0	0	0,90	0	93,26	93,26	96,75	95,85
21	0,069	0,073	1,71	0	0	0	94,97	93,26	96,75	95,85
22	0,064	0,069	0	0	0	0,90	94,97	93,268	96,75	96,75
23	0,058	0,069	1,00	1,71	0	0	95,97	94,97	96,75	96,75
24	0,058	0,066	0	0	0	0	95,97	94,97	96,75	96,75
25	0,057	0,061	0	0	0,57	0	95,97	94,97	97,32	96,75
26	0,052	0,058	0	1,01	0	0	95,97	95,97	97,32	96,75
27	0,050	0,057	0,66	0	0	0,57	96,63	95,97	97,32	97,32

Preglednica 6.5: Nihajni časi in efektivne mase - linijski model L2

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	Masa X [%]	Masa Y [%]	Skupaj X [%]	Skupaj Y [%]
1	3,773	0	57,34	0	57,34
2	2,200	51,66	0	51,66	57,34
3	0,880	0	0	51,66	57,34
4	0,772	0	18,06	51,66	75,40
5	0,447	26,43	0	78,08	75,40
6	0,347	0	0	78,08	75,40
7	0,301	0	8,83	78,08	84,23
8	0,207	0	0	78,08	84,23
9	0,192	6,07	0	84,16	84,23
10	0,174	0	3,87	84,16	88,10
11	0,146	0	0	84,16	88,10
12	0,118	3,79	0	87,95	88,10
13	0,116	0	0	87,95	88,10
14	0,111	0	2,25	87,95	90,35
15	0,093	0	0	87,95	90,35
16	0,087	2,41	0	90,37	90,35
17	0,084	0	2,50	90,37	92,85
18	0,082	0	0	90,37	92,85
19	0,072	0	0	90,37	92,85
20	0,068	2,21	0	92,58	92,85
21	0,067	0	0	92,58	94,45
22	0,064	0	0	92,58	94,45
23	0,058	1,43	0	94,01	94,45
24	0,058	0	0	94,01	94,45
25	0,056	0	0,98	94,01	95,43
26	0,052	0	0	94,01	95,43
27	0,050	0,92	0	94,93	95,43

Osnovni nihajni čas se je pri modelu L2 zmanjšal za 26 % v primerjavi z modelom L1. Podobno kot pri ploskovnem modelu tudi pri linijskem vpetje poveča togost konstrukcije, saj so se nihajni časi zmanjšali. Podobno kot pri ploskovnem modelu je tudi z efektivnimi masami. Pri modelu z upoštevanjem podajnosti temeljev, je pogoj o 90 % efektivnih mas dosežen že pri 12-i oz. 13-i nihajni obliki, medtem ko je pri modelu s togim vpetjem ta pogoj dosežen šele pri 16-i nihajni obliki. Na sliki 6.2 so prikazane nihajne oblike modela L3.



Slika 6.2: Nihajne oblike po vrsti od 1 do 10 - model L3

6.1.3 Primerjava nihajnih oblik med modeli P3, L1 in L3

Preglednica 6.6: Primerjava nihajnih oblik

Nihajna oblika (model P3)	Ustrezna nihajna oblika (modela L1 in L3)		Opis
	L1	L3	
1 (5,382 s)	1 (5,103 s)	1 (5,103 s)	Osnovna oblika (šibka smer)
2 (2,898 s)	2 (3,048 s)	2 (3,048 s)	Osnovna oblika (močna smer)
3 (1,160 s)	4 (0,880 s)	3 (1,111 s)	Torzijska rotacija okrog navpične osi
4 (0,965 s)	3 (0,896 s)	4 (0,896 s)	Ena prevojna točka (šibka smer)
5 (0,535 s)	5 (0,596 s)	5 (0,596 s)	Ena prevojna točka (močna smer)
6 (0,438 s)	6 (0,347 s)	6 (0,439 s)	Torzijska rotacija okrog navpične osi
7 (0,360 s)	7 (0,340 s)	7 (0,340 s)	Dve prevojni točki (šibka smer)
8 (0,260 s)	9 (0,207 s)	8 (0,264 s)	Torzijska rotacija okrog navpične osi
9 (0,234 s)	8 (0,207 s)	9 (0,207 s)	Dve prevojni točki (močna smer)
10 (0,194 s)	10 (0,185 s)	11 (0,185 s)	Tri prevojne točke (šibka smer)

Kot je razvidno iz preglednice 6.6 je ujemanje med nihajnimi oblikami dobro. Pri modelu L3 je bilo z modificiranjem torzijske konstante odprtih prerezov na 50 % vrednost polnega prereza, dosežena podobna torzijska podajnost kot pri ploskovnemu modelu, saj se vrednosti ustreznih nihajnih oblik zelo dobro ujemajo. Razlike je največ za 4 %, medtem ko so razlike pri modelu L1 do 24 %.

Brez modificiranja torzijske konstante bi bili rezultati neprimerljivi, osnovna nihajna oblika bi bila torzijska s časom 14,98 s. Pomanjkljivost linijskega modela je, da se v območju odprtih torzijska obremenitev ne more prenašati preko prostorskega nosilnega mehanizma, ki bi se formiral v prečkah in stenah (tlačne in natezne diagonale). Na tem mestu je pomembna samo torzijska konstanta, ki pa je pri pri prerezih z odprtinami precej manjša (v povprečju za faktor 600) od polnih prerezov in tako pri stiku teh dveh prerezov ne pride do prenosa obtežbe, temveč do zasuka.

Razlike pri translatorskih oblikah so malenkost večje, in sicer od 5 % do 12 % v močni smeri smeri in 4 % do 7 % v šibki smeri. Na tem mestu se pojavi zanimivost. Nihajni časi v šibki smeri so pri ploskovnem modelu daljši, medtem ko so nihajni časi v močni smeri krajši. To pomeni, da je ploskovni model v šibki smeri bolj podajen, v močni smeri pa bolj tog kot linijski model. Razlog za daljše čase je večja podajnost ploskovnega modela. Kljub temu pa so nihajni časi v močni smeri manjši. Na to vpliva toga prečka nad odprtino v zunanji steni. Zaradi te prečke se poleg prenosa obtežbe po stenah tvori še neki dodatni nosilni mehanizem kot pri okvirjih. S tem se poveča togost konstrukcije in zmanjšajo nihajni časi.

6.2 Etažne sile

6.2.1 Ploskovni modeli

Zaradi možnosti napake je priporočljivo nadzorovati celotno potresno silo, in sicer tako, da se določi zgornja in spodnja meja vrednosti prečne sile za obe smeri. Spodnjo mejo prečne sile smo določili tako, da smo izračunali vpliv prve nihajne oblike. Pri tem smo upoštevali samo tisto maso, ki sodeluje pri tej obliki in pripadajoči pospešek s spektra odzivov. Zgornjo mejo pa smo določili tako, da je bilo upoštevano, da pri prvi nihajni obliki sodeluje celotna masa konstrukcije. Zbrani rezultati so v preglednici 6.7.

Preglednica 6.7: Ocena minimalnih in maksimalnih vrednosti prečnih sil

Model	Prečna sila	Nihajni čas [s]	Pripadajoča vrednost iz spektra odzivov	g [m/s ²]	Delež mase	Masa [t]	Sila [kN]
P1	$F_{b,Y,min}^Y$	4,125	0,05	9,81	0,598	55103	16173
	$F_{b,Y,max}^Y$	4,125	0,05	9,81	1,0	55103	27028
	$F_{b,X,min}^X$	2,513	0,05	9,81	0,630	55103	17019
	$F_{b,X,max}^X$	2,513	0,05	9,81	1,0	55103	27028
P2	$F_{b,Y,min}^Y$	3,352	0,05	9,81	0,532	55103	14390
	$F_{b,Y,max}^Y$	3,352	0,05	9,81	1,0	55103	27028
	$F_{b,X,min}^X$	1,761	0,0927	9,81	0,549	55103	27489
	$F_{b,X,max}^X$	1,761	0,0927	9,81	1,0	55103	50110
P3	$F_{b,Y,min}^Y$	5,382	0,05	9,81	0,645	50841	16084
	$F_{b,Y,max}^Y$	5,382	0,05	9,81	1,0	50841	24938
	$F_{b,X,min}^X$	2,898	0,05	9,81	0,674	50841	16814
	$F_{b,X,max}^X$	2,898	0,05	9,81	1,0	50841	24938

V preglednici 6.8 je prikazan delež potresne obtežbe glede na maso. Kot je razvidno iz preglednice je za obe smeri delež potresne sile okrog 4,5 %. V preglednici 6.9 lahko opazimo prečne sile v tipičnih etažah za potresno obtežno kombinacijo, kjer je upoštevana 5 % ekscentričnost mase (OK6). Pri vseh treh modelih je maksimalna prečna sila ob vpetju znotraj ocenjenih meja.

Etažna prečna sila ob vpetju je pri modelu P1 nekoliko večja od prečne sile pri modelu P3 in sicer za 8,5 % v močni smeri X in za 14,4 % v šibki smeri Y. Z upoštevanjem stebrov in kletne stene se poveča togost konstrukcije in s tem tudi potresna obtežba. Na togost in na prečne sile pa ima vpliv tudi upoštevanje podajnosti temeljev. Če primerjamo prečno silo ob vpetju med modeloma P1 in P2, lahko opazimo, da se je ob upoštevanju podajnosti prečna sila zmanjšala za 19,5 % v močni smeri in za 5,3 % v šibki smeri. Povečanje prečne sile pa ne velja po celotni višini za smer Y. Kot lahko opazimo, so v srednjem delu pri modelu z upoštevanjem podajnosti prečne sile do 5 % višje. To pomeni, da z neupoštevanjem podajnosti temeljev ni nujno, da bi vedno dobili večje potresne sile in bili tako na varni strani.

Preglednica 6.8: Deleži potresne sile glede na maso konstrukcije

	P1		P2		P3	
	Smer X	Smer Y	Smer X	Smer Y	Smer X	Smer Y
Sila ob vpetju [kN]	25735	23157	31970	24430	23729	20238
Masa [t]	55103	55103	55103	55103	50841	50841
Delež sile glede na maso	4,76%	4,28%	5,91%	4,52%	4,76%	4,06%

Preglednica 6.9: Prečne sile v tipičnih etažah - OK6

		P1		P2		P3	
Etaža	Kota	V _x [kN]	V _y [kN]	V _x [kN]	V _y [kN]	V _x [kN]	V _y [kN]
Streha	+ 108,82 m	673	757	749	840	639	673
24. etaža	+ 85,59 m	11048	9096	12408	9474	10387	8098
18. etaža	+ 65,19 m	12870	11123	15972	10686	12398	10410
12. etaža	+ 44,79 m	12956	13113	19228	12875	12432	12530
6. etaža	+ 24,39 m	17807	16514	25430	17925	16602	15200
Pritličje	- 0,28 m	24275	21646	31068	23485	22544	19171
Vpetje	- 12,7 m	25735	23157	31970	24430	23729	20238

Vpliv slučajne ekscentričnosti na potresne sile je predstavljen v preglednici 6.10. Kot lahko opazimo ima slučajna ekscentričnost mase vpliv le na torzijski moment. Ob vpetju je pri obtežni kombinaciji z upoštevanjem ekscentričnosti torzijski moment večji za $\Delta T = 26,53 \%$.

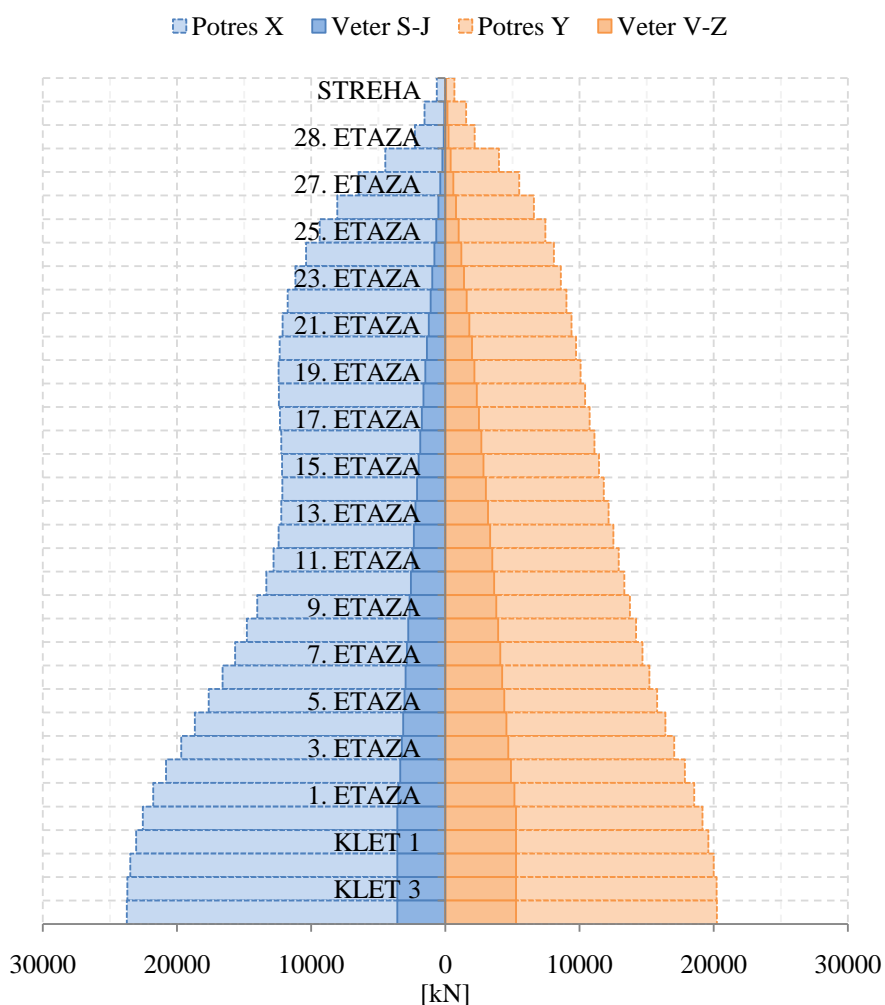
Preglednica 6.10: Vpliv ekscentričnosti

		Model P3 - OK6				Model P3 - OK5		
Etaža	Kota	V _x [kN]	V _y [kN]	T [kNm]	ΔT	V _x [kN]	V _y [kN]	T [kNm]
Streha	+108,82m	639	673	7169	+ 8,86 %	639	673	6586
24. etaža	+ 85,59 m	10387	8098	125674	+ 10,74 %	10387	8098	113489
18. etaža	+ 65,19 m	12398	10410	165061	+ 16,65 %	12398	10410	141505
12. etaža	+ 44,79 m	12432	12530	189287	+ 23,59 %	12432	12530	153152
6. etaža	+ 24,39 m	16602	15200	234401	+ 27,16 %	16602	15200	184335
Pritličje	- 0,28 m	22544	19171	309226	+ 26,53 %	22544	19171	244388
Vpetje	- 12,7 m	23729	20238	324838	+ 26,53 %	23729	20238	256729

Preglednica 6.11: Obtežba z vetrom - model P3

		Potres OK6		Veter	
Etaža	Kota	V _x [kN]	V _y [kN]	V _x (OK4) [kN]	V _y (OK3) [kN]
Streha	+ 108,82 m	639	673	28	58
24. etaža	+ 85,59 m	10387	8098	818	1194
18. etaža	+ 65,19 m	12398	10410	1625	2340
12. etaža	+ 44,79 m	12432	12530	2344	3336
6. etaža	+ 24,39 m	16602	15200	2951	4241
Pritličje	- 0,28 m	22544	19171	3573	5267
Vpetje	- 12,7 m	23729	20238	3573	5267

V preglednici 6.11 so zbrani podatki o etažnih prečnih silah v tipičnih etažah pri potresni obtežni kombinaciji OK6 in obtežnima kombinacijama OK3 in OK4 (MSN), kjer je upoštevan veter kot prevladujoča koristna obtežba. Potres predstavlja v obeh smereh bistveno večjo prečno obtežbo. Največja obtežba vetra je v smeri Y, saj je površina na stavbi, na katero deluje večja od površine v smeri X. Pri potresu pa je ravno obratno, tam je večja sila v smeri X, saj je togost stavbe v tej smeri večja od togosti v smeri Y. Etažne prečne sile (absolutne vrednosti maksimalnih) so zaradi vetrne (OK3,OK4) in potresne obtežbe (OK6) prikazane tudi na grafikonu 6.1. Vidimo, da obtežba vetra vsehskoz od vrha navzdol konstantno narašča, medtem ko pri potresu v smeri X le-ta najprej hitro narašča, potem pa je od 21. in do 12. etaže konstantna in šele potem spet narašča.



Grafikon 6.1: Etažne prečne sile model P3, obtežne kombinacije OK6, OK3, OK4

Vpliv faktorja obnašanja q na zmanjšanje potresnih sil lahko opazimo v preglednici 6.12. Podana je potresna obtežba v tipičnih etažah pri obtežni kombinaciji OK7, kjer je bil uporabljen elastični spekter odzivov. Poleg tega pa je podan faktor, za koliko so se potresne sile v isti etaži ob uporabi faktorja obnašanja, katerega vrednost je 3, dejansko zmanjšale.

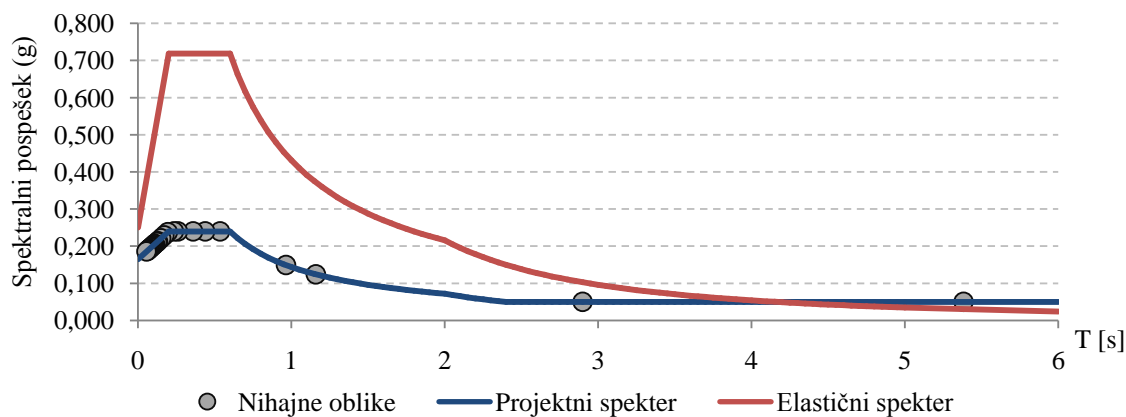
Preglednica 6.12: Vpliv faktorja obnašanja na potresne sile

Vpliv faktorja obnašanja					
Etaža	Kota	V_x [kN]	Faktor	V_y[kN]	Faktor
Streha	+ 108,82 m	1807	2,83	1861	2,77
24. etaža	+ 85,59 m	29331	2,82	19708	2,43
18. etaža	+ 65,19 m	31919	2,57	18251	1,75
12. etaža	+ 44,79 m	27220	2,19	16910	1,35
6. etaža	+ 24,39 m	39675	2,39	23562	1,55
Pritličje	- 0,28 m	59317	2,63	39527	2,06
Vpetje	- 12,7 m	62972	2,65	43518	2,15

Kot lahko vidimo se potresne sile niso zmanjšale za faktor 3 v nobeni od smeri X ali Y. Razlog za to je v obliki projektnega spektra odzivov, lastnih nihajnih časih stavbe ter efektivnih masah. Evrokod omejuje najnižjo vrednost pospeška pri projektnem spektru na 20 % pospeška tal. Pri dolgem nihajnem času je tako lahko pripadajoča vrednost na elastičnem spektru odzivov celo manjša od pripadajoče vrednosti na projektnem spektru. V opisanem primeru se to zgodi pri prvem nihajnem času $T_1=5,382s$, kjer je pospešek pri projektnem spektru večji za faktor 1,7. Pri drugem nihajnem $T_2=2,898$ času je pripadajoča vrednost v projektnem spektru sicer manjša, kot v elastičnem spektru, vendar pa le za faktor 2 in ne 3. Ker sodeluje pri prvih dveh nihajnih oblikah veliko mase od 65 % v smeri Y do 67 % v smeri X, ti dve nihajni obliki veliko prispevata k celotni prečni sili. Ob tem se še toliko bolj pozna, da projektnega spektra, glede na elastični spekter, zaradi pogoja $S_d \geq 0,2 a_g$, nismo reducirali po celotni dolžini.

Na grafikonu 6.2 sta prikazana elastični in projektni spekter odzivov. Na projektni spekter so nanešeni tudi nihajni časi lastnih nihajnih oblik. Opazimo lahko, da se prvi nihajni čas nahaja v območju, kjer so pospeški na projektnem spektru večji od pospeškov na elastičnem spektru odzivov. Drugi nihajni čas pa se nahaja v območju, kjer pospeški pri projektnem spektru,

zaradi zgoraj omenjenega pogoja, niso manjši od pospeškov v elastičnem spektru za faktor 3, temveč le za faktor 2.



Grafikon 6.2: Projektni in elastični spekter ter nihajne oblike

6.2.2 Linijski modeli

V preglednici 6.13 so zbrani podatki o potresnih silah v tipičnih etažah. Podobno, kot pri nihajnih časih in efektivnih masah, je tudi pri potresnih silah, zelo majhna razlika med modeloma L1 in L3. Sprememba torzijske nosilnosti vpliva le na torzijske nihajne oblike ter na torzijski moment. Tudi pri linijskih modelih vpliva upoštevanje podajnosti temeljev na zmanjšanje potresne obremenitve, kar lahko vidimo ob primerjavi modelov L1 in L2. Potresne sile ob vpetju so se zmanjšale za 17,5 % v smeri X ter za 7,5 % v smeri Y, kar je podobno kot pri ploskovnih modelih (19,5 % - smer X, 5,3 % - smer Y). Z upoštevanjem podajnosti temeljev se je zmanjšala togost celotnega konstrukcijskega sistema, kar vpliva na zmanjšanje potresnih sil ob vpetju. V srednjem delu konstrukcije pa se potresne sile celo povečajo. Razlog za to je v nihajnih oblikah, nihajnih časih in v efektivnih masah, ki prav tako vplivajo na velikost potresne sile.

V preglednici 6.14 so prikazane prečne sile v tipičnih etažah zaradi potresne obtežbe in obtežbe vetra. Tudi pri linijskih modelih predstavlja obtežba vetra bistveno manjšo obtežbo kot potres. Ob vpetju je v smeri X prečna sila zaradi vetra 7,6-krat manjša od prečne sile zaradi potresa, v smeri Y pa je prečna sila zaradi vetra 3,9-krat manjša. Razlika v Y smeri je manjša zato ker je v tej smeri večja površina, na katero deluje veter in s tem so večje tudi sile vetra, hkrati pa so potresne sile manjše, saj je v tej smeri konstrukcija bolj podajna kot v smeri X.

Preglednica 6.13: Potresne sile v tipičnih etažah

Etaža	Kota	L1		L2		L3	
		V _x [kN]	V _y [kN]	V _x [kN]	V _y [kN]	V _x [kN]	V _y [kN]
Streha	+ 108,82 m	730	706	835	827	723	706
24. etaža	+ 85,59 m	10585	8387	10940	8977	10585	8387
18. etaža	+ 65,19 m	12334	10527	11601	10343	12330	10527
12. etaža	+ 44,79 m	11939	12653	14102	12421	11932	12653
6. etaža	+ 24,39 m	18256	15140	23850	16346	18255	15140
Pritličje	- 0,28 m	25900	19394	31360	21555	25900	19394
Vpetje	- 12,7 m	27236	20565	32304	22508	27222	20565

Preglednica 6.14: Primerjava potresnih sil in sil vetra v tipičnih etažah linijskega modela L3

Etaža	Kota	Potres (OK6)		Vetar (OK3, OK4)	
		V _x [kN]	V _y [kN]	V _x [kN]	V _y [kN]
Streha	+ 108,82 m	730	706	28	58
24. etaža	+ 85,59 m	10585	8387	818	1194
18. etaža	+ 65,19 m	12330	10527	1625	2340
12. etaža	+ 44,79 m	11932	12653	2344	3336
6. etaža	+ 24,39 m	18255	15140	2951	4241
Pritličje	- 0,28 m	25900	19394	3573	5267
Vpetje	- 12,7 m	27222	20565	3573	5267

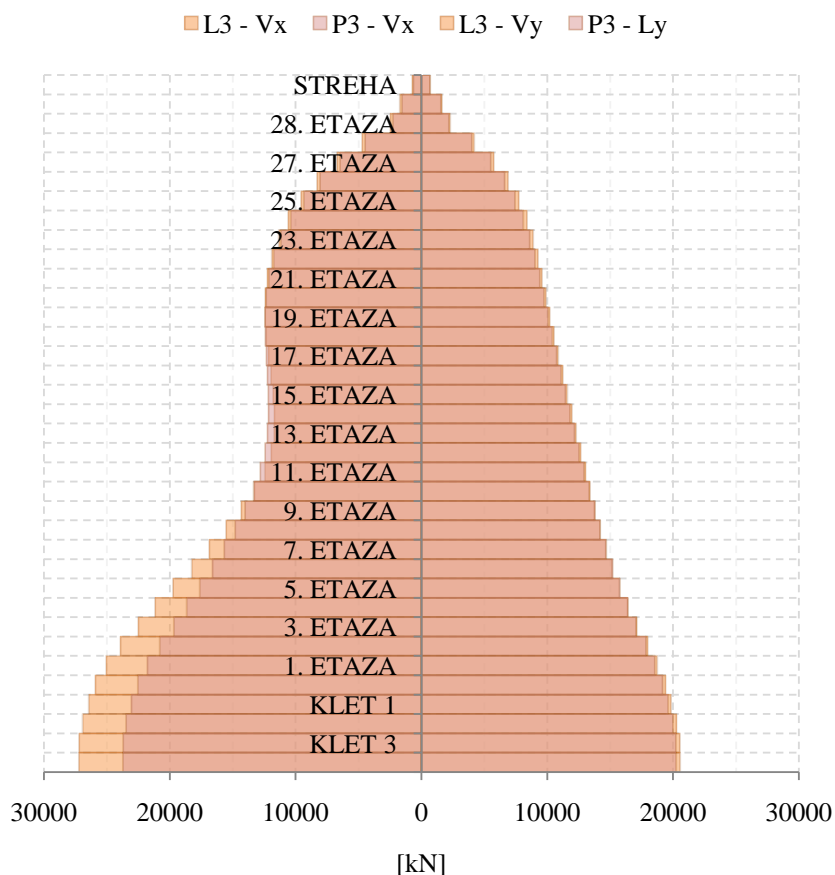
6.2.3 Primerjava etažnih sil med ploskovnim in linijskim modelom

Primerjava med linijskim L3 in ploskovnim P3 modelom je izdelana v preglednici 6.15, v kateri so predstavljene numerične vrednosti etažnih prečnih sil. Zaradi bolj nazorne predstavitve pa so rezultati etažnih sil za oba modela prikazani tudi v grafični obliki v grafikonu 6.3. Kot lahko opazimo se rezultati pri obeh modelih razmeroma dobro ujemajo. Do 9. etaže je ujemanje etažnih sil skoraj popolno za obe smeri, potem pa se pri smeri X oz. močni smeri pojavi razlika, in sicer so pri linijskem modelu od tam naprej prečne sile večje, ob vpetju za skoraj 15 % več kot pri ploskovnem modelu. V smeri Y oz. šibki smeri je ujemanje po celi višini skoraj 99 %. Razlog za večje potresne sile v smeri X, kljub večji podajnosti linijskega modela napram ploskovnemu modelu (kar smo ugotovili pri nihajnih časih) je ta, da so pri linijskem modelu drugačne nihajne oblike, nihajni časi in efektivne mase. Pri linijskem modelu sodeluje pri prvi nihajni obliki v smeri X manj efektivne mase, v

višjih nihajnih oblikah pa več efektivne mase kot pri ploskovnem modelu. Prav pri višjih nihajnih oblikah pa je zaradi manjšega nihajnega časa pripadajoči pospešek v projektnem spektru večji. Iz tega sledi, da so lahko sile v smeri X pri linijskem modelu večje, ker sodeluje več efektivne mase pri tistih nihajnih oblikah, kjer so pospeški večji.

Preglednica 6.15: Potresne sile v tipični etažah pri modelih L3 in P3

		L3		P3	
Etaža	Kota	V _x [kN]	V _y [kN]	V _x [kN]	V _y [kN]
Streha	+ 108,82 m	723	706	639	673
24. etaža	+ 85,59 m	10585	8387	10387	8098
18. etaža	+ 65,19 m	12330	10527	12398	10410
12. etaža	+ 44,79 m	11932	12653	12432	12530
6. etaža	+ 24,39 m	18255	15140	16602	15200
Pritličje	- 0,28 m	25900	19394	22544	19171
Vpetje	- 12,7 m	27222	20565	23729	20238



Grafikon 6.3: Potresne sile v etažah pri modelih L3 in P3

6.3 Pomiki

6.3.1 Ploskovni modeli

Pomiki modela P1 so v obeh smereh manjši v primerjavi z modelom P3 kar je razvidno iz preglednice 6.16, v kateri so predstavljeni dejanski pomiki ($u_{dej} = q \cdot u_{analiza}$). Pomik na vrhu stavbe je v močnejši smeri X manjši za 35 %, v smeri Y pa za 41 %. Vpliv stebrov na pomike je precej večji kot pa na potresne sile. Razlog za to je ta, da so stebri premalo togi, da bi bistveno vplivali na potresne sile, vseeno pa tvorijo neko nosilno ogrodje po obodu konstrukcije, ki jo dodatno stabilizira in zmanjša pomike.

Pomiki so se zmanjšali tudi pri modelu P2, kjer podajnost temeljev ni upoštevana. Gledano pri vrhu stavbe so pomiki manjši za 13 % v smeri X in za 34 % v smeri Y. Z upoštevanjem vpetja stavbe v toga temeljna tla, smo zanemarili deformiranje le-teh, s tem pa se je povečala togost konstrukcije oz. so se zmanjšali pomiki.

Preglednica 6.16: Pomiki centra mas v tipičnih etažah pri obtežni kombinaciji OK6

		P1		P2		P3	
Etaža	Kota	U_x [m]	U_y [m]	U_x [m]	U_y [m]	U_x [m]	U_y [m]
Streha	+ 108,82 m	0,398	1,113	0,346	0,734	0,608	1,891
24. etaža	+ 85,59 m	0,312	0,835	0,260	0,528	0,471	1,430
18. etaža	+ 65,19 m	0,235	0,599	0,180	0,359	0,351	1,041
12. etaža	+ 44,79 m	0,161	0,384	0,107	0,211	0,239	0,686
6. etaža	+ 24,39 m	0,094	0,202	0,049	0,092	0,141	0,381
Pritličje	- 0,28 m	0,024	0,043	0,005	0,008	0,040	0,097
Klet 3	-9,28 m	0,005	0,009	0,001	0,001	0,009	0,020

V preglednici 6.17 je izdelana primerjava med pomiki pri obtežnih kombinacijah, pri katerih je veter prevladujoča koristna obtežba (OK3, OK4), in potresno obtežno kombinacijo (OK6). Pomiki na vrhu stavbe pri obtežni kombinaciji OK3 v Y smeri so za skoraj 90 % manjši od pomikov pri potresni obtežbi. Pomiki pri obtežni kombinaciji OK4 pa so za 87 % manjši od pomikov pri potresni obtežbi v X smeri. Kot smo lahko videli pri etažnih silah predstavlja veter bistveno manjšo obtežbo, zaradi česar so tudi pomiki manjši kot pri potresni obtežbi.

Preglednica 6.17: Primerjava pomikov pri potresni obtežbi in obtežbi z vetrom v MSN

Etaža	Kota	OK6		OK3		OK4	
		U_x [m]	U_y [m]	U_x [m]	U_y [m]	U_x [m]	U_y [m]
Streha	+ 108,82 m	0,608	1,891	0,044	0,207	0,079	0,026
24. etaža	+ 85,59 m	0,471	1,430	0,032	0,159	0,060	0,020
18. etaža	+ 65,19 m	0,351	1,041	0,023	0,117	0,043	0,016
12. etaža	+ 44,79 m	0,239	0,686	0,015	0,079	0,029	0,012
6. etaža	+ 24,39 m	0,141	0,381	0,009	0,045	0,017	0,008
Pritličje	- 0,28 m	0,040	0,097	0,003	0,012	0,005	0,003
Klet 3	-9,28 m	0,009	0,020	0,001	0,003	0,001	0,001

Vpliv slučajne ekscentričnosti na pomike lahko vidimo v preglednici 6.18. V tej preglednici je narejena primerjava med pomiki in rotacijami v tipičnih etažah za ploskovni model P3. Vrednosti pomikov in rotacij v preglednici veljajo za obtežno kombinacijo brez upoštevanja ekscentričnosti mase. K tem vrednostim pa je poleg, za vsako etažo, izračunan še faktor povečave pomikov (v odstotkih). Največji vpliv ima upoštevanje ekscentričnosti mase na rotacije, zanemarljivo majhen pa je vpliv na horizontalne pomike. Kar je podobno kot pri potresnih silah, kjer je bil največji vpliv na torzijsko obremenitev.

Preglednica 6.18: Vpliv slučajne ekscentričnosti

Etaža	Kota	Vpliv slučajne ekscentričnosti					
		U_x [m]	ΔU_x	U_y [m]	ΔU_y	R_z [rad]	ΔR_z
Streha	+ 108,82 m	0,606	0,40%	1,886	0,29%	0,002	85,71%
24. etaža	+ 85,59 m	0,469	0,38%	1,429	0,10%	0,002	92,59%
18. etaža	+ 65,19 m	0,349	0,43%	1,041	0,06%	0,001	102,44%
12. etaža	+ 44,79 m	0,238	0,50%	0,686	0,04%	0,001	96,88%
6. etaža	+ 24,39 m	0,140	0,43%	0,381	0,08%	0,001	86,36%
Pritličje	- 0,28 m	0,040	0,76%	0,097	0,31%	0,000	66,67%
Klet 3	-9,28 m	0,009	0,00%	0,020	0,00%	0,000	0,00%

Vpliv upoštevanja faktorja obnašanja q na pomike je prikazan v preglednici 6.19. V preglednici so podane vrednosti pomikov tipičnih etaž za potresno obtežno kombinacijo, kjer je bil upoštevan elastični spekter (OK7). Prikazano je tudi za koliko so dejanski pomiki z uporabo projektnega spektra drugačni od pomikov, ki so izračunani z upoštevanjem elastičnega spektra. Kot lahko opazimo so na vrhu stavbe pomiki pri obtežni kombinaciji in pri upoštevanju redukciji potresnih sil večji za faktor 1,6 v smeri X in za faktor 4,7 v smeri Y.

Razlog za večje pomike je v obliki projektnega spektra. Pri prvi nihajni obliki oz. pri prvem nihajnem času je namreč pripadajoča vrednost na projektnem spektru večja od pripadajoče vrednosti na elastičnem spektru. Tako so pospeški večji pri projektnem spektru in s tem so večji tudi pomiki. Ker pa gre za projektni spekter se morajo pomiki pomnožiti s faktorjem obnašanja, da lahko dobimo dejanske pomike. S tem pa se razlika v pomikih še poveča.

Preglednica 6.19: Vpliv faktorja obnašanja q

		Vpliv faktorja obnašanja q			
Etaža	Kota	U _x [m]	Faktor	U _y [m]	Faktor
Streha	+ 108,82 m	0,388	1,570	0,402	4,699
24. etaža	+ 85,59 m	0,301	1,567	0,292	4,895
18. etaža	+ 65,19 m	0,225	1,561	0,214	4,864
12. etaža	+ 44,79 m	0,155	1,545	0,151	4,539
6. etaža	+ 24,39 m	0,092	1,529	0,093	4,087
Pritličje	- 0,28 m	0,026	1,523	0,026	3,684
Klet 3	-9,28 m	0,006	1,526	0,006	3,643

6.3.2 Linijski modeli

Pomike tipičnih etaž pri linijskih modelih lahko vidimo v preglednici 6.20. Pomiki pri modelih L1 in L3 so povsem enaki. Slednje je bilo pričakovano, saj sprememba torzijske togosti ne vpliva na pomike linijskega modela, temveč le na zasuke konstrukcije. Pri modelu L2, pri katerem nismo upoštevali podajnosti temeljenja, so se pomiki zmanjšali, saj je konstrukcija postala bolj toga, podobno kot pri ploskovnih modelih. Pomiki so se zmanjšali za 40 % v smeri X in za 46 % v smeri Y.

Preglednica 6.20: Pomiki tipičnih etaž linijskih modelov

		L1		L2		L3	
Etaža	Kota	U _x [m]	U _y [m]	U _x [m]	U _y [m]	U _x [m]	U _y [m]
Streha	+ 108,82 m	0,607	1,708	0,365	0,919	0,607	1,708
24. etaža	+ 85,59 m	0,459	1,300	0,261	0,662	0,459	1,300
18. etaža	+ 65,19 m	0,332	0,954	0,171	0,452	0,332	0,954
12. etaža	+ 44,79 m	0,213	0,641	0,091	0,275	0,213	0,641
6. etaža	+ 24,39 m	0,117	0,365	0,036	0,131	0,117	0,365
Pritličje	- 0,28 m	0,034	0,094	0,006	0,017	0,034	0,094
Klet 3	- 12,7 m	0,018	0,020	0,003	0,003	0,018	0,020

V preglednici 6.21 lahko vidimo primerjavo med pomiki zaradi potresne obtežbe in pomikov zaradi obtežnih kombinacij OK3 in OK4, pri katerih je veter prevladujoča koristna obtežba. Na vrhu stavbe je v smeri X zaradi potresa pomik približno 12-krat večji od pomika zaradi vetra, v smeri Y pa je približno 9-krat večji. Potres predstavlja tudi pri linijskih modelih bistveno večjo obtežbo, zato so tudi pomiki večji.

Preglednica 6.21: Primerjava pomikov tipičnih etaž pri potresni obtežbi, ter obtežbi z vetrom

		L3 - OK6		L3 - OK3, OK4	
Etaža	Kota	U _x [m]	U _y [m]	U _x [m]	U _y [m]
Streha	+ 108,82 m	0,607	1,708	0,050	0,197
24. etaža	+ 85,59 m	0,459	1,300	0,039	0,156
18. etaža	+ 65,19 m	0,332	0,954	0,028	0,113
12. etaža	+ 44,79 m	0,213	0,641	0,019	0,078
6. etaža	+ 24,39 m	0,117	0,365	0,010	0,045
Pritličje	- 0,28 m	0,034	0,094	0,003	0,012
Vpetje	- 12,7 m	0,018	0,020	0,001	0,003

6.3.3 Primerjava pomikov med linijskim in ploskovnim modelom

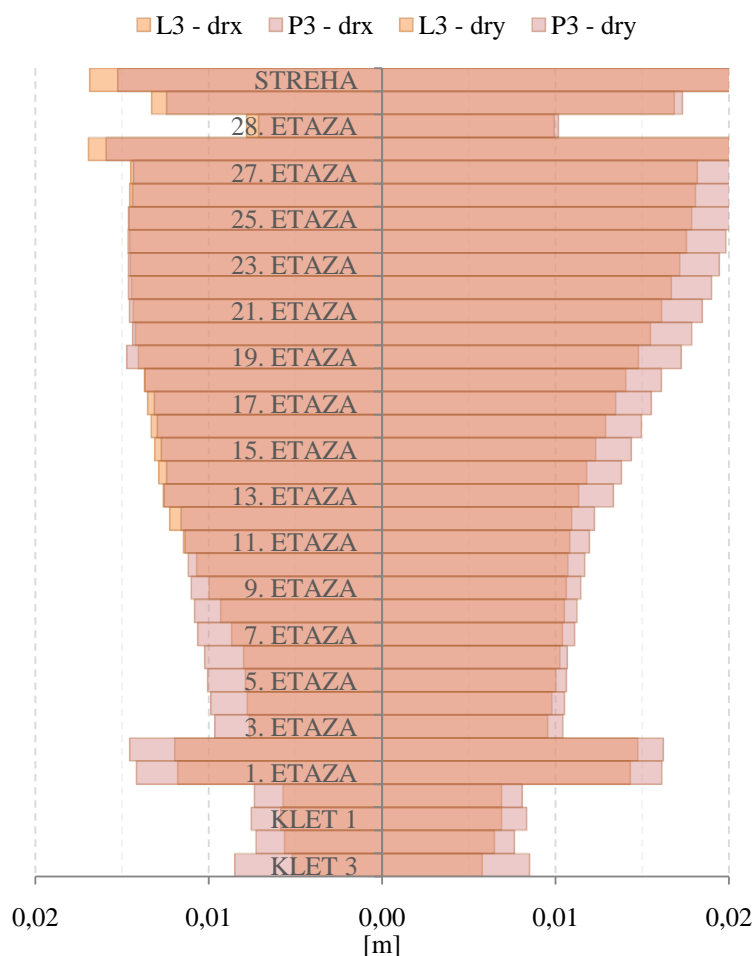
Primerjavo pomikov zaradi potresne obtežne kombinacije v tipičnih etažah modelov L3 in P3 lahko vidimo v preglednici 6.22. Pomiki so pri ploskovnem modelu, gledano pri vrhu konstrukcije, v močni smeri X skoraj enaki pomikom linijskega modela v tej smeri. V šibki smeri Y pa so pomiki večji za slabih 11 %. Zanimivo je, da so si pomiki obeh modelov zelo podobni prav v močni smeri, pri kateri je bilo odstopanje potresnih sil ob vpetju za 15 %, v šibki smeri pa je ravno obratno. Razlog za to je v različnem deformiranju obeh modelov pri potresni obtežbi.

Preglednica 6.22: Primerjava pomikov pri modelih P3 in L3, pri obtežni kombinaciji OK6

		P3 - OK6		L3 - OK6	
Etaža	Kota	U _x [m]	U _y [m]	U _x [m]	U _y [m]
Streha	+ 108,82 m	0,608	1,891	0,607	1,708
24. etaža	+ 85,59 m	0,471	1,430	0,459	1,300
18. etaža	+ 65,19 m	0,351	1,041	0,332	0,954
12. etaža	+ 44,79 m	0,239	0,686	0,213	0,641
6. etaža	+ 24,39 m	0,141	0,381	0,117	0,365
Pritličje	- 0,28 m	0,040	0,097	0,034	0,094
Vpetje	- 12,7 m	0,009	0,020	0,018	0,020

6.3.4 Primerjava etažnih zamikov med linijskim in ploskovnim modelom

Na grafikonu 6.4 so prikazani etažni zamiki linijskega modela L3 in ploskovnega modela P3. Zamiki so bili dobljeni pri obtežni kombinaciji OK7. Kot je razvidno na grafikonu se etažni zamiki v obeh smereh kar dobro pokrivajo. Vseeno pa lahko opazimo majhna odstopanja. V šibki smeri Y, grafikon etažnih zamikov ploskovnega modela po celi višini spremlja konturo grafikona etažnih zamikov linijskega modela. Razlog za to je ta, da se modela v tej smeri podobno deformirata in imata podobne nihajne oblike. V močni smeri X se po višini spreminjajo razlike med etažnimi zamiki med modeloma. V višjih etažah so zamiki večji pri linijskem modelu, v nižjih etažah pa so zamiki večji pri ploskovnem modelu. Konturi obeh grafikonov se ne ujemata tako kot v smeri Y. Razlog za to je v različnem načinu deformiranja v tej smeri, različne nihajne oblike, efektivne mase.



Grafikon 6.4: primerjava etažnih zamikov med modeloma L3 in P3

6.4 MSU - omejitev etažnih zamikov

V obravnavanem primeru je bil uporabljen pogoj a) iz poglavja 2.1.5, ki velja za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov. Za redukcijski faktor pa je bila vzeta vrednost 0,5 saj gre za objekt II. kategorije pomembnosti.

Pogoj:

$$d_{rv} \leq 0,005 h$$

Kontrola omejitve etažnih pomikov je izdelana za model P1 in prikazana v preglednici 6.23. Pri kontroli so bili vzeti pomiki iz analize z elastičnim spektrom odziva oz. obtežne kombinacije OK7. Etažni zamiki nikjer ne prekoračijo zgoraj opisanega pogoja.

Preglednica 6.23: Kontrola etažnih pomikov za model P1

Etaža	h [cm]	d_{rx,max} [cm]	d_{rx,max}·v [cm]	d_{ry,max} [cm]	d_{ry,max}·v [cm]	0,005·h [cm]
STREHA	402	1,39	0,70	2,12	1,06	2,01
29. ETAZA	315	1,14	0,57	1,67	0,84	1,58
28. ETAZA	186	0,65	0,33	0,98	0,49	0,93
VMESNA ETAZA	400	1,48	0,74	2,12	1,06	2,00
27. ETAZA	340	1,29	0,64	1,82	0,91	1,70
26. ETAZA	340	1,32	0,66	1,82	0,91	1,70
25. ETAZA	340	1,35	0,68	1,81	0,91	1,70
24. ETAZA	340	1,37	0,69	1,79	0,90	1,70
23. ETAZA	340	1,39	0,69	1,77	0,89	1,70
22. ETAZA	340	1,40	0,70	1,74	0,87	1,70
21. ETAZA	340	1,40	0,70	1,70	0,85	1,70
20. ETAZA	340	1,40	0,70	1,65	0,83	1,70
19. ETAZA	340	1,39	0,69	1,62	0,81	1,70
18. ETAZA	340	1,34	0,67	1,54	0,77	1,70
17. ETAZA	340	1,32	0,66	1,48	0,74	1,70
16. ETAZA	340	1,30	0,65	1,44	0,72	1,70
15. ETAZA	340	1,29	0,64	1,39	0,69	1,70
14. ETAZA	340	1,27	0,63	1,34	0,67	1,70
13. ETAZA	340	1,25	0,62	1,31	0,66	1,70
12. ETAZA	340	1,18	0,59	1,24	0,62	1,70
11. ETAZA	340	1,16	0,58	1,22	0,61	1,70
10. ETAZA	340	1,15	0,57	1,19	0,60	1,70
9. ETAZA	340	1,13	0,57	1,17	0,59	1,70
8. ETAZA	340	1,11	0,56	1,15	0,58	1,70
7. ETAZA	340	1,10	0,55	1,13	0,57	1,70
6. ETAZA	340	1,05	0,52	1,09	0,54	1,70
5. ETAZA	340	1,04	0,52	1,07	0,53	1,70
4. ETAZA	340	1,02	0,51	1,04	0,52	1,70
3. ETAZA	340	1,19	0,60	1,01	0,51	1,70
2. ETAZA	545	1,51	0,76	1,54	0,77	2,73
1. ETAZA	562	1,49	0,74	1,44	0,72	2,81
PRITLICJE	290	0,71	0,36	1,17	0,59	1,45
KLET 1	305	0,63	0,32	0,69	0,35	1,53
KLET 2	305	0,62	0,31	0,68	0,34	1,53
KLET 3	292	0,59	0,29	0,58	0,29	1,46

6.5 Vpliv teorije II. reda

Vpliv TDR je podrobneje obravnavan v poglavju 2.1.5. Kontrola je prikazana v preglednicah 6.24 in 6.25. Rezultati kažejo, da upoštevanje teorije II. reda, ni potrebno.

Preglednica 6.24: Kontrola vpliva teorije II. reda za smer X

Etaža	h [cm]	d_{rx,max} [cm]	P_{tot} [kN]	V_{tot,x} [kN]	Θ_x
STREHA	402	1,39	2822	673	0,015
29. ETAZA	315	1,14	5590	1638	0,012
28. ETAZA	186	0,65	8557	2424	0,012
VMESNA ETAZA	400	1,48	19590	4781	0,015
27. ETAZA	340	1,29	34229	6950	0,019
26. ETAZA	340	1,32	46417	8640	0,021
25. ETAZA	340	1,35	58654	9993	0,023
24. ETAZA	340	1,37	70942	11048	0,026
23. ETAZA	340	1,39	83274	11839	0,029
22. ETAZA	340	1,40	95656	12394	0,032
21. ETAZA	340	1,40	108088	12739	0,035
20. ETAZA	340	1,40	120563	12909	0,038
19. ETAZA	340	1,39	133087	12940	0,042
18. ETAZA	340	1,34	145931	12870	0,045
17. ETAZA	340	1,32	159194	12758	0,048
16. ETAZA	340	1,30	172500	12643	0,052
15. ETAZA	340	1,29	185854	12568	0,056
14. ETAZA	340	1,27	199259	12572	0,059
13. ETAZA	340	1,25	212713	12692	0,062
12. ETAZA	340	1,18	226697	12956	0,061
11. ETAZA	340	1,16	241398	13426	0,061
10. ETAZA	340	1,15	256148	14073	0,061
9. ETAZA	340	1,13	270947	14867	0,061
8. ETAZA	340	1,11	285788	15774	0,059
7. ETAZA	340	1,10	300678	16760	0,058
6. ETAZA	340	1,05	316120	17807	0,055
5. ETAZA	340	1,04	332295	18946	0,053
4. ETAZA	340	1,02	348512	20072	0,052
3. ETAZA	340	1,19	364780	21151	0,061
2. ETAZA	545	1,51	386713	22364	0,048
1. ETAZA	562	1,49	407281	23448	0,046
PRITLICJE	290	0,71	426355	24275	0,043
KLET 1	305	0,63	446016	24897	0,037
KLET 2	305	0,62	468938	25418	0,038
KLET 3	292	0,59	491239	25694	0,038

Preglednica 6.25: Kontrola vpliva teorije II. reda za smer Y

Etaža	h [cm]	$d_{ry,max}$ [cm]	P_{tot} [kN]	$V_{tot,y}$ [kN]	Θ_y
STREHA	402	2,12	2822	757	0,020
29. ETAZA	315	1,67	5590	1750	0,017
28. ETAZA	186	0,98	8557	2483	0,018
VMESNA ETAZA	400	2,12	19590	4564	0,023
27. ETAZA	340	1,82	34229	6290	0,029
26. ETAZA	340	1,82	46417	7513	0,033
25. ETAZA	340	1,81	58654	8420	0,037
24. ETAZA	340	1,79	70942	9096	0,041
23. ETAZA	340	1,77	83274	9607	0,045
22. ETAZA	340	1,74	95656	10003	0,049
21. ETAZA	340	1,70	108088	10323	0,052
20. ETAZA	340	1,65	120563	10601	0,055
19. ETAZA	340	1,62	133087	10862	0,058
18. ETAZA	340	1,54	145931	11123	0,060
17. ETAZA	340	1,48	159194	11410	0,061
16. ETAZA	340	1,44	172500	11711	0,062
15. ETAZA	340	1,39	185854	12026	0,063
14. ETAZA	340	1,34	199259	12361	0,063
13. ETAZA	340	1,31	212713	12719	0,065
12. ETAZA	340	1,24	226697	13113	0,063
11. ETAZA	340	1,22	241398	13578	0,064
10. ETAZA	340	1,19	256148	14084	0,064
9. ETAZA	340	1,17	270947	14626	0,064
8. ETAZA	340	1,15	285788	15207	0,064
7. ETAZA	340	1,13	300678	15832	0,063
6. ETAZA	340	1,09	316120	16514	0,061
5. ETAZA	340	1,07	332295	17291	0,060
4. ETAZA	340	1,04	348512	18105	0,059
3. ETAZA	340	1,01	364780	18933	0,057
2. ETAZA	545	1,54	386713	19933	0,055
1. ETAZA	562	1,44	407281	20873	0,050
PRITLICJE	290	1,17	426355	21646	0,079
KLET 1	305	0,69	446016	22271	0,046
KLET 2	305	0,68	468938	22817	0,046
KLET 3	292	0,58	491239	23114	0,042

6.6 Dinamična analiza

Z namenom primerjave vpliva metode analize na pomike in potresne sile je bila izdelana še dinamična analiza, katere rezultati so se primerjali z modalno analizo.

Za namen dinamične analize so bili generirani trije akcelerogrami iz dejanskih akcelerogramov (Dolšek, M., oktober 2010). Akcelerogrami so bili modificirani tako, da ustrezajo ciljnemu spektru pospeškov.

Rezultati dinamične analize so prikazani v preglednici 6.26, poleg teh pa so za primerjavo podani še rezultati iz modalne analize. Iz primerjave pomikov, ki so izračunani po obeh metodah, ugotovimo, da je za potresno projektno stanje ujemanje sprejemljivo. Pri dinamični analizi so pomiki za odziv konstrukcije v šibki smeri za malenkost manjši, medtem, ko so za odziv konstrukcije v močni smeri ravno obratni.

Preglednica 6.26: Primerjava pomikov med modalno in dinamično analizo

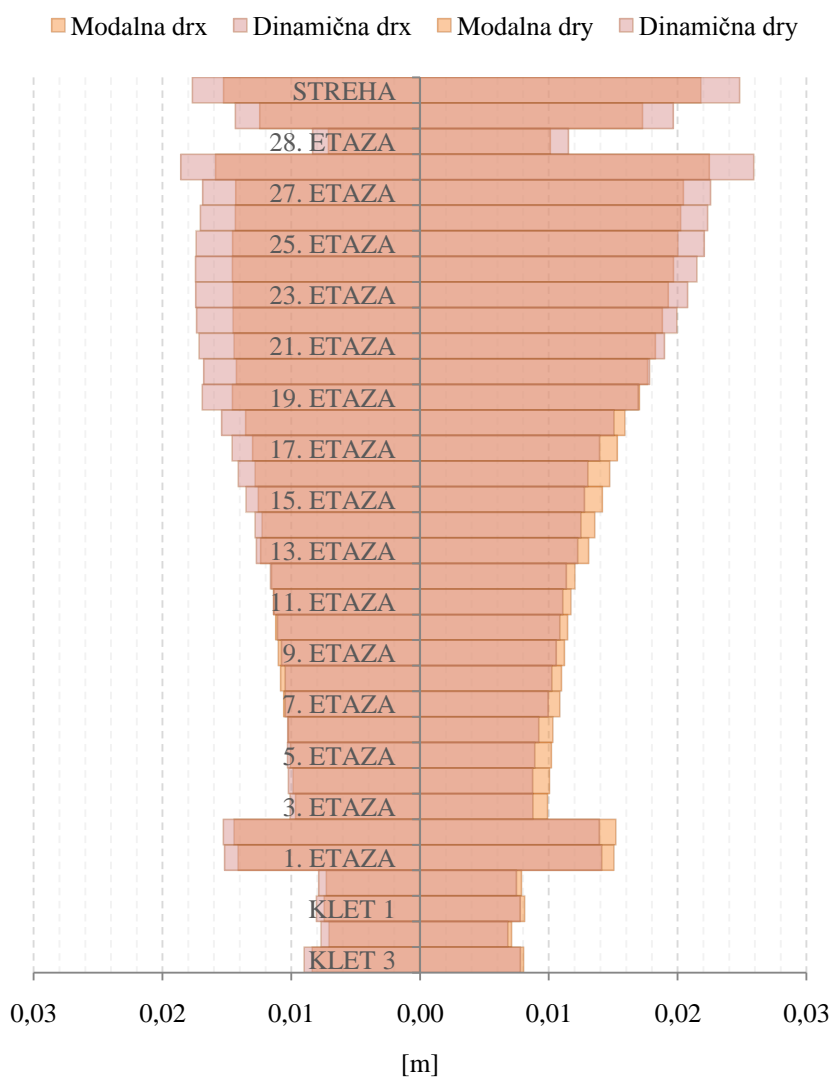
		Modalna		Dinamična	
Etaža	Kota	Ux [m]	Uy [m]	Ux [m]	Uy [m]
Streha	+ 108,82 m	0,386	0,396	0,392	0,362
24. etaža	+ 85,59 m	0,299	0,290	0,297	0,276
18. etaža	+ 65,19 m	0,224	0,213	0,215	0,202
12. etaža	+ 44,79 m	0,154	0,151	0,158	0,133
6. etaža	+ 24,39 m	0,091	0,093	0,097	0,084
Pritličje	- 0,28 m	0,026	0,026	0,028	0,025
Klet 3	-9,28 m	0,006	0,006	0,006	0,005

V preglednici 6.27 je izdelana primerjava med potresnimi silami v tipičnih etažah. Pri silah je ujemanje manjše kot pri pomikih, saj so pri dinamični analizi potresne sile večje. Največje razlika je ob vpetju za 30 % v močni smeri in za 11 % v šibki smeri. V preglednici 6.28 in grafikonu 6.5 so prikazani zamiki etaž.

Kot lahko vidimo iz preglednice 6.28 in grafikona 6.5 so zamiki etaž pri dinamični analizi večji od zamikov pri modalni analizi. Ob večjih zamikih pa lahko opazimo še, da je tudi deformiranje drugačno, saj se konturi etažnih zamikov obeh analiz kot tudi v obeh smereh ne ujemata kar vpliva tudi na etažne sile.

Preglednica 6.27: Primerjava potresnih sil med modalno in dinamično analizo

Etaža	Kota	Modalna		Dinamična	
		Vx [kN]	Vy [kN]	Vx [kN]	Vy [kN]
Streha	+ 108,82 m	1812	1863	2114	2362
24. etaža	+ 85,59 m	29333	19714	36889	23771
18. etaža	+ 65,19 m	31933	18252	41365	21496
12. etaža	+ 44,79 m	27234	16909	34938	19724
6. etaža	+ 24,39 m	39706	23585	48454	28041
Pritličje	- 0,28 m	59335	39537	74550	41320
Vpetje	- 12,7 m	63011	43556	82341	48504



Grafikon 6.5: Primerjava zamikov etaž med modalno in dinamično analizo

Preglednica 6.28: Primerjava zamikov etaž

Etaža	Višina [m]	Modalna		Dinamična	
		d_{rx} [m]	d_{ry} [m]	d_{rx} [m]	d_{ry} [m]
STREHA	4,02	0,015	0,022	0,018	0,025
29. ETAZA	3,15	0,012	0,017	0,014	0,020
28. ETAZA	1,86	0,007	0,010	0,008	0,012
VMESNA ETAZA	4	0,016	0,022	0,019	0,026
27. ETAZA	3,4	0,014	0,020	0,017	0,023
26. ETAZA	3,4	0,014	0,020	0,017	0,022
25. ETAZA	3,4	0,015	0,020	0,017	0,022
24. ETAZA	3,4	0,015	0,020	0,017	0,022
23. ETAZA	3,4	0,015	0,019	0,017	0,021
22. ETAZA	3,4	0,015	0,019	0,017	0,020
21. ETAZA	3,4	0,014	0,018	0,017	0,019
20. ETAZA	3,4	0,014	0,018	0,017	0,018
19. ETAZA	3,4	0,015	0,017	0,017	0,017
18. ETAZA	3,4	0,014	0,016	0,015	0,015
17. ETAZA	3,4	0,013	0,015	0,015	0,014
16. ETAZA	3,4	0,013	0,015	0,014	0,013
15. ETAZA	3,4	0,013	0,014	0,014	0,013
14. ETAZA	3,4	0,012	0,014	0,013	0,013
13. ETAZA	3,4	0,012	0,013	0,013	0,012
12. ETAZA	3,4	0,012	0,012	0,012	0,011
11. ETAZA	3,4	0,011	0,012	0,011	0,011
10. ETAZA	3,4	0,011	0,011	0,011	0,011
9. ETAZA	3,4	0,011	0,011	0,011	0,011
8. ETAZA	3,4	0,011	0,011	0,010	0,010
7. ETAZA	3,4	0,011	0,011	0,010	0,010
6. ETAZA	3,4	0,010	0,010	0,010	0,009
5. ETAZA	3,4	0,010	0,010	0,010	0,009
4. ETAZA	3,4	0,010	0,010	0,010	0,009
3. ETAZA	3,4	0,010	0,010	0,010	0,009
2. ETAZA	5,45	0,014	0,015	0,015	0,014
1. ETAZA	5,62	0,014	0,015	0,015	0,014
PRITLICJE	2,9	0,007	0,008	0,008	0,007
KLET 1	3,05	0,007	0,008	0,008	0,008
KLET 2	3,05	0,007	0,007	0,008	0,007
KLET 3	2,92	0,008	0,008	0,009	0,008

7 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi je prikazana potresna analiza poslovne stolpnice Emonika, ki jo sestavljajo armiranobetonsko jedro dimenzij 23,65 x 8,75 m in obodni stebri. Višina stolpnice znaša 121 m in je preko temeljne plošče, dimenzij 27,39 x 39,54 m in debeline 1,8 m, postavljena na 99-ih armirano-betonskih pilotih premera 1,2 m in dolžine 20 m.

V prvem delu so obravnavani deli standardov EC1-1-1, EC1-1-3, EC1-1-4 in EC8-1, ki se nanašajo na določitev vplivov na konstrukcijo oz. na samo analizo. V drugem delu je obravnavana geometrija konstrukcije, določeni pa so tudi vplivi na konstrukcijo, ki se delijo na lastno težo, stalno obtežbo, koristno obtežbo, obtežbo snega, obtežbo vetra in potresno obtežbo. Lastno težo izračuna program samodejno iz podane geometrije konstrukcije in podane specifične teže uporabljenih materialov. Stalna obtežba je ročno izračunana in podana na model. Pri določitvi ostalih vplivov so uporabljeni predpisi Evrokod, in sicer EC1-1-1 za določitev koristne obtežbe, EC1-1-3 za določitev obtežbe snega, EC1-1-4 za določitev obtežbe vetra, ter EC8-1 za določitev potresne obtežbe. Za določitev referenčnega pospeška tal na območju izgradnje stolpnice je uporabljena karta potresne ogroženosti Slovenije. Vrednost referenčnega pospeška znaša 0,25 g. Objekt spada v II. kategorijo pomembnosti, temeljna tla ustrezajo po EC8-1 tlem tipa C. Projektni pospešek tal je enak 0,25 g. Konstrukcija spada v kategorijo duktilnih stenastih sistemov nepovezanih konzolnih sten in je pravilna tako po višini kot tudi po tlorisu. Izbrana je srednja stopnja duktilnosti DCM, faktor obnašanja je enak 3,0.

V petem poglavju je prikazano modeliranje stavbe. Narejeni so trije ploskovni modeli (P1, P2, P3) in trije linijski modeli (L1, L2, L3). Pri ploskovnih modelih so vsi ploskovni elementi modelirani z elementi tipa *shell* (*lupina*). Ploskovni model P1 predstavlja najbolj podroben model stolpnice Emonika. Namen modela P2 je v primerjavi z modelom P1 ugotoviti vpliv upoštevanja podajnosti temeljenja na potresne sile in pomike konstrukcije. Model P3 je podoben modelu P1, s to razliko, da pri tem modelu niso upoštevani stebri, kletna stena in jašek za dvigalo, ki se nahaja v spodnjem delu konstrukcije, izven AB jedra. Model P3 služi za primerjavo rezultatov z linijskimi modeli in tudi za ugotavljanje vpliva neupoštevanja stebrov glede na rezultate analize. Pri linijskih modelih je modelirano le armiranobetonsko jedro. V ta namen je bilo s pomočjo dodatka v programu ETABS - *Section Designer*

ustvarjenih 14 različnih prerezov. Temeljna plošča pri linijskih modelih je modelirana s ploskovnimi elementi, enako kot pri ploskovnih modelih. Vpliv podajnosti temeljev (pilotov) je tako pri ploskovnih kot tudi pri linijskih modelih upoštevan z nadomestno površinsko vzmetjo. Pri modelu L1 je upoštevano, da je torzijska odpornost odprtih prerezov enaka zaprtim prerezom. Namen modela L2 je, da se ugotovi vpliv upoštevanja podajnosti temeljenja na potresne sile in pomike konstrukcije. Pri modelu L3 je bila torzijska odpornost odprtih prerezov reducirana na 50 % vrednosti torzijske odpornosti zaprtih prerezov. Tako je bilo doseženo, da se torzijska togost modela L3 ujema s togostjo modela P3.

Pri analizi nihajnih oblik in nihajnih časov je bilo ugotovljeno, da je ujemanje med modeloma P3 in L3 dobro. Pri nihajnih časih je razlike v povprečju za okrog 5 %. Pri linijskem modelu so nihajni časi, ki so povezani s translacijo v šibki smeri, manjši, kot pri ploskovnem modelu. Obratno smo opazili pri odzivu konstrukcije v močni smeri. Slednje kaže na to, da je linijski model v šibki smeri bolj tog, v močni smeri pa bolj podajen kot ploskovni model.

Pri analizi potresnih sil je bilo ugotovljeno, da ima upoštevanje podajnosti temeljenja velik vpliv na zmanjšanje potresnih sil, in sicer gledano v močni smeri se le-te zmanjšajo za 20 % pri ploskovnem in za 16 % pri linijskem modelu. V šibki smeri je zmanjšanje sil za 6 % pri ploskovnem in za 9 % pri linijskem modelu. Ob upoštevanju stebrov so se potresne sile povečale, in sicer za 8 % v močni smeri in za 14 % v šibki smeri. Razlog za zmanjšanje potresnih sil pri upoštevanju podajnosti temeljenja je ta, da konstrukcija s tem ukrepom postane podajnejša. Tako so se povečajo pomiki, zmanjšajo pa se potresne sile. Ravno obratno pa je pri upoštevanju stebrov, saj smo tako konstrukcijo naredili bolj togo in potresne sile so se povečale. Vpliv slučajne ekscentričnosti vpliva le na torzijski moment, podobno kot redukcija torzijske odpornosti pri linijskem modelu.

Tako pri ploskovnih kot tudi pri linijskih modelih je bilo pri primerjavi potresnih sil in pri uporabi projektnega in elastičnega spektra ugotovljeno, da se potresne sile niso reducirale za faktor q , kot bi se sicer. Razlog za to je pogoj, da spektralni pospeški v projektnem spektru ne smejo biti manjši od 20 % pospeška tal ($S_d \geq 0,2 a_g$). Zaradi tega pogoja je namreč pripadajoča vrednost prvega nihajnega časa v projektnem spektru za faktor 1,7-krat večja kot pri elastičnem spektru. Pripadajoča vrednost drugega nihajnega časa v projektnem spektru pa zaradi tega pogoja ni reducirana za faktor 3 temveč le za faktor 2.

Ob primerjavi etažnih sil med modeloma P3 in L3 je bilo ugotovljeno, da se le-te v šibki smeri po celi višini lepo ujemajo, medtem ko prihaja v spodnjem delu v močni smeri do

razlik. Potresne sile so namreč pri linijskem modelu večje za skoraj 15 % glede na ploskovni model. Do razlike pride zaradi različnega deformiranja ploskovnega modela v primerjavi z linijskim. Razlike so pri nihajnih oblikah, nihajnih časih in velikosti efektivnih mas, ki sodelujejo pri potresu.

Pri analizi pomikov je bilo ugotovljeno, da upoštevanje podajnosti temeljenja vpliva na povečanje pomikov pri obeh vrstah modelov, in sicer se le-ti povečajo pri ploskovnih modelih za 15 % v močni smeri ter 52 % v šibki smeri. Pri linijskih modelih pa se pomiki v močni smeri povečajo za 66 %, v šibki smeri pa za 85 %. Razlog za povečanje pomikov je ta, da se je z upoštevanjem podajnosti temeljenja zmanjšala togost konstrukcije.

Vpliv slučajne ekscentričnosti pri ploskovnih modelih in redukcija torzijske togosti prereзов pri linijskem modelu se pozna le pri torzijskih zasukih konstrukcije in se tako bistveno ne pozna pri pomikih.

Pri primerjavi pomikov med ploskovnim P3 in linijskim L3 modelom je bilo ugotovljeno, da je ujemanje vrednosti le-teh dokaj dobro. V močni smeri X so pomiki vrhnje etaže praktično enaki, medtem ko so v močni smeri Y le-ti pri ploskovnem modelu za slabih 11 % večji kot pri linijskem modelu. Razlog za razliko v pomikih je razlika v togosti obeh modelov in s tem tudi v različnih deformiranjih po višini, kar lahko vidimo tudi pri primerjavi etažnih zamikov. Pri kontroli etažnih zamikov je bil zaradi steklene fasade uporabljen pogoj, ki velja za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstruktorske elemente iz krhkih materialov. Ugotovljeno je bilo, da konstrukcija ustreza pogoju glede omejitve etažnih zamikov. Prav tako je bilo ugotovljeno, da vpliva teorije drugega reda ni potrebno upoštevati, saj koeficient občutljivosti za etažne pomike Θ v nobeni etaži ne presega vrednosti 0,1.

Ob primerjavi sil in pomikov med obtežbo vetra in potresa je bilo ugotovljeno, da predstavlja veter bistveno manjšo obtežbo kot potres. V močni smeri X je pri obeh modelih sila vetra ob vpetju manjša od potresne sile za približno faktor 7, medtem ko je v šibki smeri manjša za faktor 4. V šibki smeri je razlika manjša zaradi tega, ker deluje veter v tej smeri na večjo površino, kar pomeni večjo silo vetra ob vpetju, hkrati pa je konstrukcija v tej smeri bolj podajna kot v smeri X zaradi česar so potresne sile v tej smeri manjše. Posledično so zaradi manjše obtežbe, manjši tudi pomiki zaradi vetra v primerjavi s potresom. Pri dimenzioniranju bi bil vsekakor merodajen potres.

Pri primerjavi etažnih pomikov in etažnih sil pri dinamični in modalni analizi smo ugotovili, da je ujemanje pri pomikih dobro, medtem ko so pri dinamični analizi potresne sile večje.

Razlog za razlike je v različnem deformiranju konstrukcij kar lahko opazimo na grafikonu etažnih zamikov.

Končna ugotovitev diplomske naloge je, da je uporaba standarda dokaj hitra in enostavna. Modeliranje linijskega modela je bilo časovno manj potratno in tudi čas računanja računalnika je bil precej krajši v primerjavi s ploskovnim modelom. Rezultati iz analize linijskega modela so dobro primerljivi z rezultati analize ploskovnega modela in bi se lahko uporabili vsaj v začetni fazi snovanja objekta. Vendarle pa je potrebno interpretirati rezultate kritično oziroma odgovorno, saj so pravilni le toliko, kolikor so točni vhodni podatki. Zmeraj pa je potrebno upoštevati še človeški faktor, to je določeno mero zmotljivosti.

VIRI

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FAGG: 519 strani.

Fajfar, P., Fischinger, M., Beg, D. 2009. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. V: Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.). 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: str. 1 - 241.

Idejni projekt za poslovno stolpnico Emonika. 2008. Arhitektura. Elea iC d.o.o. Projektna dokumentacija.

Karta projektnega pospeška tal. 2001. Ljubljana, Ministrstvo za okolje in prostor, Agencija republike Slovenije za okolje.

http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/projektني_pospesek_tal.jpg (14.3.2010).

Projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja za poslovno stolpnico Emonika. 2009. Tehnično poročilo-Gradbene konstrukcije. Elea iC d.o.o. Projektna dokumentacija.

Štular, D. 2007. Projektiranje stolpa za kontrolo zračnega prometa na Brniku. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 96 f.

STANDARDI:

SIST EN 1990 2004. Evrokod 0: 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 1991-1-3 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije. Del 1-3: Splošni vplivi - Obtežba snega. September 2004.

SIST EN 1991-1-4 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije. Del 1-4: Splošni vplivi - Vplivi vetra. Oktober 2005.

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

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