

Proračun armiranobetonske stambene zgrade na djelovanje potresa

Jajčević, Katarina

Master's thesis / Diplomski rad

2024

Degree Grantor / Ustanova koja je dodijelila akademski / stručni stupanj: **University of Zagreb, Faculty of Civil Engineering / Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet**

Permanent link / Trajna poveznica: <https://um.nsk.hr/um:nbn:hr:237:769661>

Rights / Prava: [In copyright](#) / [Zaštićeno autorskim pravom.](#)

Download date / Datum preuzimanja: **2025-03-14**

Repository / Repozitorij:

[Repository of the Faculty of Civil Engineering,
University of Zagreb](#)





Sveučilište u Zagrebu

GRAĐEVINSKI FAKULTET

Katarina Jajčević

**PRORAČUN ARMIRANOBETONSKE STAMBENE
ZGRADE NA DJELOVANJE POTRESA**

DIPLOMSKI RAD

Zagreb, 2024.



Sveučilište u Zagrebu

GRAĐEVINSKI FAKULTET

Katarina Jajčević

**PRORAČUN ARMIRANOBETONSKE STAMBENE
ZGRADE NA DJELOVANJE POTRESA**

DIPLOMSKI RAD

izv. prof. dr. sc. Marija Demšić

Zagreb, 2024.



University of Zagreb

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

Katarina Jajčević

**NUMERICAL EVALUATION OF SEIZMIC
PERFORMANCE OF MULTI-APARTMENT
REINFORCED CONCRETE BUILDING**

MASTER THESIS

asocc.prof. Marija Demšić, PhD. C. Eng.

Zagreb, 2024



OBRAZAC 3

POTVRDA O POZITIVNOJ OCJENI PISANOG DIJELA DIPLOMSKOG RADA

Student/ica :

Katarina Jajčević

(Ime i prezime)

0082056150

(JMBAG)

zadovoljio/la je na pisanom dijelu diplomskog rada pod naslovom:

Proračun armiranobetonske stambene zgrade na djelovanje potresa

(Naslov teme diplomskog rada na hrvatskom jeziku)

Numerical evaluation of seismic performance of multi-apartment reinforced concrete building

(Naslov teme diplomskog rada na engleskom jeziku)

i predlaže se provođenje daljnjeg postupka u skladu s Pravilnikom o završnom ispitu i diplomskom radu Sveučilišta u Zagrebu Građevinskog fakulteta.

Pisani dio diplomskog rada izrađen je u sklopu znanstvenog projekta: (upisati ako je primjenjivo)

(Naziv projekta, šifra projekta, voditelj projekta)

Pisani dio diplomskog rada izrađen je u sklopu stručne prakse na Fakultetu: (upisati ako je primjenjivo)

(Ime poslodavca, datum početka i kraja stručne prakse)

Datum:

18.9.2024.

Mentor:

izv. prof. Marja Demšić

Potpis mentora:

Komentor:



Sveučilište u Zagrebu
Građevinski fakultet



OBRAZAC 5

IZJAVA O IZVORNOSTI RADA

Ja :

KATARINA JAJČEVIĆ, 0082056150

(Ime i prezime, JMBAG)

student/ica Sveučilišta u Zagrebu Građevinskog fakulteta ovim putem izjavljujem da je moj pisani dio diplomskog rada pod naslovom:

PRORAČUN ARMIRANOBETONSKE STABENE ZGRADE NA DJELOVANJE POTRESA

(Naslov teme diplomskog rada na hrvatskom jeziku)

izvorni rezultat mojega rada te da se u izradi istoga nisam koristio/la drugim izvorima osim onih koji su u njemu navedeni.

Datum:

18. rujna 2024.

Potpis:

Katarina Jajčević



OBRAZAC 6

IZJAVA O ODOBRENJU ZA POHRANU I OBJAVU PISANOG DIJELA DIPLOMSKOG RADA

Ja :

KATARINA JAJČEVIĆ, 0082056150

(Ime i prezime, OIB)

ovom izjavom potvrđujem da sam autor/ica predanog pisanog dijela diplomskog rada i da sadržaj predane elektroničke datoteke u potpunosti odgovara sadržaju dovršenog i obranjenog pisanog dijela diplomskog rada pod naslovom:

PRORAČUN ARMIRANOBETONSKE STAMBENE ZGRADE NA DJELOVANJE POTRESA

(Naslov teme diplomskog rada na hrvatskom jeziku)

koji je izrađen na sveučilišnom diplomskom studiju Građevinarstvo Sveučilišta u Zagrebu Građevinskog fakulteta pod mentorstvom:

MARIJA DEMŠIĆ

(Ime i prezime mentora)

i obranjen dana:

25. rujna 2024.

(Datum obrane)

Suglasan/suglasna sam da pisani dio diplomskog rada u cijelosti bude javno dostupan, te da se trajno pohrani u digitalnom repozitoriju Građevinskog fakulteta, repozitoriju Sveučilišta u Zagrebu te nacionalnom repozitoriju.

Datum:

18. rujna 2024.

Potpis:

Katarina Jajčević

SAŽETAK

Ovaj diplomski rad se bavi proračunom armiranobetonske stambene zgrade na djelovanje potresa s naglaskom na izradu numeričkog modela zgrade u programskog paketu ETABS te analizu dobivenih rezultata. U svrhu razjašnjenja svih korištenih pretpostavki, parametara te postupaka analize prvenstveno se provodi teorijski pregled osnovnih načela analize dinamičkog odziva konstrukcija. Teorijsko-metodološka polazišta ovog pregleda temelje se na formulaciji sustava s više stupnjeva slobode, pri čemu se definiraju jednadžbe gibanja sustava uz pripadne matrice masa, prigušenja i krutosti. Daljnja analiza obuhvaća formulaciju modalne analize te formulaciju spektra odziva. Kroz tumačenje važećih propisa definiraju se faktor ponašanja te kriteriji pravilnosti zgrade u tlocrtu i po visini. Na kraju rada prikazana je izrada numeričkog modela armiranobetonske stambene zgrade uz primjenu prethodno objašnjenih metoda te znanja stečenih tijekom studija. U sklopu analize dobivenih rezultata, paralelno se provodi pregled uvjeta definiranih propisima.

Ključne riječi: sustav s više stupnjeva slobode, masa, krutost, prigušenje, modalna analiza, spektar odziva, prirodni period

SUMMARY

This graduate thesis addresses the calculation of a reinforced concrete residential building under seismic forces, with a focus on the development of a numerical model using the ETABS software and the analysis of the obtained results. To clarify all assumptions, parameters, and analytical procedures used, a theoretical review of the fundamental principles of dynamic response analysis of structures is first conducted. The theoretical and methodological foundations of this review are based on the formulation of a multi-degree-of-freedom system, where the equations of motion are defined along with the corresponding mass, damping, and stiffness matrices. Further analysis includes the formulation of modal analysis and response spectrum analysis. The interpretation of applicable codes defines the behavior factor and the criteria for structural adequacy in plan and elevation. Finally, the development of the numerical model of the reinforced concrete residential building is demonstrated, utilizing the previously explained methods and knowledge acquired throughout the course of the studies. In the context of the analysis of the obtained results, a concurrent review of the conditions defined by the regulations is also performed.

Key words: multi-degree-of-freedom system, mass, stiffness, damping, modal analysis, response spectrum, natural period

SADRŽAJ

SAŽETAK.....	i
SUMMARY	ii
SADRŽAJ.....	iii
1. UVOD	1
2. OSNOVE ANALIZE DINAMIČKOG ODZIVA KONSTRUKCIJA	2
2.1. FORMULACIJA SUSTAVA S VIŠE DINAMIČKIH STUPNJEVA SLOBODE	2
2.1.1. STATIČKA KONDENZACIJA	7
2.1.2. FORMULACIJA DINAMIČKE JEDNADŽBE ZA DINAMIČKU POBUDU UZROKOVANU GIBANJEM PODLOGE	8
2.2. OSNOVNA DINAMIČKA SVOJSTVA GRAĐEVINE.....	9
2.3. FORMULACIJA MODALNE ANALIZE	11
2.3.1. PRIMJENA NA ODREĐIVANJE ODZIVA GRAĐEVINE NA POBUDU.....	13
2.4. FORMULACIJA SPEKTRA ODZIVA	14
2.4.1. FAKTOR PONAŠANJA.....	18
2.5. KRITERIJI PRAVILNOSTI ZGRADE U TLOCRTU I PO VISINI	20
3. IZRADA NUMERIČKOG MODELA ZGRADE TE ANALIZA REZULTATA	24
3.1. TEHNIČKI OPIS ZGRADE S PRIPADNIM NACRTIMA TLOCRTNE DISPOZICIJE I PRESJECIMA.....	24
3.2. ANALIZA OPTEREĆENJA	33
3.2.1. STATIČKI PRORAČUN	33
3.2.1.1. STALNO DJELOVANJE	33
3.2.1.2. UPORABNO DJELOVANJE.....	34
3.2.1.3. PRORAČUN STUBIŠTA	35
3.2.1.4. PRORAČUN KROVIŠTA.....	38
3.2.2. DINAMIČKI PRORAČUN	40
3.3. NUMERIČKI MODEL GRAĐEVINE.....	42
3.3.1. PRIKAZ DJELOVANJA U MODELU	44
3.4. PREGLED REZULTATA.....	48
3.4.1. MODALNA ANALIZA.....	48
3.4.2. POMACI I DEFORMACIJE	50
3.4.3. KATNE POPREČNE SILE	52

3.4.4. DIMENZIONIRANJE ZIDA U OSI 5.....	54
3.5. ZAKLJUČAK O POTRESNOJ OTPORNOSTI GRAĐEVINE S OBZIROM NA PRIMJENJENU METODU PRORAČUNA NA DJELOVANJE POTRESA.....	62
POPIS LITERATURE	63
POPIS SLIKA	64
POPIS TABLICA	66

1. UVOD

Jedna od ključnih zadaća građevinskih inženjera jest projektiranje konstrukcija tako da budu otporne na različita opterećenja koja se mogu pojaviti tijekom njihovog uporabnog vijeka. Dok se statička opterećenja prirodno nametnu prilikom razmatranja djelovanja na konstrukciju, dinamička opterećenja možda nisu toliko očita ili intuitivna. Dinamika konstrukcija često nije intuitivna – dinamička opterećenja su manje poznata od statičkih, složenost proračunskih postupaka je veća nego kod statičkih proračuna, javljaju se brzina i ubrzanje konstrukcije uzrokujući dodatne sile kao što su sile inercije i sile prigušenja, a pomaci, unutarnje sile i naprezanja postaju funkcije vremena. Kombinacija složenosti dinamičkog proračuna i činjenice da se u Hrvatskoj nalaze seizmički aktivne potresne zone predstavlja snažan poticaj za unapređenje znanja i vještina u ovom području.

Dinamički proračun potrebno je provoditi za konstrukcije svih razina važnosti, od malih obiteljskih kuća do iznimno važnih inženjerskih građevina poput mostova. Da bi dinamički proračun bio primjenjiv na manje projekte unutar okvira vremenske i ekonomske isplativosti, potrebno je smanjiti njegovu složenost. To se postiže primjenom različitih pojednostavljenja, odnosno idealizacije modela kojima se dobije ponašanje modela dovoljno blisko stvarnom odgovoru građevine na dinamičku pobudu. Za građevinu kakvu ćemo analizirati u ovom radu ta je idealizacija u obliku sustava sa više stupnjeva slobode. U kontekstu takve idealizacije potrebno je definirati matrice masa, matrice krutosti te matrice prigušenja sustava kao temeljna dinamička svojstva građevine te pomoću njih formulirati jednadžbe gibanja sustava oslanjajući se na Newtonov drugi zakon, odnosno zakon gibanja. Nadalje, potrebno je objasniti ostala dinamička svojstva građevine, kao što su prirodni period titranja i vektor prirodnog oblika titranja, kako bismo ih mogli koristiti u postupku modalne analize. U sklopu modalne analize stječu se informacije o tome kako konstrukcija reagira na dinamička opterećenja, a kako bismo prikupili informaciju o utjecaju seizmičkog opterećenja potrebno je formulirati spektar odziva. Kao što smo već spomenuli mora postojati razlika u pristupu projektiranju građevina od iznimne važnosti i nekih manjih projektantskih zahvata. Tu razliku, u sklopu ograničenja oštećenja na konstrukciju, implementiramo u proračun faktorom ponašanja. Kao putokaz kroz smjernice pravilnika pri određivanju tog i ostalih bitnih parametara dinamičkog proračuna može poslužiti uvjet tlocrtne i visinske pravilnosti konstrukcije.

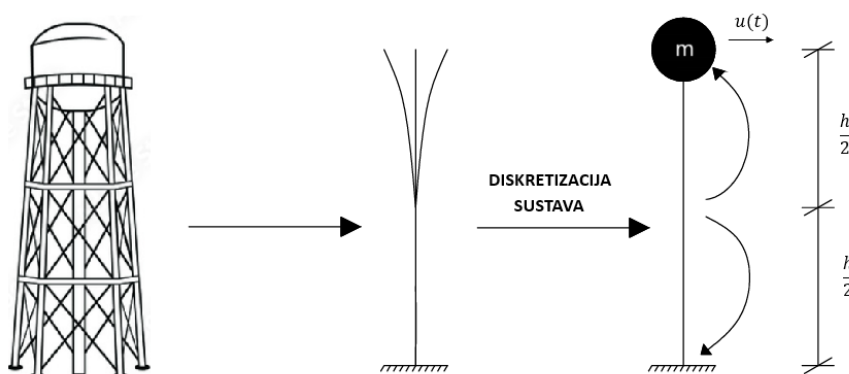
Svi navedeni postupci i karakteristike dinamičkog proračuna teme su kojih se dotiče ovaj rad u svrhu tvorbe numeričkog modela konkretne građevine, provedbe svih potrebnih dinamičkih proračuna te interpretaciju rezultata sa zaključkom o potresnoj otpornosti građevine.

2. OSNOVE ANALIZE DINAMIČKOG ODZIVA KONSTRUKCIJA

2.1. FORMULACIJA SUSTAVA S VIŠE DINAMIČKIH STUPNJEVA SLOBODE

Dinamički proračun armiranobetonskih zgrada postavlja se kao ključan aspekt današnjeg građevinskog inženjerstva, a od iznimne je važnosti u seizmički aktivnim područjima, kao što je Hrvatska. Glavna motivacija za što većom preciznošću dinamičkog proračuna jest povećanje seizmičke otpornosti kako bi se isključila mogućnost katastrofalnih oštećenja ili rušenja zgrade. Također, motivirajući element je optimizacija konstrukcije koja podrazumijeva bolju raspodjelu masa i krutosti te dovodi do veće sigurnosti i seizmičke otpornosti uz ekonomičniju gradnju. U ovakvim proračunima neizbježan je korak diskretizacija konstrukcije na sustav s konačnim brojem stupnjeva slobode, a gotovo sve inženjerske građevine podrazumijevaju sustave sa više od jednog stupnja slobode.

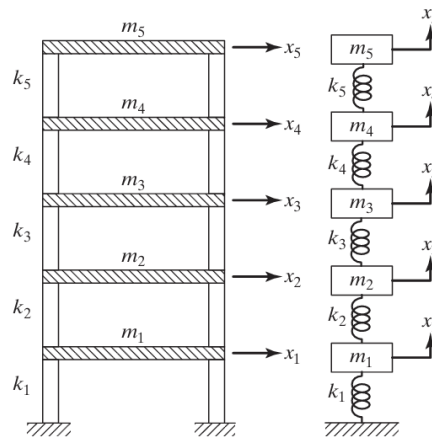
No kako bismo razumjeli pojam sustava sa više stupnjeva slobode potrebno je predstaviti pojam sustava sa jednim stupnjem slobode, odnosno jednostavne sustave koje možemo idealizirati kao sustave sa sjedinjenom masom na vrhu konstrukcije i bezmasenim nosivim elementom kojeg obilježava bočna krutost. Motrimo li razne strukture u građevinarstvu na koje se kolokvijalno raširio pojam pergole¹, uočavamo kako se brojne nadstrešnice, paviljoni i sjenice mogu svesti na sustave sa jednim stupnjem slobode. Intuitivniji primjer takvog sustava bio bi vodotoranj čija nas postura upravo asocira na karakteristike sustava značajne mase pri vrhu konstrukcije na nosivom elementu značajne krutosti sa zanemarivom masom, kao što je prikazano na *Slici 1*. Slijedom toga otkrivaju nam se dvije nepoznanice, bočni pomak koji vežemo uz krutost te ubrzanje koje vežemo uz masu, a mogući pomak mase predstavlja dinamički stupanj slobode.



Slika 1 Idealizacija vodotoranja kao sustava s jednim stupnjem slobode

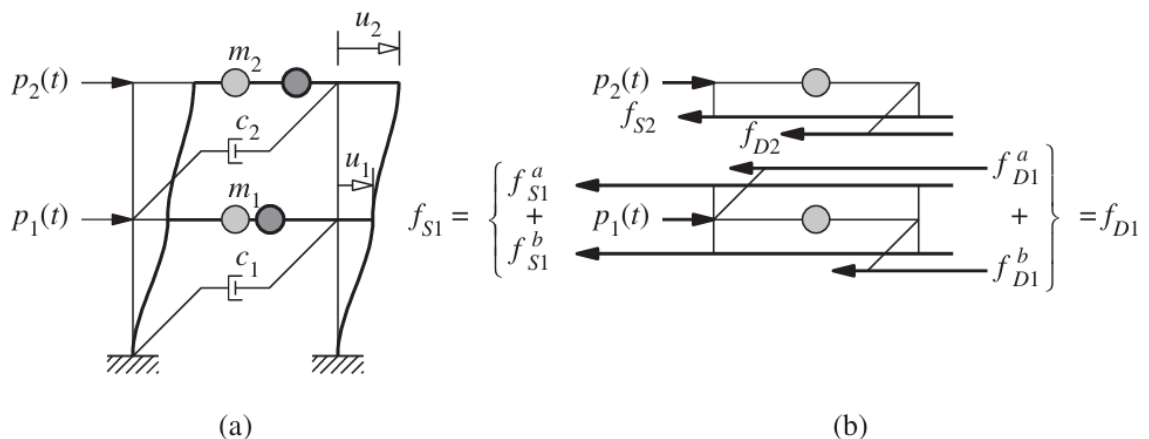
¹ Pergola (engl. pergola, njem. Pergola f., Laubengang, m.), u vrtnoj arhitekturi, sjenica sastavljena od niza usporednih stupova, spojenih ravnom gredom (najčešće drvenom) ili metalnim šipkama [1].

Prema tome, ono što definira broj stupnjeva slobode sustava jest minimalan broj nezavisnih koordinata potrebnih za potpuno određivanje položaja svih dijelova sustava u bilo kojem trenutku [2]. Razmotrimo li višekatnu zgradu izloženu potresu, uz pretpostavku kako se masa stupova okvira može zanemariti u usporedbi sa masama katova, možemo ju idealizirati kao sustav s više stupnjeva slobode sukladno *Slici 2*.



Slika 2 Idealizacija višekatne zgrade kao sustava sa više stupnjeva slobode (Izvor [2])

Daljnja formulacija sustava sa više stupnjeva slobode slijedi određivanjem jednadžbe gibanja na najosnovnijem takvom sustavu, odnosno na visoko idealiziranom dvokatnom posmičnom okviru kakav je prikazan na *Slici 3*. Uvjeti koje postavljamo na takav model su beskonačna aksijalna i fleksijska krutost na horizontalnim nosivim elementima, dok se na vertikalnim nosivim elementima postavlja uvjet beskonačne aksijalne krutosti uz konačnu fleksijsku krutost. Također uvjetujemo da uzdužne sile nemaju utjecaj na krutost stupova.



Slika 3 (a) Dvokatni posmični okvir; (b) prikaz sila koje djeluju na dvije mase (Izvor [3])

Prema 2. Newtonovom zakonu i u skladu sa *Slikom 3* postavljamo jednadžbu gibanja sustava

$$m_j \ddot{u}_j = F_{Rj}, \quad j = 1, 2; \quad (1)$$

gdje m_j predstavlja sudjelujuću masu pojedine etaže koncentriranu u sredini grede, budući da \ddot{u}_j predstavlja drugu derivaciju pomaka u_j pojedine etaže ono je jednako ubrzanju mase pojedine etaže, a F_{Rj} predstavlja rezultante sile koje djeluju na pojedinu etažu. Rastavom te resultantne sile na vanjske sile p_j , elastične sile f_{Sj} te sile prigušenja f_{Dj} dobivamo izraz

$$p_j - f_{Sj} - f_{Dj} = m_j \ddot{u}_j, \quad j = 1, 2 \quad (2)$$

Izolacijom pojedinih članova ovog izraza primjetno je kako član p_j , na *Slici 2* prikazan pomoću $p_1(t)$ i $p_2(t)$, predstavlja vanjske sile kao funkcije vremena koje ne pripadaju dinamičkim svojstvima sustava, nego funkcijama dinamičkog opterećenja. Masa m_j , koja stoji uz član ubrzanja \ddot{u}_j , u ovakvoj idealizaciji koncentrirana je u sredini pojedine etaže. Takva idealizacija ne odskaje osjetno od realne situacije u kojoj je masa, iako raspodjeljena po cijeloj visini zgrade, najznačajnijim udjelom upravo na razini etaža. Masa građevine jedan je od glavnih dinamičkih svojstava građevine upravo zato što velika masa čak i uz malo ubrzanje daje značajne sile inercije. Uvedemo li za primjer na *Slici 2* matricni zapis mase

$$\mathbf{m} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \quad (3)$$

te poopćimo taj izraz za ostale sustave sa više stupnjeva slobode,

$$\mathbf{m} = \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & \dots & m_{1N} \\ m_{21} & m_{22} & \dots & m_{2N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ m_{N1} & m_{N2} & \dots & m_{NN} \end{bmatrix} \quad (4)$$

članove m_{ij} ($i = 1, 2, \dots, N; j = 1, 2, \dots, N$) nazivamo koeficijentima utjecaja inercije, a za elemente te matrice vrijedi $m_{ij} = m_{ji}$ što ju čini simetričnom matricom. U izrazu (3), koji se odnosi na *Sliku 2*, osim što je simetrična matrica je i dijagonalna, a uzrok tomu su upravo početni uvjeti koje smo postavili pri modeliranju takvog problema te koncentracija mase čitave etaže u jednu točku.

Elastična sila f_{Sj} kao komponenta matrice elastičnih sila \mathbf{f}_s ($j = 1, 2, \dots, N$) za linearne sustave obuhvaća linearan odnos matrice krutosti \mathbf{k} i matrice pomaka \mathbf{u}

$$\mathbf{f}_s = \mathbf{k} \mathbf{u} \quad (5)$$

Uvodimo bočnu krutost k_j koja povezuje poprečnu silu j -tog kata V_j sa relativnom razlikom pomaka istog kata Δ_j prema izrazu

$$V_j = k_j \Delta_j, \quad -\Delta_j = u_j - u_{j-1} \quad (6)$$

Bočna krutost kata k_j je zbroj bočnih krutosti svih pripadnih stupova kata, a uz poznavanje modula elastičnosti stupa E , momenta tromosti poprečnog presjeka I te visine stupova h poprima sljedeću formu

$$k_j = \sum_{stupovi} \frac{12EI}{h^3} \quad (7)$$

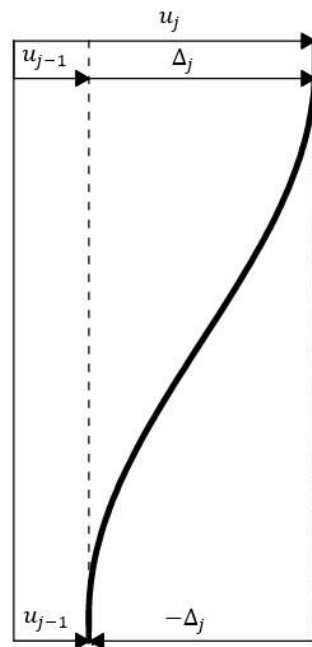
Formiramo li matricu krutosti \mathbf{k} za sustav na *Slici 3* analogno izrazu (7) te prema konceptu prikazanom na *Slici 4*,

$$\mathbf{k} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \quad (8)$$

a poopćeni izraz za ostale sustave sa više stupnjeva slobode je onda:

$$\mathbf{k} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \dots & k_{1N} \\ k_{21} & k_{22} & \dots & k_{2N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ k_{N1} & k_{N2} & \dots & k_{NN} \end{bmatrix} \quad (9)$$

članove k_{ij} ($i = 1, 2, \dots, N; j = 1, 2, \dots, N$) nazivamo koeficijentima utjecaja krutosti te i za ovu matricu vrijedi $k_{ij} = k_{ji}$, odnosno vrijedi uvjet simetričnosti matrice.



Slika 4 Veza pomaka stupa između dvije etaže (Izvor [4])

Naposljetku sila prigušenja f_{Dj} pretpostavlja se kao idealizirano ekvivalentno viskozno prigušenje koje grubo uzimaju u obzir mehanizme kojima se potresna energija raspršuje i troši u elastičnom području. Na sličan način kao za elastičnu silu, viskoznu silu f_{Dj} u vidu komponente matrice \mathbf{f}_D ($j = 1, 2, \dots, N$) možemo prikazati kao linearan odnos matrice prigušenja \mathbf{c} i matrice brzine $\dot{\mathbf{u}}$

$$\mathbf{f}_s = \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} \quad (10)$$

Uvodimo koeficijent prigušenja c_j koja povezuje poprečnu silu j -tog kata V_j sa relativnom razlikom pomaka tog kata prema izrazu

$$V_j = c_j \dot{\Delta}_j, \quad \dot{\Delta}_j = \dot{u}_j - \dot{u}_{j-1} \quad (11)$$

Koncept prikazan na *Slici 4* osim za pomake vrijedi i za brzine pa pomoću njega formiramo matricu prigušenja \mathbf{c} za sustav na *Slici 3* analogno izrazu (11)

$$\mathbf{c} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \quad (12)$$

te poopćeni izraz za ostale sustave sa više stupnjeva slobode.

$$\mathbf{c} = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & \dots & c_{1N} \\ c_{21} & c_{22} & \dots & c_{2N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ c_{N1} & c_{N2} & \dots & c_{NN} \end{bmatrix} \quad (13)$$

Dobivene članove c_{ij} ($i = 1, 2, \dots, N; j = 1, 2, \dots, N$) nazivamo koeficijentima utjecaja prigušenja, te ova matrica ne mora nužno biti simetrična što ovisi o mehanizmima prigušenja u analiziranom sustavu. Sada izraz (2) možemo prikazati na sljedeći način

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = \mathbf{p}(t) \quad (14)$$

U poopćenom obliku promatramo sustav N diferencijalnih jednadžbi kojima se opisuju pomaci $\mathbf{u}(t)$ koji su posljedica dinamičkih sila $\mathbf{p}(t)$. Red matrice mase \mathbf{m} , prigušenja \mathbf{c} i krutosti \mathbf{k} određen je brojem stupnjeva slobode sustava N te je on u skladu sa redom vektora pomaka $\mathbf{u}(t)$ i vanjskih sila $\mathbf{p}(t)$. Rješenje ovakve matrične jednadžbe jest vektor pomaka $\mathbf{u}(t) = [u_1 \dots u_N]^T$ derivacijom kojeg dobivamo vektore brzine $\dot{\mathbf{u}}(t)$ i vektora ubrzanja $\ddot{\mathbf{u}}(t)$. Ako su matrice koje čine ovakvu matričnu jednadžbu pune, postoji međusobna ovisnost među jednadžbama te svaka od njih ima više od jedne nepoznanice u_j .

Kako bismo stvarni, fizikalni problem preko matematičkog modela sveli na numerički model, koji nam je najjednostavnije rješavati, potrebno je postaviti razne pretpostavke i pojednostavljenja. Osnova postupka diskretizacije sustava je odrediti mrežu nosivih elemenata, a zatim te nosive elemente, ovisno o načinu na koji prenose opterećenje, aproksimirati štapićnim ili plošnim elementima. Postavljena mreža obuhvaća osi i čvorove koji služe kao spojna mjesta za te elemente. Stupnjevi slobode čvorova razlikuju se u ravnini i prostoru, u ravnini svaki čvor može imati dvije translacije i jednu rotaciju čime mu se broj stupnjeva slobode svodi na tri, a u prostoru svaki čvor može imati tri translacije i tri rotacije čime mu broj stupnjeva slobode raste na šest. Jedna od bitnih inženjerskih pretpostavki koja se postavlja u svrhu smanjenja broja stupnjeva slobode je ta da štapićni elementi, odnosno grede i stupovi, nisu rastezljivi jer je njihova uzdužna krutost znatno veća od njihove bočne krutosti. U kontekstu okvira u ravnini stupnjevi slobode svakog čvora se sada svode na dva, odnosno na translaciju etaže te rotaciju čvora. Ta pretpostavka je primjenjiva na zgrade standardnih dimenzija, no nužno ju je izbjegavati kada modeliramo zgrade sa visokim gredama kod kojih poprečna sila u gredi uzrokuje veliki prirast uzdužne sile u stupovima te kada modeliramo uske zgrade u kojima su stupovi u okvirima na malim udaljenostima jer se ne realizira dovoljno veliki krak za preuzimanje momenta prevrtanja što uzrokuje veliki prirast

uzdužne sile u gredama. Veliki prirast uzdužnih sila zbog velikog momenta prevrtanja može se javiti i kod visokih zgrada pa se ni kod njih ne preporuča primjena ove pretpostavke kao ni kod zgrada sa velikim stalnim opterećenjem koje uzrokuje velike uzdužne sile uz pad krutosti građevine te pojavu P- Δ učinka.

2.1.1. STATIČKA KONDENZACIJA

Dodatno, u svrhu smanjenja broja dinamičkih stupnjeva slobode koristi se postupak statičke kondenzacije na način da se kondenziraju svi stupnjevi slobode koji su vezani uz članove matrice masa kojima je vrijednost jednaka nuli, odnosno to su oni stupnjevi slobode kojima možemo zanemariti utjecaj inercijalnih sila. Međutim, svi stupnjevi slobode su i dalje postojani pri tvorbi matrice krutosti u statičkoj analizi. U primjeru već spomenutog ravninskog okvira čiji svaki čvor, uz postavljene inženjerske pretpostavke, sada ima dva stupnja slobode, masa okvira se uobičajeno idealizira kao koncentrirane točkaste mase u čvorovima te pripadna matrica masa na dijagonali sadrži članove kojima je vrijednost jednaka nuli u rotacijskim stupnjevima slobode. Procesom statičke kondenzacije dozvoljeno nam je ukloniti te stupnjeve slobode iz dinamičke analize uz uvjet da dinamička pobuda ne inducira značajne inercijalne sile u smjeru rotacijskih komponenti kao što je slučaj kod potresne pobude. Statička kondenzacija ukazuje potrebu za podjelom pa ćemo grupirat jednadžbe po statičkim u_0 i dinamičkim u_t stupnjevima slobode

$$\begin{bmatrix} \mathbf{m}_{tt} & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_t \\ \ddot{\mathbf{u}}_0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{tt} & \mathbf{k}_{t0} \\ \mathbf{k}_{0t} & \mathbf{k}_{00} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_t \\ \mathbf{u}_0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{p}_t(t) \\ 0 \end{bmatrix} \quad (15)$$

Rastavom na dvije jednadžbe dobijemo

$$\mathbf{m}_{tt}\ddot{\mathbf{u}}_t + \mathbf{k}_{tt}\mathbf{u}_t + \mathbf{k}_{t0}\mathbf{u}_0 = \mathbf{p}_t(t) \quad \text{i} \quad \mathbf{k}_{0t}\mathbf{u}_t + \mathbf{k}_{00}\mathbf{u}_0 = 0 \quad (16)$$

Translacijske pomake \mathbf{u}_t s rotacijskima \mathbf{u}_0 povezujemo statičkom vezom budući da rotacijskih pomaka nema u dinamičkom dijelu pa je tu povezanost dovoljno svesti samo na statičku.

$$\mathbf{u}_0 = -\mathbf{k}_{00}^{-1}\mathbf{k}_{0t}\mathbf{u}_t \quad (17)$$

Uvođenjem kondenzirane matrice krutosti

$$\hat{\mathbf{k}}_{tt} = \mathbf{k}_{tt} - \mathbf{k}_{0t}^T \mathbf{k}_{00}^{-1} \mathbf{k}_{0t} \quad (18)$$

Dobijemo jednadžbu gibanja koja upravlja samo dinamičkim stupnjevima slobode

$$\mathbf{m}_{tt}\ddot{\mathbf{u}}_t + \hat{\mathbf{k}}_{tt}\mathbf{u}_t = \mathbf{p}_t(t) \quad (19)$$

2.1.2. FORMULACIJA DINAMIČKE JEDNADŽBE ZA DINAMIČKU POBUDU UZROKOVANU GIBANJEM PODLOGE

Pri translacijskoj pobudi potresom svi dinamički stupnjevi slobode su pomaci u smjeru gibanja tla. Pomak tla predstavljen je sa $u_g(t)$, ukupan pomak diskretnih masa sa $\mathbf{u}^t(t)$ te relativan pomak tih diskretnih masa u odnosu na tlo sa $\mathbf{u}(t)$. Vektor $\mathbf{1}$ predstavlja vektor reda N sa elementima jednakim jedinici. U svakom trenutku odnos između navedenih članova jednak je izrazu

$$\mathbf{u}^t(t) = \mathbf{u}(t) + u_g(t)\mathbf{1} \quad (20)$$

Pošto ne postoje vanjske sile koje djeluju na sustav, dinamička ravnoteža poprima nešto drugačiji izraz

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}^t + \mathbf{f}_S + \mathbf{f}_D = 0 \quad (21)$$

te sukladno izrazima (20) i (21) u konačnici dobivamo

$$\mathbf{m}[\ddot{\mathbf{u}} + \ddot{u}_g\mathbf{1}] + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = 0 \quad (22)$$

Prethodni izraz matricni je zapis N diferencijalnih jednadžbi pri čemu matricu krutosti smatramo kondenziranom, no radi urednosti zapisa ostavljamo samo \mathbf{k} umjesto $\hat{\mathbf{k}}_{tt}$. U analiziranom slučaju također ju možemo nazvati matricom bočne krutosti budući da promatramo dinamičke translacijske bočne pomake. Ipak potrebno je poopćiti ovaj slučaj na stupnjeve slobode koji nisu translacijski u smjeru potresa

$$\mathbf{u}^t(t) = \mathbf{u}^s(t) + \mathbf{u}(t) \quad (23)$$

Za kvazistatički dio pomaka $\mathbf{u}^s(t)$ uvodimo utjecajni vektor $l = [l_1 \dots l_n]^T$ u kojem su pohranjeni pomaci masa zbog sporog, odnosno statičkog jediničnog pomaka tla u_g

$$\mathbf{u}^s(t) = l u_g(t) \quad (24)$$

$$\mathbf{u}^t(t) = l u_g(t) + \mathbf{u}(t) \quad (25)$$

Prema prethodno utvrđenoj proceduri dobivamo

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = -\mathbf{m}l\ddot{u}_g(t) \quad (26)$$

odnosno efektivnu silu potresa

$$\mathbf{p}_{\text{eff}}(t) = -\mathbf{m}l\ddot{u}_g(t) \quad (27)$$

Ovime je finalizirana formulacija sustava s više dinamičkih stupnjeva slobode. Počevši od temeljne formulacije jednadžbe gibanja prema 2. Newtonovom zakonu, kroz postupno izvođenje općih formula za matricu masa, krutosti i prigušenja razjašnjeni su pojmovi koeficijenata utjecaja inercije, krutosti i prigušenja koji definiraju ponašanje sustava pod dinamičkim opterećenjima. Diskretizacija sustava i primjena statičke kondenzacije omogućila

je pojednostavljenje kompleksnih sustava u analitički prihvatljive modele što je u konačnici dovelo do formulacije ukupnog pomaka koji sadrži i translacijske i rotacijske komponente.

2.2. OSNOVNA DINAMIČKA SVOJSTVA GRAĐEVINE

Nakon što smo u prethodnom poglavlju detaljno razmotrili svojstva mase, krutosti i prigušenja građevine, koja čine temelj za formulaciju dinamičkog ponašanja konstrukcije, u ovom poglavlju ćemo se fokusirati na dinamička svojstva koja su produkt tih osnovnih dinamičkih jednadžbi. Ta svojstva su vlastita prirodna kružna frekvencija, prirodni period titranja i vektor prirodnoga oblika titranja. Razumijevanje ovih svojstava omogućuje preciznije predviđanje ponašanja konstrukcije pod djelovanjem dinamičkih sila. Nadalje, analizirat ćemo modalnu matricu koja daje uvid u način na koji se raspodjela masa i krutosti reflektira na različite modalne oblike titranja.

Da bismo pojasnili ta svojstva kod sustava sa više stupnjeva slobode, temeljit ćemo njihovu formulaciju na ranije opisanom modelu. Ponavljamo kako je osnovna pretpostavka da je ukupna masa zgrade koncentrirana na razinama katova, a zatim se pretpostavlja kako su grede ili ploče na katovima beskonačno kruti u usporedbi sa krutosti stupova. U konačnici pretpostavljamo kako je deformacija konstrukcije neovisna o uzdužnim silama u stupovima. Nakon konkretnih pojednostavljenja stupnjevi slobode konstrukcije se svode sa beskonačno mnogo njih na tek onoliko koliko ima koncentriranih masa na razinama katova. Dodatna pretpostavka koju postavljamo radi jednostavnosti formulacije traženih dinamičkih svojstava jest zanemarivanje prigušenja sustava pri slobodnom titranju. Jednadžbu gibanja sada ćemo izraziti u sljedećem obliku

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = \mathbf{F} \quad (28)$$

Problem slobodnih vibracija zahtjeva da vektor \mathbf{F} bude nul-vektor stoga dobivamo

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = \mathbf{0} \quad (29)$$

A rješenje tražimo u vektorskom obliku

$$\mathbf{u} = \mathbf{a} \sin(\omega t - \alpha) \quad (30)$$

odnosno

$$u_i = a_i \sin(\omega t - \alpha), i = 1, 2, \dots, n \quad (31)$$

gdje je a_i amplituda pomaka i -te koordinate, a n je broj stupnjeva slobode. Sada jednadžbu gibanja možemo zapisati kao

$$-\omega^2 \mathbf{m}\mathbf{a} \sin(\omega t - \alpha) + \mathbf{k}\mathbf{a} \sin(\omega t - \alpha) = \mathbf{0} \quad (32)$$

Kada izvučemo $\sin(\omega t - \alpha)$ iz jednadžbe te istu preuredimo dobijemo

$$[\mathbf{k} - \omega^2 \mathbf{m}] \mathbf{a} = 0 \quad (33)$$

U općem slučaju, s obzirom da na desnoj strani imamo nul-vektor, ovaj sustav se postavlja kao sustav n homogenih linearnih jednadžbi s n nepoznanica u obliku pomaka a_i i nepoznatim parametrom ω^2 . U matematičkoj praksi formulacija ovakve jednadžbe predstavlja važan problem kojeg nazivamo problem vlastitih vrijednosti. Netrivijalno rješenje ove jednadžbe, odnosno ono koje ne podrazumijeva da je svaki $a_i = 0$, zahtijeva da je determinanta matrice faktora \mathbf{a} jednaka nuli.

$$|\mathbf{k} - \omega^2 \mathbf{m}| = 0 \quad (34)$$

Kao rezultat proširenja determinante dobijemo polinom n -tog stupnja koji treba biti zadovoljen za n vrijednosti ω^2 , odnosno karakterističnu jednadžbu sustava. Rješenje dobijemo u n vlastitih vrijednosti pri čemu vrijedi $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$, odnosno problem vlastitih vrijednosti daje riješenje vlastite prirodne kružne frekvencije titraja. Epitet prirodna dolazi od toga što ne ovisi o pobudi, nego samo o masi i krutosti kao dinamičkim svojstvima konstrukcije. Sada možemo izlučiti vrijeme potrebno za jedan titraj u vidu prirodnog perioda titraja

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} [s] \quad (35)$$

te prirodnu frekvenciju titraja

$$f_n = \frac{1}{T_n} [Hz] \quad (36)$$

Kako n označava redni broj oblika titranja, a već smo spomenuli kako n nosi i broj stupnjeva slobode sustava, prirodno se može zaključiti da sustav s jednim stupnjem slobode titra samo jednim prirodnim oblikom titranja, a sustav s više stupnjeva slobode se može pobuditi na više oblika titranja. Uvodimo važno svojstvo vlastitih oblika titranja, svojstvo ortogonalnosti, koje čini osnovu za jednu od najvažnijih metoda rješavanja dinamičkih problema, metodu modalne analize za sustave s više stupnjeva slobode. Svakoj vlastitoj prirodnoj kružnoj frekvenciji ω_n pripada jedan prirodni oblik titranja ϕ_n . Oblike titranja možemo smjestiti u stupce modalne matrice $\Phi_n = [\phi_{1n} \dots \phi_{Nn}]^T$; $n = 1, 2, \dots, N$. Prema tome modalna matrica problema vlastitih vrijednosti sada poprima sljedeći oblik

$$\Phi = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \dots & \phi_{1N} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \dots & \phi_{2N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{N1} & \phi_{N2} & \dots & \phi_{NN} \end{bmatrix} \quad (37)$$

Uvjet ortogonalnosti glasi

$$\Phi_i^T \mathbf{m} \Phi_j = \begin{cases} 0; & i \neq j \\ 1; & i = j \end{cases} \quad (38)$$

$$\Phi_i^T \mathbf{k} \Phi_j = \begin{cases} 0; & i \neq j \\ \omega_j^2; & i = j \end{cases} \quad (39)$$

U slučaju kada $i \neq j$ vrijednosti matrice jednake su nuli pa su posljedično matrice \mathbf{m} i \mathbf{k} dijagonalne matrice sa strogo pozitivnim dijagonalnim članovima. Raspišemo li još vektor pomaka pomoću vlastitih vektora dobit ćemo sklarani član q_r kojeg nazivamo modalnim ili normalnim koordinatama.

$$\mathbf{u} = \Phi \mathbf{q} = \sum_{r=1}^N q_r \Phi_r \quad (40)$$

Budući da Φ ne ovisi o prigušenju sada svojstvo ortogonalnosti možemo primjeniti i na sustave sa prigušenjem

$$\Phi_i^T \mathbf{m} \Phi_j \ddot{\mathbf{q}} + \Phi_i^T \mathbf{c} \Phi_j \dot{\mathbf{q}} + \Phi_i^T \mathbf{k} \Phi_j \mathbf{q} = 0 \quad (41)$$

No bitno je naglasiti kako matrica \mathbf{c} može i ne mora biti dijagonalna. Ukoliko promatramo dijagonalnu matricu \mathbf{c} onda promatramo slučaj klasičnog prigušenja te možemo primjeniti modalnu analizu, ukoliko matrica \mathbf{c} nije dijagonalna promatramo slučaj općeg prigušenja te se oblici titranja razlikuju s obzirom na sustave bez prigušenja.

Obrada osnovnih dinamičkih svojstava građevina u ovom poglavlju postavlja temelje za razumijevanje modalne analize koju ćemo razmotriti u sljedećem dijelu. Posebno se ističe uloga uvjeta ortogonalnosti kao osnove modalne analize. Ovaj uvjet omogućuje dekompoziciju složenih dinamičkih sustava na njihove osnovne oblike titranja. U sljedećem poglavlju na temelju ovih osnova bit ćemo u mogućnosti sustavno proučiti formulaciju modalne analize.

2.3. FORMULACIJA MODALNE ANALIZE

Nakon što smo u prethodnim poglavljima obradili osnovna dinamička svojstva građevina uz uvjet ortogonalnosti, spremni smo krenuti sa razradom modalne analize. Modalna analiza predstavlja ključnu metodu za rješavanje dinamičkih sustava s više stupnjeva slobode. Cilj modalne analize je transformacija dinamičkog problema iz fizičkog prostora u modalni prostor te promatranje utjecaja svakog pripadnog oblika titranja zasebno. U ovom poglavlju objasniti ćemo postupak formulacije modalne analize uz primjenu u analizi građevinskih konstrukcija.

Članovi jednadžbe gibanja sa lijeve strane jednakosti i u modalnoj analizi ostaju nepromijenjeni, a na desnu stranu postavljamo efektivnu silu potresa. U ovom slučaju kao pretpostavku postavljamo da je tlo apsolutno kruto što bi rezultiralo time da se istim potresnim zapisom svi ležajevi istodobno pobuđuju.

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = \mathbf{p}_{eff}(t) \quad (42)$$

S obzirom da efektivna sila potresa sadrži već spomenuti utjecajni vektor l te jedinični pomak tla $u_g(t)$ ovaj izraz ekvivalentan je izrazu (26). Matricu prigušenja \mathbf{c} nam nije potrebno određivati nego ćemo uvesti modalni koeficijent relativnog prigušenja ζ koji se određuje eksperimentalno. Modalnu analizu još nazivamo metodom modalne superpozicije, sukladno tome vrši se superpozicija modalnih doprinosa.

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{n=1}^N \mathbf{u}_n(t) = \sum_{n=1}^N \boldsymbol{\phi}_n q_n(t) \quad (43)$$

Također uvodimo supstituciju umnoška matrice masa te utjecajnog vektora l sa vektorom prostorne razdiobe opterećenja $\mathbf{s} = \mathbf{m}l$ kako bismo dobili prostornu raspodjelu efektivne sile potresa koja ne ovisi o vremenu. Tako smo razdvojili skalarnu funkciju ubrzanja tla $\ddot{u}_g(t)$ kao funkciju vremena neovisnu o prostornim koordinatama te vektor \mathbf{s} kao funkciju prostornih koordinata opterećenja neovisnu o vremenu. Vektor \mathbf{s} dodatno ćemo raščlaniti po silama inercije uz proširenje jednadžbe za skalar Γ_n kao dio opterećenja koji pripada smjeru n

$$\mathbf{s} = \mathbf{m}l = \sum_{n=1}^N s_n = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \mathbf{m} \boldsymbol{\phi}_n \quad (44)$$

Ako izraz (45) pomnožimo sa $\boldsymbol{\phi}_n^T$ dobit ćemo sljedeće članove

$$L_n = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{m} l; \quad M_n = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{m} \boldsymbol{\phi}_n; \quad \Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad (45)$$

Možemo konstruirati modalnu jednadžbu

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t), \quad n = 1, \dots, N \quad (46)$$

Uvrstit ćemo nadalje izraz D_n za koji vrijedi $q_n(t) = \Gamma_n D_n(t)$ i koji smatramo modalnim pomakom n -tog oblika. Potresna pobuda se u većini praktičnih slučajeva definira numerički na osnovu stvarnih ili umjetno generiranih potresnih zapisa, stoga nam je potrebno numeričko rješenje jednadžbe po D_n .

$$\Gamma_n \ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \Gamma_n \dot{D}_n + \omega_n^2 \Gamma_n D_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (47)$$

Ono što nas dalje zanima su doprinosi n -tog oblika titranja vektoru pomaka $\mathbf{u}(t)$ te doprinos n -tog oblika titranja ukupnom odzivu promatrane unutarnje sile $\mathbf{r}(t)$. Doprinosi pomaku lako su vidljivi iz prethodnih izraza

$$\mathbf{u}_n(t) = \boldsymbol{\phi}_n q_n(t) = \Gamma_n \boldsymbol{\phi}_n D_n(t) \quad (48)$$

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{n=1}^N \mathbf{u}_n(t) = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \boldsymbol{\phi}_n D_n(t) \quad (49)$$

Za određivanje doprinosa n -tog oblika titranja ukupnom odzivu promatrane unutarnje sile $\mathbf{r}(t)$ potrebno je uvesti ekvivalentnu statičku silu.

$$\mathbf{f}_n(t) = \mathbf{k} \mathbf{u}_n(t) = \Gamma_n \mathbf{k} \boldsymbol{\phi}_n D_n(t) \quad (50)$$

Promatramo rezultate statičkog proračuna r_n^{st} konstrukcije opterećene silama $\mathbf{f}_n(t)$ i pomoću njega dobijemo doprinos r_n

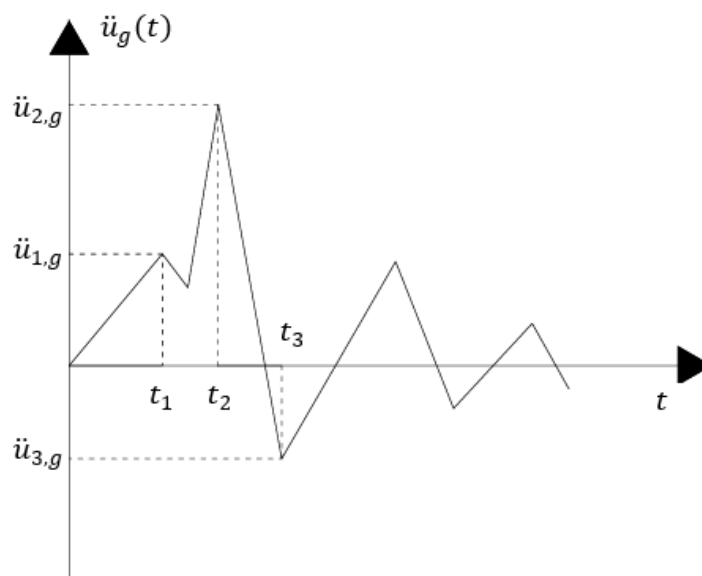
$$r_n(t) = r_n^{st}[\omega_n^2 D_n(t)] \quad (51)$$

Dok je ukupni odziv veličine $r(t)$ definiran superpozicijom svojih doprinosa $r_n(t)$

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) = \sum_{n=1}^N r_n^{st}[\omega_n^2 D_n(t)] \quad (52)$$

2.3.1. PRIMJENA NA ODREĐIVANJE ODZIVA GRAĐEVINE NA POBUDU

Sažet ćemo metodu modalne analize praktičnom primjenom na određivanje odziva građevine na pobudu. Pobudu ćemo opisati zapisom kojeg obilježava skup linija kroz niz točaka ubrzanja \ddot{u}_g sa pripadnim vremenom t kao što je prikazano na Slici 5.



Slika 5 Pojednostavljeni prikaz potresnog zapisa (Izvor [4])

Za svaki mali interval vremena Δt postoji egzaktno numeričko rješenje problema modalne analize. Osim očitih rješenja pomaka, brzine i ubrzanja u bilo kojoj točki, rezultati ove analize su i momenti savijanja te poprečne sile u točkama kao i naprezanja te deformacije. To sve nazivamo odzivom građevine na pobudu, a postupak proračuna možemo razdijeliti u nekoliko koraka:

- Prvenstveno potreban nam je potresni zapis $\ddot{u}_g - t$, a njega odabiremo na osnovu lokacije građevine te seizmičnosti područja
- Zatim potrebno nam je definirati svojstva građevine, odnosno odrediti raspodjelu masa konstrukcije kako bismo konstruirali matricu masa, formulirati matricu krutosti te odrediti koeficijent prigušenja građevine ζ
- Potom rješavamo problem vlastitih vrijednosti kako bismo dobili vrijednosti vlastite prirodne kružne frekvencije ω_n te prirodnih oblika titranja ϕ_n
- Odredimo modalne komponente prostornih koordinata opterećenja neovisnih o vremenu s_n
- Izračunamo odziv u svakom obliku titranja na način da riješimo jednačbu (46) po q_n te jednačbu (48) za pomake u čvorovima, a u konačnici i jednačbu (51) za sile u elementima
- Naposljetku zbrajamo doprinose svih oblika titranja kako bismo odredili ukupni odziv građevine

Modalna analiza može se primijeniti na građevinu kada vanjske sile predstavljaju potres, vibracije ili vjetar. U tom slučaju ovi koraci obuhvaćaju analizu dinamičkog odziva konstrukcije na vanjske sile. Sukladno korištenim pretpostavkama modalne analize, njenom se primjenom određuje linearan odziv građevine.

Zaključujemo ovo poglavlje sa boljim razumijevanjem dinamičkog odziva građevina putem modalne analize uz konstataciju da ovim pristupom dinamički problem postaje upravljiviji, a rezultati precizniji. No, modalna analiza ne završava ovdje te da bismo u potpunosti razumjeli odziv građevine na seizmičko djelovanje, morat ćemo se odmaknuti od karakteristika same građevine te proučiti karakteristike opterećenja.

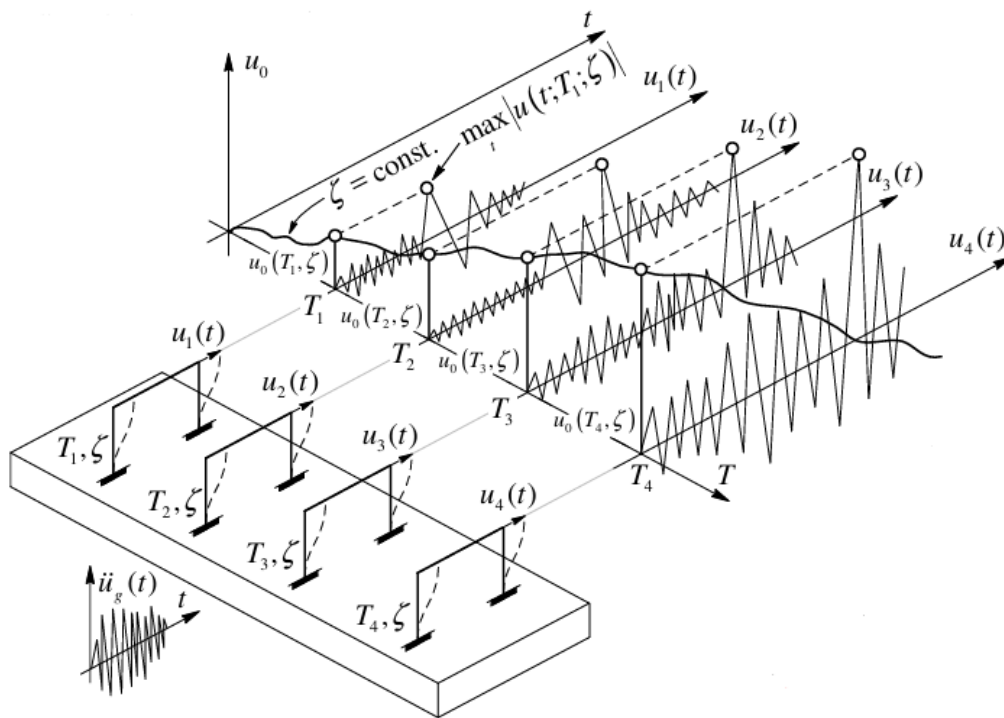
2.4. FORMULACIJA SPEKTRA ODZIVA

Kroz prethodna poglavlja analizirali smo dinamička svojstva građevina, od formulacije sustava s više stupnjeva slobode do modalne analize. Fokus je do sada bio na osnovnim karakteristikama građevine – masi, krutosti, prigušenju te načinima na koje ova svojstva utječu na dinamički odziv konstrukcije. Međutim, da bismo procijenili ponašanje građevine pod djelovanjem potresa, od velike važnosti nameću nam se i vanjski faktori, odnosno karakteristike opterećenja. U nadolazećem poglavlju formulirat ćemo spektar odziva koji nam služi kao alat kojim ćemo kvantificirati utjecaj seizmičkog opterećenja i povezati ih sa postupkom modalne analize. Također kroz primjenu faktora ponašanja omogućit ćemo integraciju nelinearnih efekata u odziv građevine.

Najkorisniji podatak o vanjskom dinamičkom opterećenju, potresu, bilježi se akceleroграфom te dolazi u obliku potresnog zapisa ubrzanja tla $\ddot{u}_g(t)$. S obzirom da nam je poznata vrijednost ubrzanja tla u nekom trenutku, možemo postaviti i efektivnu silu potresa u

nekom trenutku $p_{eff}(t) = -m\ddot{u}_g(t)$. Zapisi brzine $\dot{u}_g(t)$ i pomaka $u_g(t)$ mogu se također jednostavno dobiti integriranjem zapisa ubrzanja, jednom za brzinu, dvaput za pomak.

Zanima nas kakav će biti odaziv zgrade na potresnu pobudu općenito, no postavlja se pitanje kako uopće možemo dimenzionirati konstrukciju kada postoji nebrojeno puno načina na koji se potresna pobuda može realizirati.



Slika 6 Formulacija spektra odziva (Izvor [4])

Također tijekom jedne potresne pobude različito će se ponašati zgrade sa različitim pripadnim periodom titranja ili sa različitim karakteristikama prigušenja. Intuitivno nam se javlja ideja da nije potrebno predvidjeti odziv zgrada na sve vrijednosti potresnog zapisa, nego samo na neke ekstremne vrijednosti pomaka, brzina ili ubrzanja. U tu svrhu uvodimo koncept spektra odziva kao dijagrama promjene maksimalnog odziva, bio to pomak, brzina, ubrzanje ili neka druga relativna veličina, u odnosu na prirodnu frekvenciju ili prirodni period. Maksimalni odziv postavljamo na ordinatu takvog dijagrama, a prirodno svojstvo, frekvenciju ili period sustava, na apscisu. Ilustracija određivanja spektra odziva prikazana je na Slici 6 gdje vidimo kako se za isti potresni zapis, a za različite periode sustava s jednim stupnjem slobode izdvaja samo maksimalna vrijednost odziva. Na taj se način određuje dijagram koji prikazuje sve vršne vrijednosti odziva u funkciji perioda koji nazivamo spektrar odziva.

Prema tome, da bi odredili spektrar odziva pomaka rješavamo jednadžbu za konstantan period titranja T_n i prigušenje ζ za jedan potresni zapis. Odredimo ekstremnu vrijednost

funkcije $u(t)$ i nazovemo je pomakom $D = u_0$ kojeg obično promatramo u mjeri centimetra [cm]. Tako dobivamo jednu točku spektra koja je određena zadanim prigušenjem i periodom titranja. Kako bismo dobili niz točaka koji čine spektar mijenjamo period titranja T_n uz nepromijenjeno prigušenje ζ . Za promijenjenu vrijednost relativnog prigušenja ζ određuje se novi spektar koristeći isti postupak.

Želimo li formulirati spektar odziva brzine nećemo koristiti ekstremnu vrijednost funkcije brzine $\dot{u}(t)$, nego uvodimo pojam pseudobrzine V . Taj pojam objasniti ćemo pomoću energije slobodnog titranja neprigušenog sustava kojeg obilježava pomak D . Jednadžba energije u bilo kojem trenutku predstavlja zbroj potencijalne energije koja ovisi o krutosti sustava i kinetičke energije koja ovisi o masi sustava i dana je jednadžbom iz [3]

$$E(t) = \frac{1}{2}k[u(t)]^2 + \frac{1}{2}m[\dot{u}(t)]^2 \quad (53)$$

Iz toga proizlazi zaključak kako potencijalna energija poprima ekstremnu vrijednost kada je vrijednost kinetičke energije jednaka nuli, a vrijedi i obrat. Stoga za potrebe formulacije pseudobrzine možemo te ekstremne vrijednosti raspisati na sljedeći način za potencijalnu energiju

$$E_{S0} = \frac{1}{2}ku_0^2 = \frac{1}{2}kD^2 \quad (54)$$

te za kinetičku energiju

$$E_{K0} = \frac{1}{2}mV^2 \quad (55)$$

Kada nema prigušenja vrijednosti tih dvaju ekstrema za isti sustav su jednaki pa pseudobrzinu V možemo raspisati kao

$$\frac{1}{2}kD^2 = \frac{1}{2}mV^2 \quad (56)$$

te iz izraza (56) izvlačimo jednakost $\omega_n^2 = \frac{k}{m}$, pa u konačnici pseudobrzinu možemo definirati kao

$$V = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D \quad (57)$$

Pseudobrzina se od "stvarne" brzine razlikuje po tome što promatramo neprigušeni sustav, no ta aproksimacija dovoljno je dobra, a znatno jednostavnija za konstruiranje spektra odziva pseudobrzine. Mjera pseudobrzine je centimetar u sekundi [cm/s]. Spektar pseudobrzine se sada jednostavno dobije umnoškom spektra pomaka sa vrijednošću ω_n , odnosno $\frac{2\pi}{T_n}$. Vršno pseudoubzranje A formulirat ćemo na isti način kao i vršnu pseudobrzinu V

$$A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D \quad (58)$$

Možemo istaknuti i povezanost vrijednosti pseudoubrzanja sa vršnom vrijednošću poprečne sile u podnožju konstrukcije odnosno sile reakcije V_{b0}

$$V_{b0} = f_{s0} = mA \quad (59)$$

Uvedemo li u tu jednakost i težinu zgrade $w = mg$ onda vrijednost te sile možemo prikazati kao

$$V_{b0} = \frac{A}{g} w \quad (60)$$

S obzirom da je mjera pseudoubrzanja upravo ubrzanje Zemljine sile teže $[g]$ u obliku prikazanom jednadžbom (60) izraz A/g možemo smatrati koeficijentom kojim je potrebno množiti težinu zgrade kako bismo dobili poprečnu silu reakcije. Sukladno naglasku za pseudobrzinu, ni pseudoubrzanje se ne poistovjećuje sa "stvarnim" ubrzanjem, ponovno zbog izostanka prigušenja sustava, a u svrhu jednostavnije konstrukcije spektra odziva u vidu ubrzanja. Konačno iz spektra pomaka D konstruiramo spektar pseudobrзина V te spektar pseudoubrzanja A , a njihovu zajedničku povezanost možemo prikazati na sljedeći način

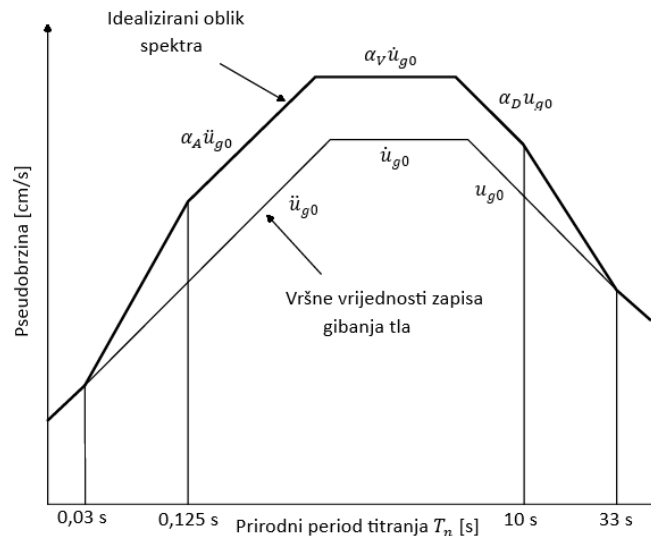
$$\frac{T_n}{2\pi} A = V = \frac{2\pi}{T_n} D \quad (61)$$

Spektre smo konstruirali prvenstveno mijenjajući prirodni period konstrukcije T_n , a s obzirom na značajne razlike u vrijednostima prirodnih perioda različitih građevinskih konstrukcija, logaritamsko mjerilo se pokazuje kao prikladno za njihov grafički prikaz jer omogućava jasniju analizu u širokom rasponu vrijednosti. Prikažimo stoga logaritamsku povezanost među vrijednostima $A - V - D$

$$\log(T_n) + \log\left(\frac{A}{2\pi}\right) = \log V = -\log(T_n) + \log(2\pi D) \quad (62)$$

Prikazanom vezom možemo konstruirati zajednički spektar odziva pomaka, pseudobrzone i pseudoubrzanja kojeg nazivamo tripartnim spektrom. Obično se tvore spektri za prigušenja iznosa 0%, 2%, 5%, 10% i 20% te se prikazuju simultano na istom grafu. Za određenu razinu prigušenja određuje se normirani oblik spektra uz korištenje relacija (63) prema vršnim vrijednostima zapisa gibanja tla, iz kojih se zatim određuje idealizirani oblik spektra, kao što je prikazano na *Slici 7*, koji je temelj tvorbe projektog spektra odziva.

$$\frac{D}{u_{g0}}, \frac{V}{\dot{u}_{g0}}, \frac{A}{\ddot{u}_{g0}} \quad (63)$$



Slika 7 Primjer tripartitnog idealiziranog oblika spektra

Vratimo li se na problem sa početka poglavlja vezan uz bezmjernost načina realizacije potresne pobude koja podrazumijeva stohastičku prirodu potresa, spektar odziva formiran na temelju samo jedne potresne pobude ne daje nam dovoljno podataka o općenitoj seizmičkoj otpornosti pojedine konstrukcije. Javlja se potreba za formulacijom spektra odziva koji integrira više seizmičkih zapisa zabilježenih na određenoj lokaciji tijekom prethodnih potresa. U tu svrhu izrađuje se projektni spektar odziva koji sadrže procjenu djelovanja budućih potresa kao neophodan alat u inženjerskoj praksi. Taj postupak nije potpuno precizan, ali je potrebna aproksimacija dovoljno visokim pravcima kako bi se osiguralo da budući ekstremi ostanu unutar tih granica.

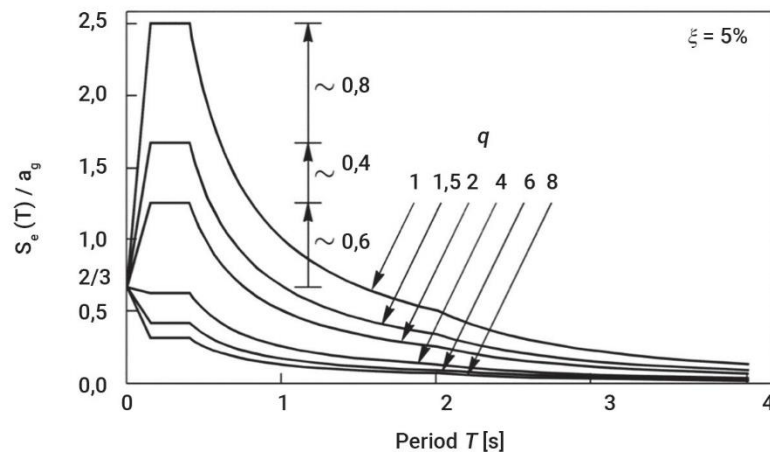
U inženjerskoj praksi, tripartitni oblik projektnog spektra odziva rijetko se koristi; umjesto toga, češće se razmatra samo projektni spektar ubrzanja. Za zemlje članice Europske unije, uključujući Hrvatsku, odgovarajući projektni spektar ubrzanja može se pronaći u Eurokodu 8, točnije u normi HRN EN 1998-1 [6], gdje je detaljno opisan način njegove primjene.

2.4.1. FAKTOR PONAŠANJA

Dosad definirani spektar odziva temelji se na elastičnom ponašanju konstrukcija, što podrazumijeva analizu odziva građevine bez pojave pukotina. Takav pristup projektiranju opravdan je isključivo za građevine od iznimne važnosti, kod kojih je svaka razina oštećenja neprihvatljiva. U tu kategoriju spadaju brane, spremnici opasnih materijala, nuklearne elektrane i slične infrastrukture. S druge strane, za većinu građevina dopušta se prihvaćanje određene razine oštećenja, što omogućava analizu deformacija izvan elastičnog područja, odnosno ulazak u plastično područje ponašanja. No kako bismo razvili spektar odziva na sličan

način kao kod linearno elastičnih sustava, odnosno kako bismo izbjegli neelastični proračun, aproksimirat ćemo takvo ponašanje idealiziranim elastoplastičnim ponašanjem. Za tu namjenu, u skladu sa odredbama iz norme HRN EN 1998-1 [6], uvest ćemo pojam faktora ponašanja.

Kao temelj postavlja se ideja da konstrukcija troši energiju prvenstveno duktilnim ponašanjem pa se može koristiti elastični spektar odziva umanjen određenom veličinom, odnosno faktorom ponašanja q . On predstavlja okvirni omjer potresnih sila koje bi djelovale na konstrukciju pri potpuno elastičnom odzivu uz 5% viskoznog prigušenja, u odnosu na seizmičke sile koje se smiju uzeti u proračunu prema standardnom elastičnom modelu, a da se i dalje osigurava zadovoljavajući odziv konstrukcije. Primjenom faktora ponašanja određuje se proračunski spektar koji je dan u smjernicama za projektiranje konstrukcija na potresno opterećenje HRN EN 1998-1 [6]. Tako definiran faktor ponašanja uzima u obzir i utjecaj viskoznog prigušenja, pri čemu duktilnost mora biti ujednačena u svim smjerovima konstrukcije. Faktor ponašanja pak može varirati ovisno o različitim horizontalnim smjerovima konstrukcije, a određuje se za različite konstrukcije prvenstveno na temelju vrste materijala, ali i drugih karakteristika. Kod projektiranja specifičnih zgrada, odabir vrijednosti faktora ponašanja treba se temeljiti na smjernicama norme HRN EN 1998-1 [6]. Uobičajeno, betonske i zidane zgrade imaju niže vrijednosti faktora ponašanja, koje su blizu te granične vrijednosti, dok čelične zgrade, zbog svoje izražene duktilnosti, obično imaju nešto više vrijednosti faktora ponašanja. Minimalna vrijednost faktora ponašanja $q = 1,5$ primjenjuje se za konstrukcije kod kojih se uzima u obzir samo utjecaj povećane čvrstoće. Način na koji vrijednost faktora ponašanja utječe na amplitudu proračunskog spektra odziva vidljiv je na Slici 8.



Slika 8 Promjena proračunskog spektra odziva u ovisnosti o faktoru ponašanja q (Izvor[7])

U ovom poglavlju objasnili smo koncept spektra odziva, njegovu formulaciju i primjenu, te uveli pojam faktora ponašanja. Spektar odziva omogućuje procjenu seizmičkog odziva konstrukcija, dok faktor ponašanja prilagođava elastični spektar kako bi bolje odražavao stvarno ponašanje konstrukcije. Osim vrste materijala, na vrijednost faktora ponašanja utječe i raspored konstruktivnih elemenata u tlocrtu i visini, što će biti obrađeno u nastavku.

2.5. KRITERIJI PRAVILNOSTI ZGRADE U TLOCRTU I PO VISINI

Iako se pravilnost zgrade u tlocrtu i po visini čini intuitivno očigledna, njezin karakter treba definirati u skladu sa smjericama norme HRN EN 1998-1 [6], što uključuje izbor odgovarajuće metode modeliranja konstrukcije i proračuna, uz poseban naglasak na odabir faktora ponašanja. Te smjernice iz norme razjasnit ćemo u ovom poglavlju.

Model konstrukcije možemo pojednostaviti na ravninski model ili koristiti prostorni model. Ukoliko je zgrada po tlocrtu pravilna dozvoljeno nam je koristiti ravninski model, u suprotnom obaveza nam je koristiti prostorni model jer utjecaj nepravilnosti se u tom slučaju vrlo često očituje u naglašenom torzijskom odzivu. U posebnom slučaju, ako zgrada ispunjava uvjete pravilnosti po visini, ali ne i u tlocrtu, mogu se koristiti dva ravninska modela, po jedan za svaki od glavnih horizontalnih smjerova. Taj poseban slučaj podrazumjeva da su zadovoljeni svi od sljedećih uvjeta prema smjericama norme HRN EN 1998-1 [6]:

- Obloge i pregrade zgrade moraju biti dobro raspoređene i relativno krute
- Zgrada ne premašuje 10 metara u visini
- Značajna je krutost stropova u ravnini naspram bočne krutosti vertikalnih konstrukcijskih elemenata što omogućava aproksimaciju krutim dijafragmama.
- Središta krutosti i masa nalaze se približno na istom vertikalnom pravcu kroz presjek zgrade, a za horizontalne smjerove proračuna vrijede sljedeće jednakosti

$$r_x^2 > l_s^2 + e_{0x}^2 \quad (64)$$

$$r_y^2 > l_s^2 + e_{0y}^2 \quad (65)$$

gdje l_s predstavlja radijus inercije, r_x i r_y su polumjeri torzije, a e_{0x} i e_{0y} predstavljaju prirodne ekscentričnosti.

Čak i ako su svi osim zadnjeg uvjeta zadovoljeni, možemo koristiti linearnoelastični proračun sa ravninskim modelima, ali onda sve unutarnje potresne sile dobivene proračunom moramo pomnožiti sa vrijednošću 1,25.

Metoda linearnoelastičnog proračuna može se svesti na pojednostavljeni proračun uz primjenu spektra odziva koji podrazumjeva postupak s bočnim silama ili se pak mora provesti modalni proračun primjenom spektra odziva. Ukoliko je zgrada po visini pravilna dozvoljeno je koristiti pojednostavljeni proračun s bočnim silama, u suprotnom moramo provesti modalni proračun. Da bi se mogla primjenjivati metoda proračuna bočnih sila, osim uvjeta pravilnosti po visini, treba zadovoljavati uvjet da odziv zgrade nije znatno pod utjecajem doprinosa viših oblika vibracija od osnovnog oblika u svakom glavnom smjeru. Da bi to bilo zadovoljeno, osnovni periodi vibracija T_1 u dva okomita smjera moraju biti manji od vrijednosti [6]:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4T_c \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (66)$$

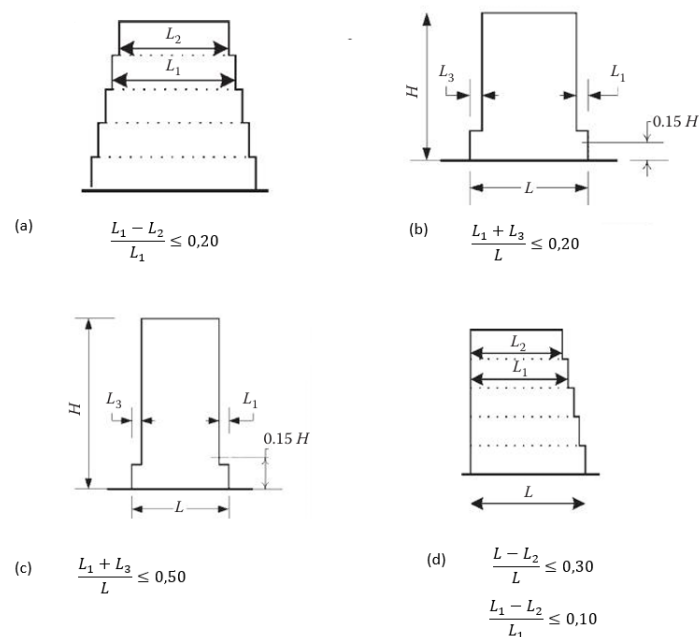
Gdje je T_c gornja granica perioda s granom konstantnog spektralnog ubrzanja. Ukoliko ti uvjeti nisu zadovoljeni proračun se provodi u vidu modalnog proračuna primjenom spektra odziva.

U obzir se onda uzimaju odzivi svih oblika vibracija koji imaju znatan doprinos općem odzivu sustava. Takav proračun provodimo kada je zbroj proračunskih modalnih masa za razmatrane oblike najmanje 90% ukupne mase konstrukcije ili kada uzimamo u obzir sve oblike čije proračunske modalne mase premašuju 5% ukupne mase konstrukcije. Ako konstruiramo prostorni model navedeni uvjeti moraju zadovoljavati u svakom odgovarajućem smjeru.

Faktor ponašanja q se za zgrade koje su pravilne po visini oslanja na referencijske vrijednosti tog faktora za pojedinu vrstu materijala, za zgrade koje su nepravilne po visini ta referencijska vrijednost se reducira na način da se množi sa 0,8.

Promatramo li pravilnost konstrukcije po visini, zgrada koja se karakterizira kao pravilna mora strogo ispunjavati sljedeće uvjete [6]:

- Ponavlja se uvjet da se svi sustavi bočne otpornosti, kao što su nosivi zidovi, okviri i jezgre, protežu neprekinuto od temelja do vrha zgrade, odnosno ako je na određenoj visini dio zgrade uvučen, onda do vrha odgovarajućeg dijela zgrade.
- Iznosi masa i bočnih krutosti svih katova moraju ostati stalni ili se gradacijski smanjivati od podnožja do vrha zgrade. Ne dozvoljavaju se nagle promjene.
- Kod zgrada s okvirnim konstrukcijama ne smije se među katovima naglo mijenjati omjer stvarne otpornosti kata i proračunski zahtjevane otpornosti.

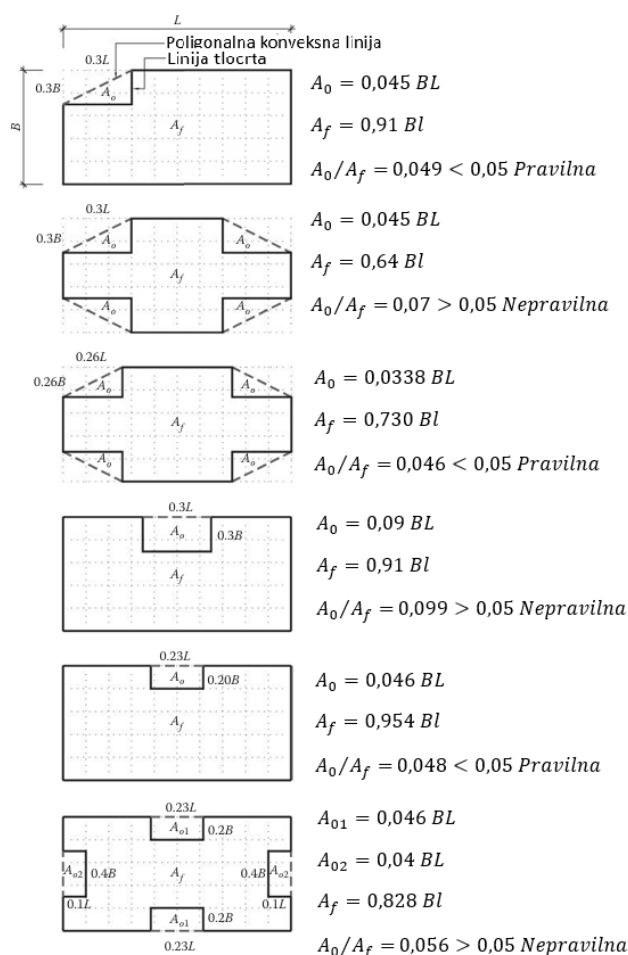


Slika 9 Kriterij za pravilnost po visini kod zgrada sa uvučenim dijelovima (Izvor [6])

Kod uvučenih dijelova postavljamo dodatne uvjete [6]:

- Ako se presjek postupno smanjuje, uz zadržavanje osi simetrije, tlocrtna dimenzija smanjenog presjeka ne smije se razlikovati od prethodne tlocrtna dimenzije u smjeru smanjenja za više od 20% (primjeri (a) i (b) sa Slike 9).

- Ako promatramo dio konstrukcijskog elementa koji čini donjih 15% njegove ukupne visine, smanjenje tlocrtne dimenzije presjeka ne smije premašiti 50% u odnosu na prethodnu tlocrtu dimenziju u smjeru smanjenja (primjer (c) sa *Slike 9*).
- U slučaju nesimetričnog smanjenja presjeka, pojedinačno smanjenje tlocrtne dimenzije ne smije premašiti 10% prethodne tlocrtne dimenzije, dok ukupan zbroj smanjenja tlocrtnih dimenzija ne smije biti veći od 30% tlocrtnih dimenzija prvog kata iznad temelja ili kata iznad gornjeg ruba krutog podruma (primjer (d) sa *Slike 9*).



Slika 10 Pravilne i nepravilne konfiguracije tlocrta (Izvor [9])

Sada ćemo razmotriti što se podrazumijeva pod pravilnošću u tlocrtu i po visini. Zgrade koje spadaju u kategoriju pravilnih u tlocrtu obavezno ispunjavaju sljedeće uvjete [6]:

- Tlocrt se opisuje kao kompaktni, svaki kat omeđen je poligonalnom konveksnom linijom. Ukoliko postoje uvučena mjesta u tlocrtu, takva da ne utječu na krutost stropa i da njihova površina ne premašuje 5% ukupne površine stropa, tlocrt se može promatrati kao pravilan. Primjeri ovoga uvjeta prikazani su na *Slici 10*.
- Konstrukcija zgrade mora biti približno simetrična u tlocrtu s obzirom na obje glavne osi, to podrazumijeva simetričnost u bočnoj krutosti te raspodjeli masa
- Krutost stropova u ravnini mora biti značajna u odnosu na bočnu krutost vertikalnih konstrukcijskih elemenata tako da deformacija stropa minimalno utječe na raspodjelu

sila na vertikalne konstrukcijske elemente. Ovo nas upozorava da tlocrte oblika L, C, H, I i X treba pažljivo proučiti prije nego što ih okarakteriziramo kao krute dijafragme.

- Vitkost λ zgrade u tlocrtu ne smije biti veća od 4, gdje tlocrtne dimenzije zgrade mjerene u ortogonalnim smjerovima predstavljamo kao L_{max} i L_{min} .

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} \quad (67)$$

- Za svaki kat zgrade i svaki proračunski smjer, x i y , ekscentričnost konstrukcije e_0 i torzijski polumjer r_x moraju zadovoljavati sljedeće nejednakosti za proračun u smjeru y . Parametra l_s predstavlja polumjer inercije mase stropa u tlocrtu

$$e_{0x} \leq 0,30r_x \quad (68)$$

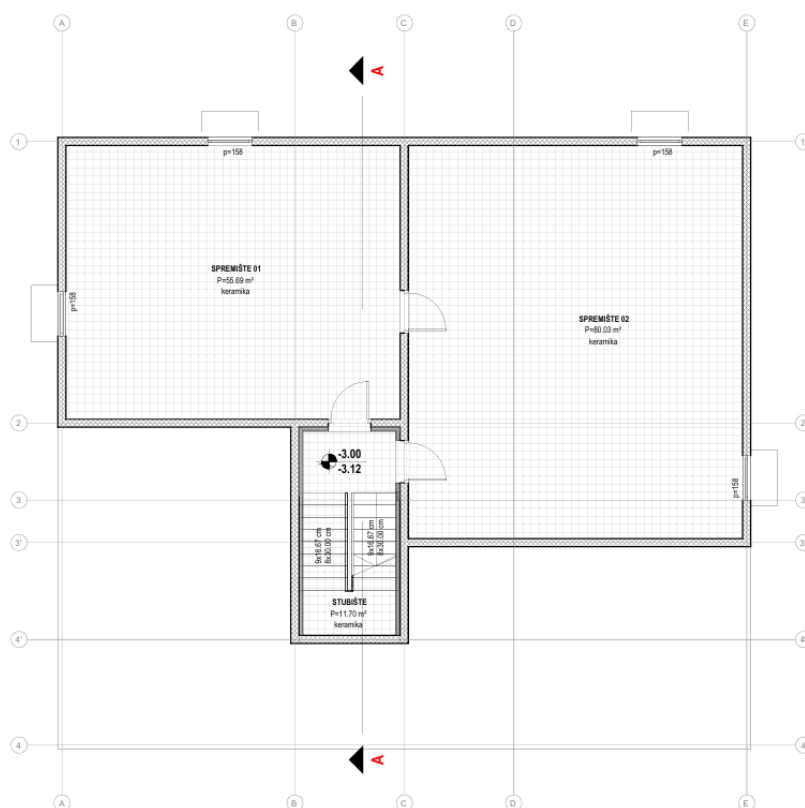
$$r_x \geq l_s \quad (69)$$

Središte krutosti se kod jednokatnih zgrada definira kao središte bočne krutosti svih primarnih potresnih elemenata. Torzijski polumjer definira se kao drugi korijen omjera ukupne torzijske krutosti s obzirom na središte bočne krutosti i ukupne bočne krutosti u jednom smjeru. Pri tome se u obzir uzimaju svi potresni elementi tog smjera. Kod višekatnih zgrada središte krutosti i polumjer torzije grubo se definiraju pa se prethodno postavljene stavke konstrukcijske pravilnosti i proračuni torzijskih učinaka mogu koristiti samo ako je zadovoljeno da se svi sustavi bočne otpornosti, kao što su nosivi zidovi, okviri i jezgre, protežu neprekinuto od temelja do vrha te da se progibni oblici pojedinih horizontalno opterećenih sustava međusobno bitno ne razlikuju. Smatra se da taj uvjet nije ispunjen u slučaju dvojnih sustava. Položaj središta krutosti i polumjera torzije svih katova u slučaju okvirnih sustava te sustava sa vitkim zidovima, gdje prevladava deformacija uzrokovana savijanjem, može se odrediti iz momenata tromosti presjeka vertikalnih konstrukcijskih elemenata. Ukoliko se osim deformacija uzrokovanih savijanjem ističu i deformacije uzrokovane posmikom, njih se može uzeti u obzir proračunom istovrijednog momenta tromosti presjeka [6].

3. IZRADA NUMERIČKOG MODELA ZGRADE TE ANALIZA REZULTATA

3.1. TEHNIČKI OPIS ZGRADE S PRIPADNIM NACRTIMA TLOCRTNE DISPOZICIJE I PRESJECIMA

Predmet ovog programskog zadatka stambena je zgrada katnosti Po+Pr+2+Potkr+Gal (podrum+prizemlje+prvi kat+drugi kat+potkrovlje+galerija). Zgrada zadovoljava sve uvjete pravilnosti u tlocrtu iz prethodnog poglavlja. Ukupnih je maksimalnih tlocrtnih dimenzija 17,40 x 15,40 m, a uključimo li terase i balkone maksimalne tlocrtne dimenzije rastu na 20,20 x 17,05 m. Razina terena oko zgrade varira od razine +0,00 m do razine -1,00 m. Promatramo li visinu zgrade od nulte razine terena, ona iznosi 16,02 m, no uzimamo li u obzir čitavu visinu konstrukcije od dna temelja do sljemena krova, ona iznosi 19,67 m. U daljnjem tekstu, sve navedene površine odnose se na korisne površine, odnosno neto površine stana, isključujući debljinu zidova i konstrukcijskih elemenata. Razina podruma nalazi se na -3,00 m, sastoji se od dva spremišna prostora, jedno površine 80,03 m², a drugo 55,69 m², te od stubišnog prostora površine 11,70 m².



Slika 11 Tlocrt podruma

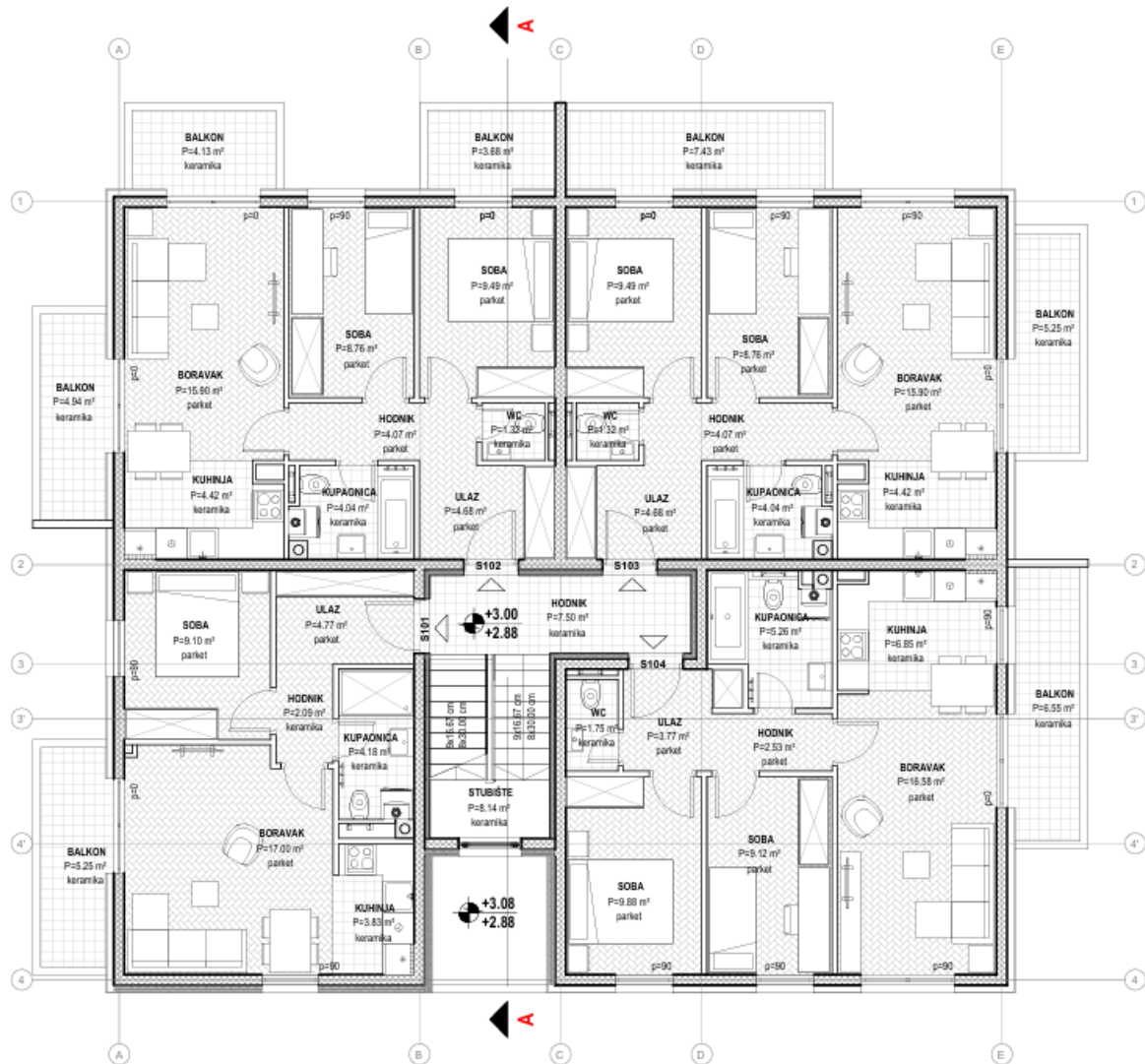
Prizemni prostor podijeljen je na tri stambene jedinice. Prva stambena jedinica površine je od 60,44 m² sa pripadnim dvjema terasama površina 8,42 m² i 6,30 m², druga 48,61 m² sa terasama 5,03 m² i 4,29 m² te najmanja stambena jedinica površine 41,21 m² sa terasom površine 6,57 m². Na razini prizemlja također se nalazi natkriveno parkiralište površine 26,75 m², a natkriveni ulaz, sa stepenicama i hodnikom zauzima površinu od 28,03 m². Za prizemlje je bitno napomenuti kako se dva veća stana sa zajedničkim hodnikom nalaze na nultoj razini terena, dok se najmanji stan, natkriveno parkiralište te natkriveni ulaz na stepenice nalaze na razini -1,00 m. Svijetla visina prostora u prizemlju je tako u dijelovima na nultoj razini terena 2,68 m, kao i u podrumu te na prvom i drugom katu, dok je u ostalim dijelovima visina 3,53 m.



Slika 12 Tlocrt prizemlja

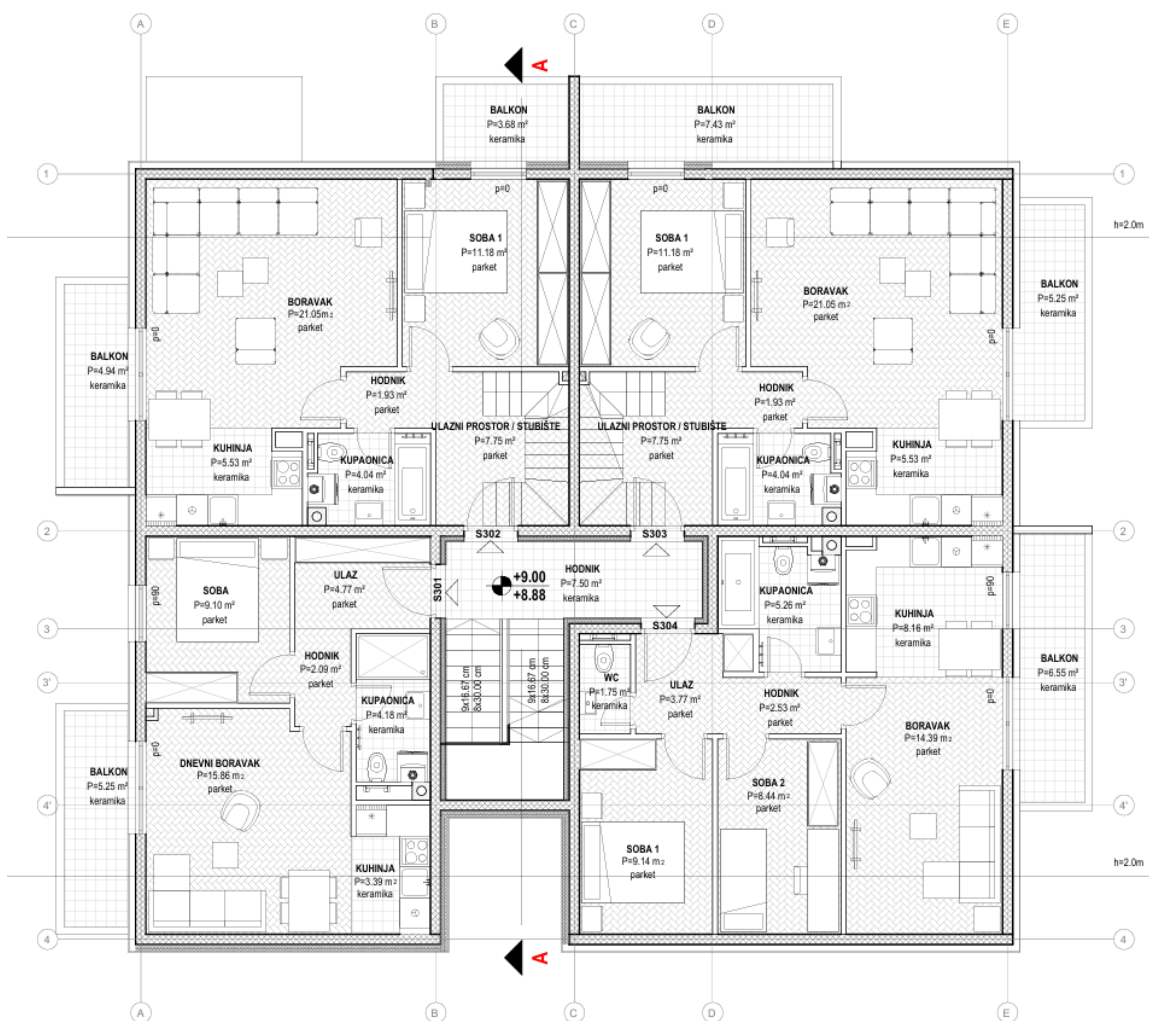
Stubišni prostor između prizemlja i prvog kata zauzima 8,14 m², kao i između prvog i drugog kata. Prvi i drugi kat tlocrtno su jednaki, a nalaze se na visinama +3,00 m i +6,00 m. Na

tim razinama nalaze se po četiri stambene jedinice. Najveća stambena jedinica površine je 55,74 m² sa terasom od 6,55 m², zatim su druga dva stana zrcaljena, iste površine 52,68 m² no uz različite terase, jedan sa 3 terase površina 4,94 m², 4,13 m² te 3,68 m², a drugi sa terasama površina 7,43 m² i 5,25 m². Najmanji stan površine je 40,97 m² sa terasom površine 5,25 m². Zajednički hodnik površine je 7,50 m².



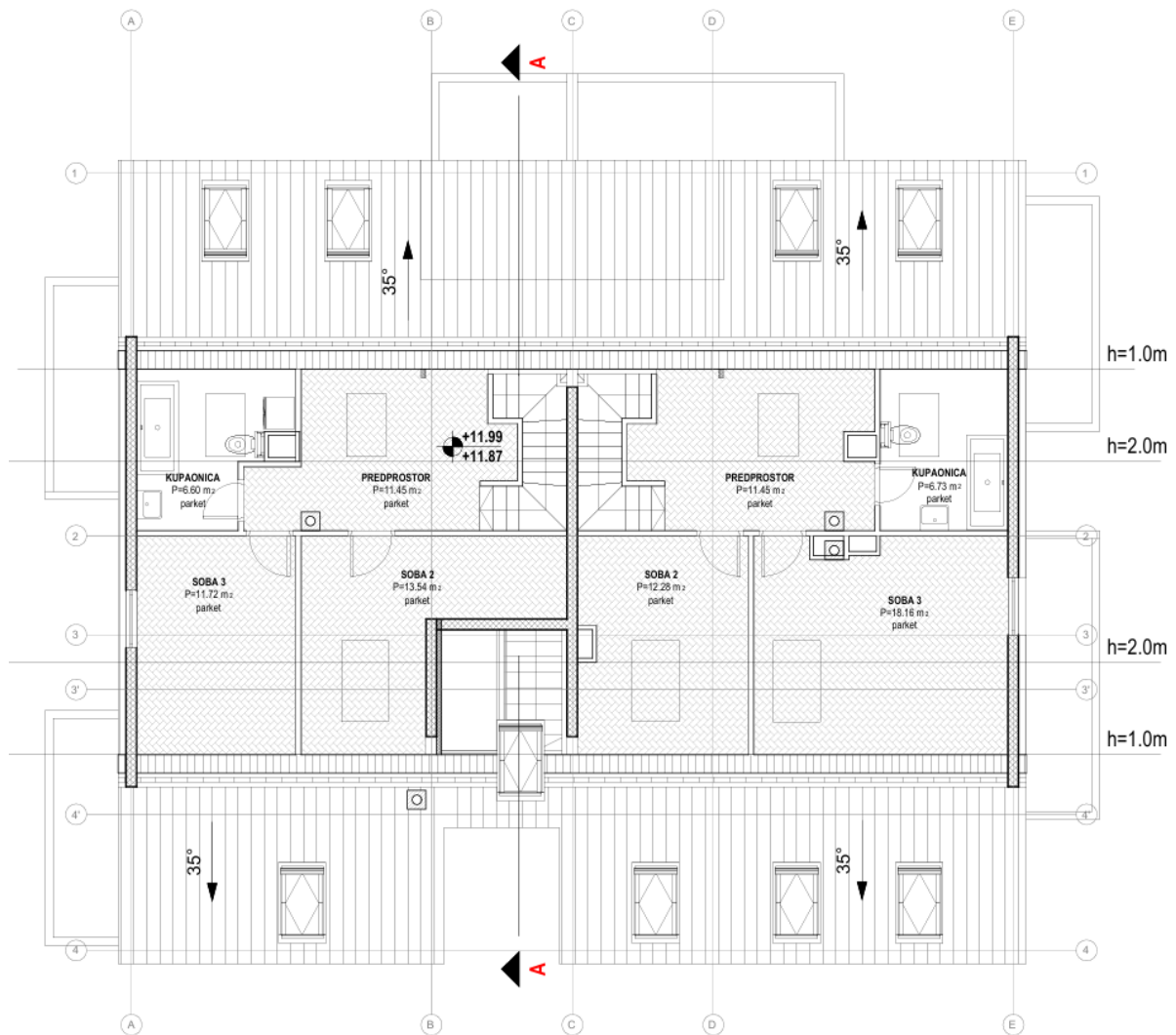
Slika 13 Tlocrt prvog i drugog kata

Potkrovlje se nalazi na visini +9,00 m te ga od drugog kata dijeli stubište ponovno površine 8,14 m². Potkrovlje također obuhvaća 4 stambene jedinice od čega dvije imaju pripadnu galeriju. Najveća stambena jedinica površine je 53,44 m² sa pripadnom terasom 6,55 m². Dva zrcalna stana iste površine 51,48 m², od kojih jedan ima terase 7,43 m² i 5,25 m² površine, a drugi nešto manje terase 4,94 m² i 3,68 m² površine, zasebnim stepenicama su povezana sa galerijom. Četvrti stan površine je 39,39 m² sa pripadnom terasom 5,25 m². Zajednički hodnik površine je 7,50 m². Svijetla visina stropa na ovoj razini varira od 1,32 m do 2,68 m.



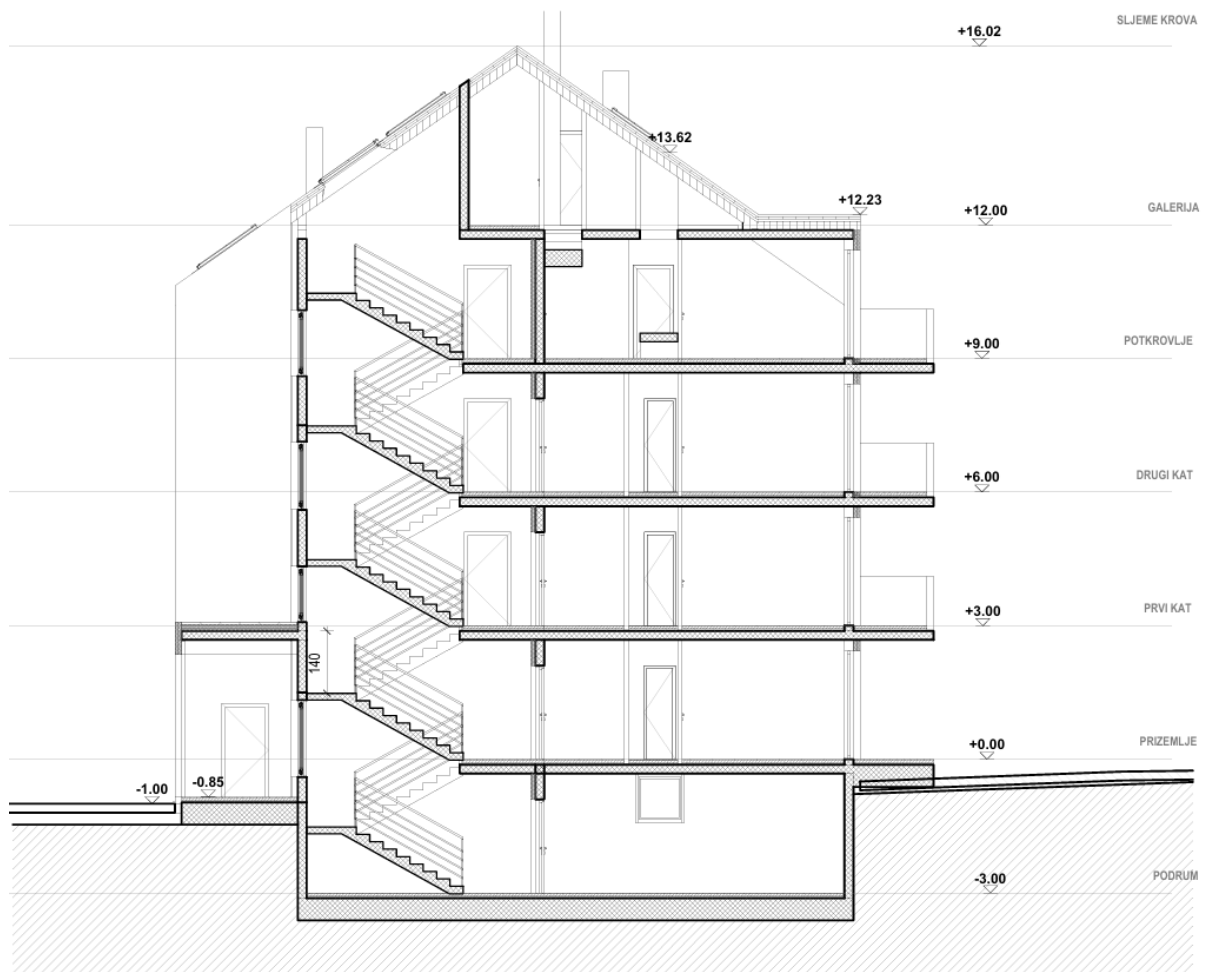
Slika 14 Tlocrt potkrovlja

Galerija uključuje dva stambena prostora koji pripadaju istoj stambenoj jedinici kao i dva stana na nižem katu. Površine tih prostora su 43,3 m² te 48,62 m² te za razliku od pripadnih stanova na nižoj razini ova dva prostora nisu zrcaljena. Svijetla visina prostora u galeriji kreće se od 0 m do 3,60 m. Nagib krova iznosi 35°, a na sjevernoj strani u potkrovlju iznad vrata koja vode na terasu svijetla visina ostaje 2,68 m što se postiže ravnim krovom na tom dijelu. Na sjevernoj i na južnoj strani potkrovlja javljaju se krovni prozori, a galerija ima isključivo krovne prozore.

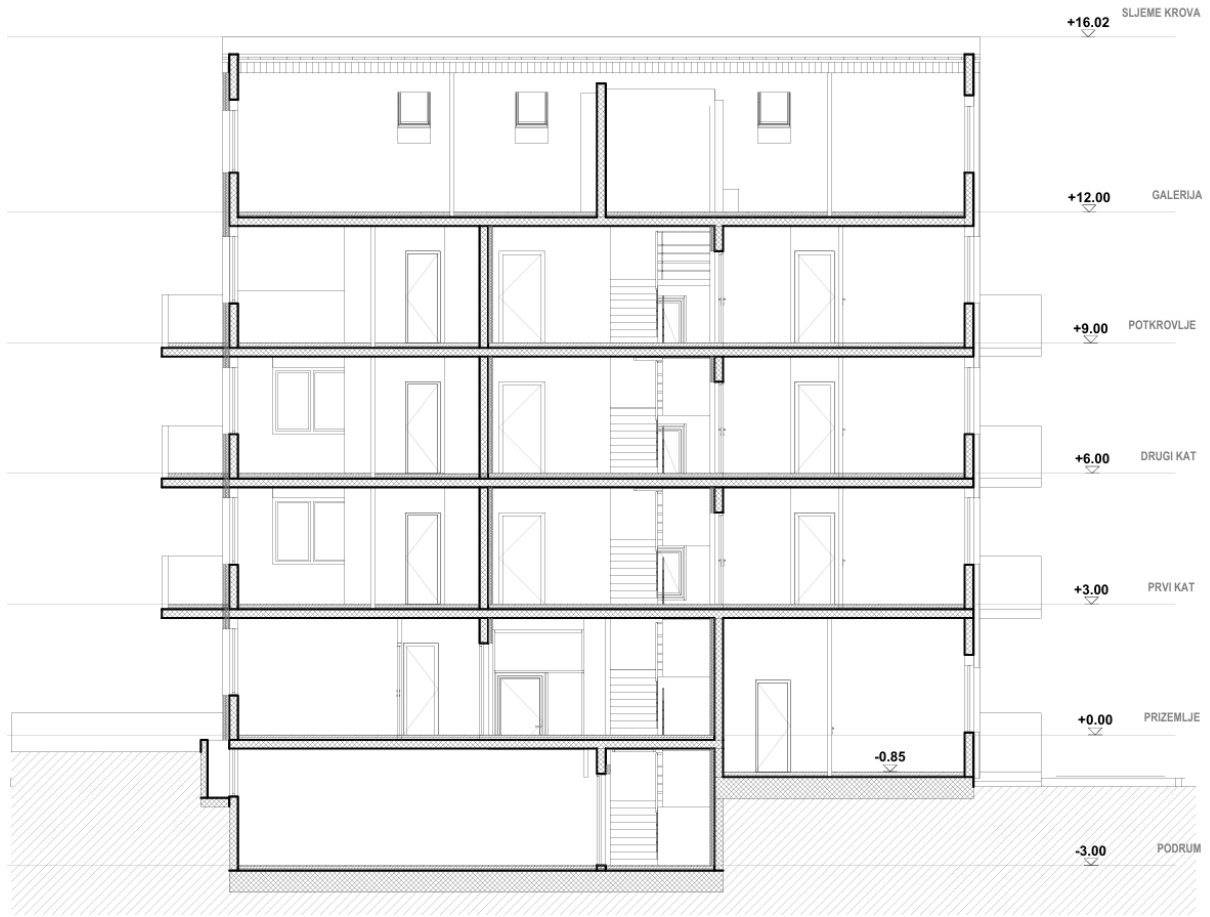


Slika 15 Tlocrt galerije

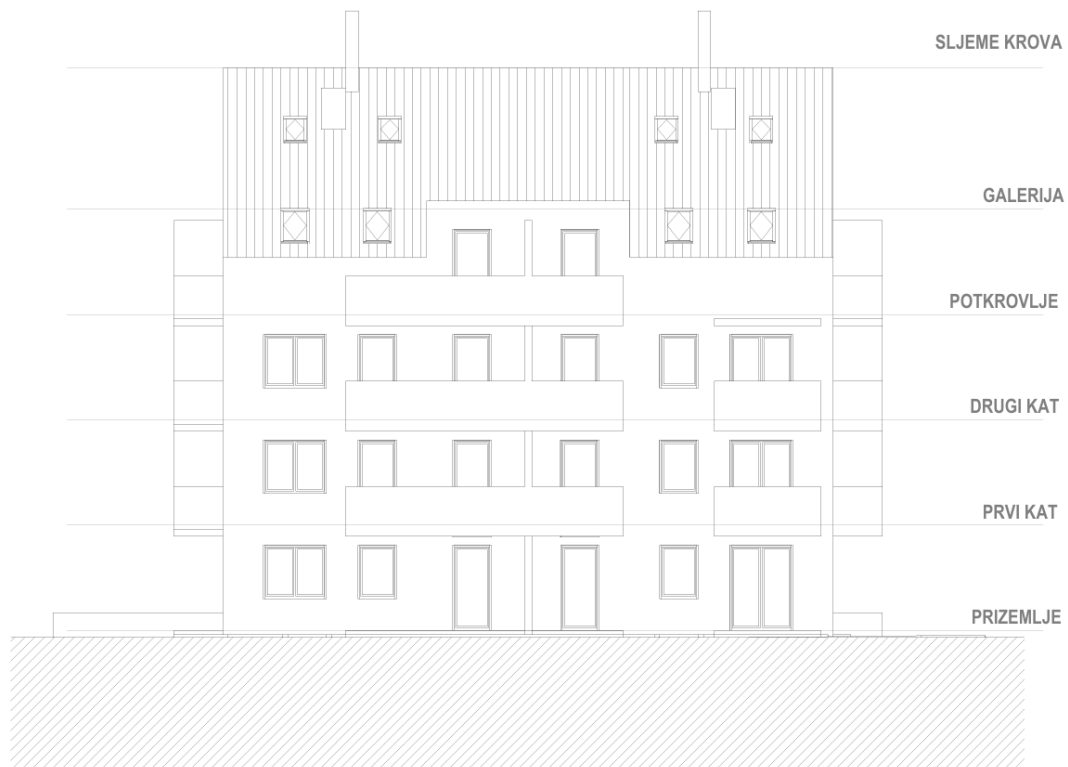
Nosiva konstrukcija građevine sastoji se od armiranobetonskih zidova te armiranobetonskih stropnih ploča. Krovna konstrukcija izvedena je kao drvena. Temeljna ploča debljine je 50 cm, a sve ostale stropne ploče debljine su 20 cm. Debljina svih nosivih zidova također je 20 cm. Ispod stropne ploče potkrovlja, odnosno podne ploče galerije nalazi se greda poprečnog presjeka 20/45 cm. Razred betona nije definiran nacrtima pa se u daljnjem radu pretpostavlja kako je on klase C30/37 sa armaturom B500B.



Slika 16 Presjek A



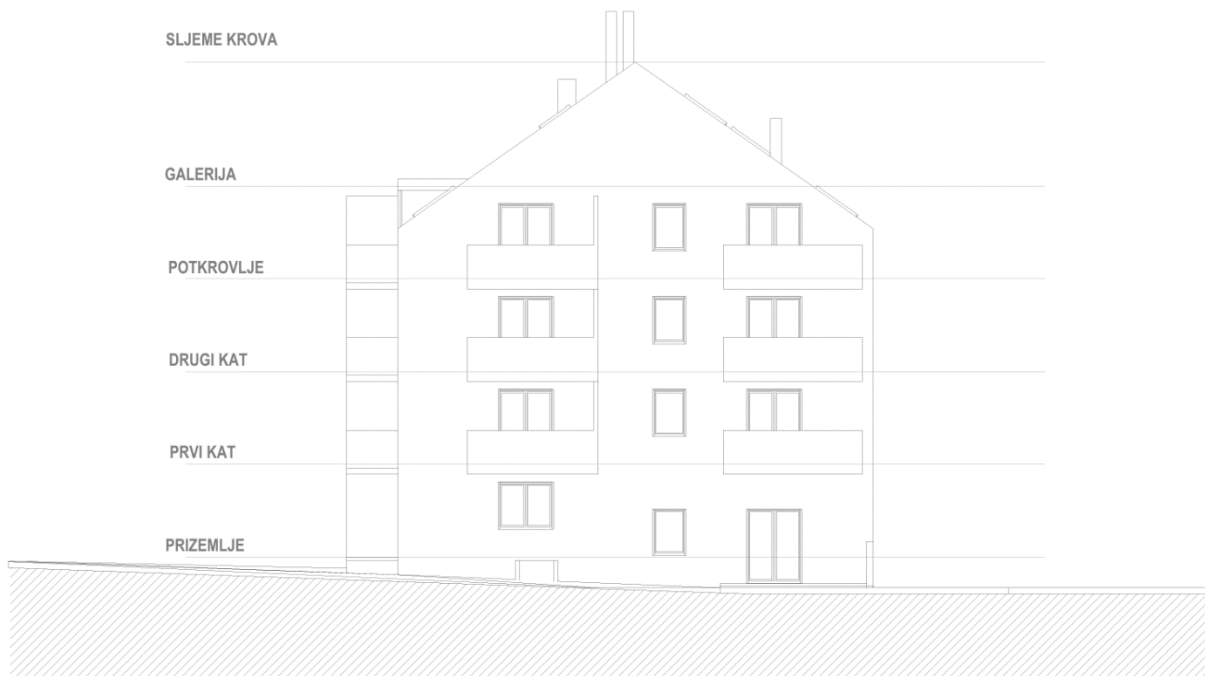
Slika 17 Presjek B



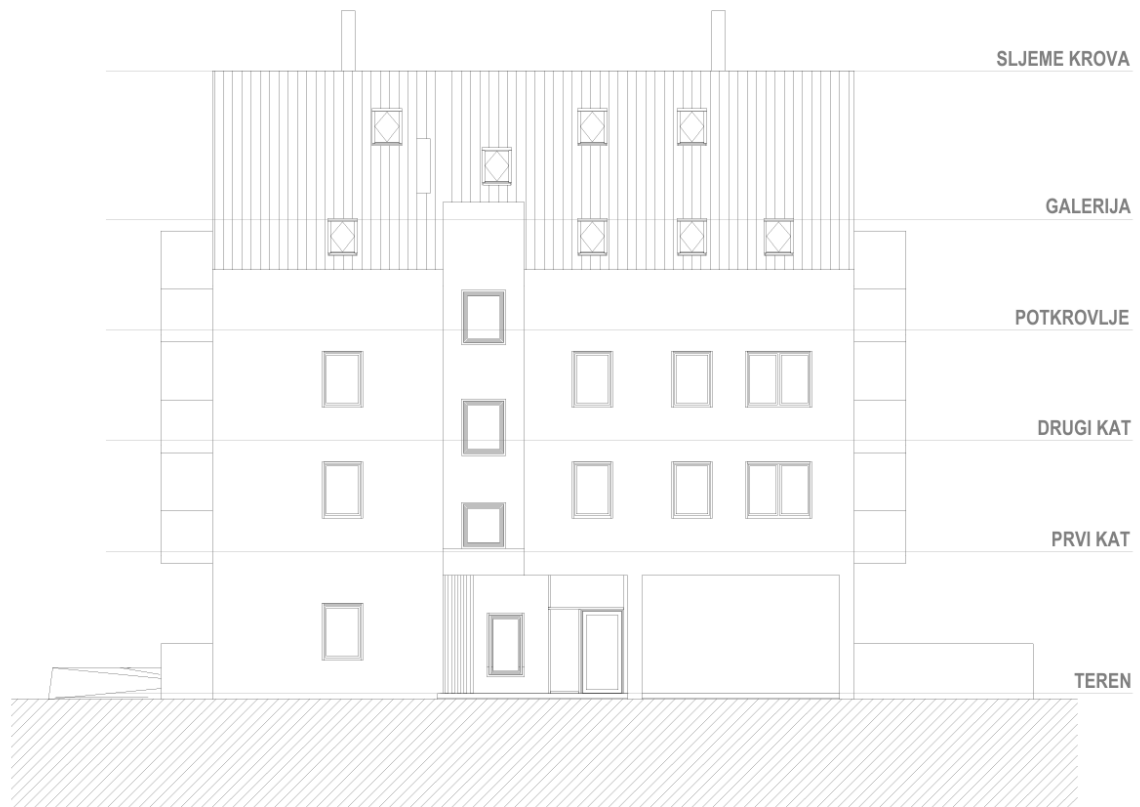
Slika 18 Pogled na zgradu sa sjeverne strane



Slika 19 Pogled na zgradu sa istočne strane



Slika 20 Pogled na zgradu sa zapadne strane



Slika 21 Pogled na zgradu za južne strane

3.2. ANALIZA OPTEREĆENJA

Opterećenja na konstrukciju uzeta su u skladu sa normama HRN EN 1991-1 [8], a potresno opterećenje određeno je prema normi HRN EN 1998-1 [6] za lokaciju Zagreb.

3.2.1. STATIČKI PRORAČUN

3.2.1.1. STALNO DJELOVANJE

Dio stalnog opterećenja koji proizlazi iz vlastite težine konstrukcije (G_0) određen je unutar proračunskog modela u programskom paketu ETABS koristeći specifičnu težinu betona od 25 kN/m^3 i dimenzije poprečnog presjeka svakog elementa. Dodatna stalna opterećenja određuju se prema slojevima poda prikazanim u presjecima, dok se nedostajući podaci iz nacрта dopunjuju u skladu sa standardnom izvođačkom praksom. S obzirom da ne znamo materijal koji se koristi za pregradne zidove, pretpostavit ćemo da je riječ o gipskartonskim pločama. Podrumski prostor kao skladišni prostor promatrat ćemo bez dodatnog stalnog djelovanja pregradnih zidova.

Dodatna stalna djelovanja (G_1)

Tablica 1 Prikaz dodatnog stalnog djelovanja međukatnih konstrukcija stambenih prostora

Međukatne konstrukcije (stambeni prostori)			
Pregradni zidovi			0,50 kN/m ²
Parket/keramičke pločice	d=2 cm	0,02*22	0,44 kN/m ²
Armirani cementni estrih	d=7 cm	0,07*25	1,75 kN/m ²
PE folija	d≈0 cm	0,00	0,00 kN/m ²
ZI – EPS	d= 2 cm	0,02*0,3	0,01 kN/m ²
Glet masa	d= 1 cm	0,01*19	0,19 kN/m ²
			$\Delta g=2,89 \text{ kN/m}^2$

Tablica 2 Prikaz dodatnog stalnog djelovanja poda prema tlu stambenih prostora

Pod prema tlu (stambeni prostori)			
Pregradni zidovi			0,50 kN/m ²
Parket/keramičke pločice	d=2 cm	0,02*22	0,44 kN/m ²
Armirani cementni estrih	d=7 cm	0,07*25	1,75 kN/m ²
PE folija	d≈0 cm	0,00	0,00 kN/m ²
ZI – EPS	d= 2 cm	0,02*0,3	0,01 kN/m ²
TI - EPS	d= 10 cm	0,10*0,3	0,03 kN/m ²
Hidroizolacija		0,01	0,01 kN/m ²
			$\Delta g=2,74 \text{ kN/m}^2$

Tablica 3 Prikaz dodatnog stalnog djelovanja poda prema tlu skladišnih prostora

Pod prema tlu (skladišni prostor)			
Parket/keramičke pločice	d=2 cm	0,02*22	0,44 kN/m ²
Armirani cementni estrih	d=7 cm	0,07*25	1,75 kN/m ²
PE folija	d≈0 cm	0,00	0,00 kN/m ²
ZI – EPS	d= 2 cm	0,02*0,3	0,01 kN/m ²
TI - EPS	d= 10 cm	0,10*0,3	0,03 kN/m ²
Hidroizolacija		0,01	0,01 kN/m ²
			$\Delta g=2,24 \text{ kN/m}^2$

3.2.1.2. UPORABNO DJELOVANJE

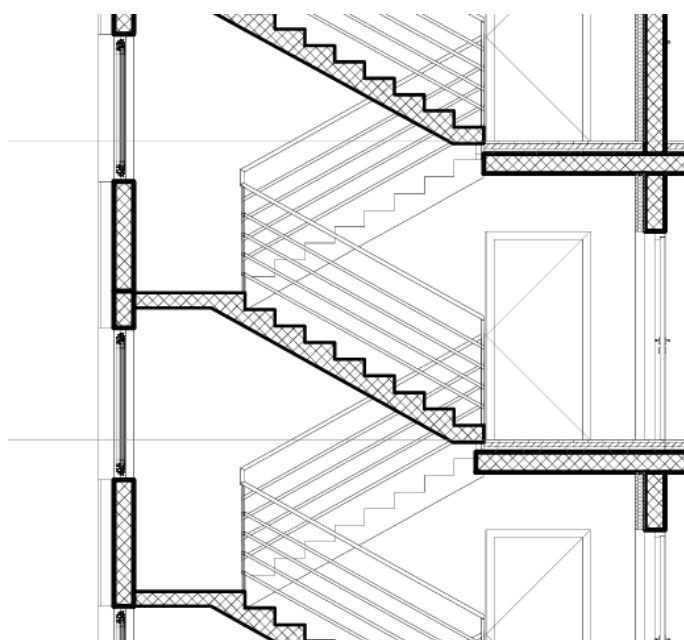
Uporabna opterećenja određuju se prema nacionalnom dodatku koji dolazi u sklopu norme HRN EN 1991 [8], a navest ćemo ih tablično.

Tablica 4 Prikaz uporabnih djelovanja

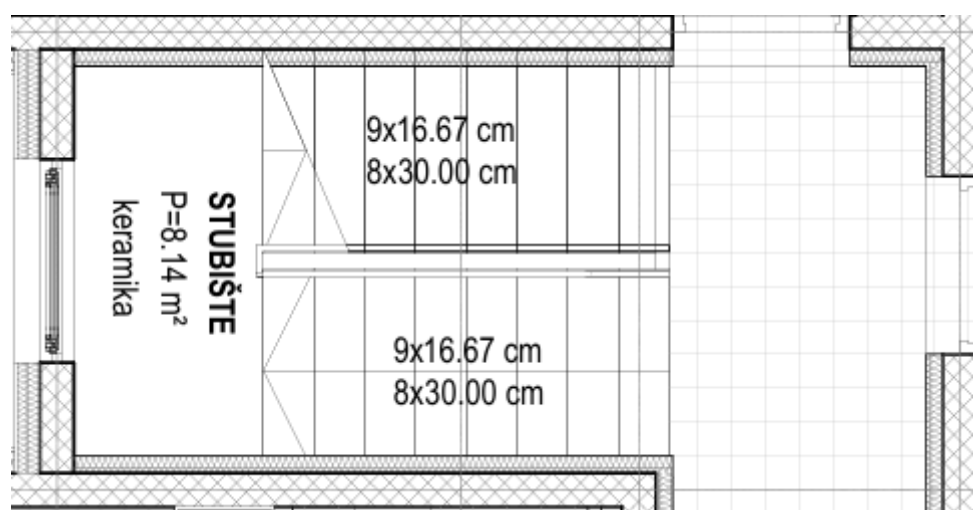
Stambeni prostori	NAD kategorija A2	1,50 kN/m ²
Skladišni prostori	NAD kategorija E1.2	6,00 kN/m ²
Terase	NAD kategorija P	4,00 kN/m ²
Stubišta	NAD kategorija S1	3,00 kN/m ²

3.2.1.3. PRORAČUN STUBIŠTA

Stalno i korisno djelovanje stubišta u modelu ćemo postaviti kao linijsko opterećenje na rubu ploče te na zid. Kako bismo dobili vrijednost tog djelovanja provest ćemo proračun prema postupku iz knjige *Betonske konstrukcije 1 10*] sukladno normi HRN EN 1995-1 [13]. Nagib stubišnog kraka prema nacrtima iznosi $\alpha = 29^\circ$, širina stube je 30 cm, a visina 16,67 cm. Ponovno, podatke o slojevima tla koji nam nedostaju iz nacрта dopunit ćemo standardnom izvođačkom praksom. Visina AB ploče stubišta je 15 cm, kao i debljina podesta. Obloga stubišta je izvedena od keramike.



Slika 22 Poprečni presjek stubišnog kraka i podesta



Slika 23 Tlocrt stubišnog kraka i podesta

Tablica 5 Prikaz stalnog opterećenja kraka stubišta

Keramika na nagaznoj površini	$d_k(a_n/a)\gamma_k$	$0,02 \cdot (0,32/0,30) \cdot 22$	0,47 kN/m ²
Keramika vertikalne gazišta	$d_k(b_v/a)\gamma_k$	$0,02 \cdot (0,15/0,30) \cdot 22$	0,21 kN/m ²
Estrih na nagaznoj površini	$d_M\gamma_M$	$0,03 \cdot 25$	0,75 kN/m ²
Žbuka vertikalne gazišta	$d_M(b/a)\gamma_M$	$0,02 \cdot (0,17/0,30) \cdot 21$	0,24 kN/m ²
Stube	$(b/2)\gamma_M$	$(0,17/2) \cdot 21$	1,79 kN/m ²
AB ploča 15 cm	$h(\gamma/\cos \alpha)$	$0,15 \cdot (25/\cos 29^\circ)$	4,29 kN/m ²
Žbuka podgleda	$d(\gamma_M/\cos \alpha)$	$0,02 \cdot (21/\cos 29^\circ)$	0,48 kN/m ²
Ukupno stalno		$g_k=$	8,23 kN/m ²

Tablica 6 Prikaz stalnog opterećenja podesta

Keramika na nagaznoj površini	$d_k\gamma_k$	$0,02 \cdot 22$	0,44 kN/m ²
Estrih	$d_M\gamma_M$	$0,03 \cdot 25$	0,75 kN/m ²
Žbuka	$d_M\gamma_M$	$0,02 \cdot 21$	0,42 kN/m ²
AB ploča 15 cm	$h\gamma$	$0,15 \cdot 25$	3,75 kN/m ²
Ukupno stalno		$g_k=$	5,36 kN/m ²

Objašnjenje znakova iz *Tablice 5* i *Tablice 6*:

a – širina stube

a_n – širina nagazne površine

b – visina stube

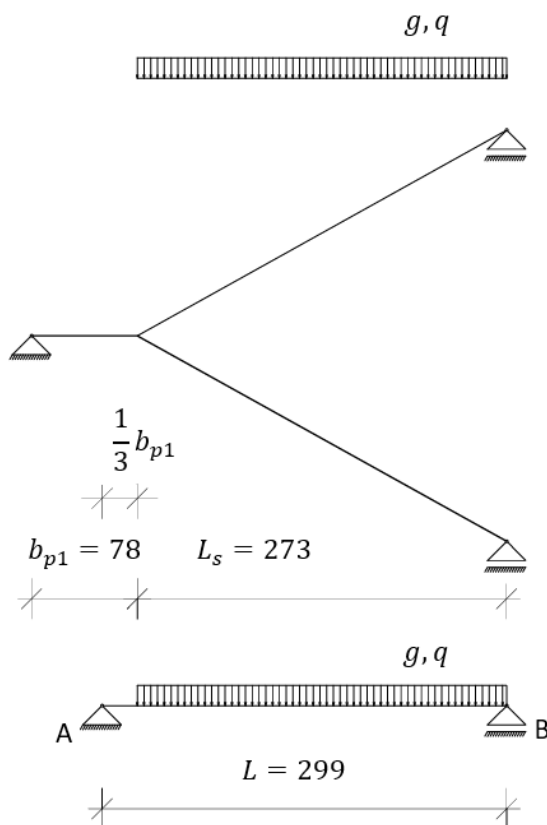
b_v – visina vertikalne nagazne površine

h – visina AB ploče

d – debljine slojeva

γ – jedinične težine materijala

Uporabno djelovanje za stubište se uzima prema normi HRN EN 1991-1 [8] te ono iznosi $3,00 \text{ kN/m}^2$. Prikazat ćemo sada shemu opterećenja stubišta.



Slika 24 Statička shema opterećenja kraka stubišta

Sukladno Slici 24 reakcija ležaja B odgovara opterećenju koje ćemo postaviti na rub ploče. Karakteristične vrijednosti reakcija i poprečnih sila nad ležajevima od krakova stubišta:

$$R_{k,A}^g = V_{k,A}^g = \frac{g_k L_s \left(\frac{L_s}{2}\right)}{L} = \frac{8,23 \cdot 2,73 \cdot \left(\frac{2,73}{2}\right)}{2,99} = 10,26 \text{ kN/m} \quad (70)$$

$$R_{k,A}^q = V_{k,A}^q = \frac{q_k L_s \left(\frac{L_s}{2}\right)}{L} = \frac{3,00 \cdot 2,73 \cdot \left(\frac{2,73}{2}\right)}{2,99} = 3,73 \text{ kN/m} \quad (71)$$

$$R_{k,B}^g = V_{k,B}^g = \frac{g_k L_s \left(\frac{L_s}{2} + \frac{b_{p1}}{3}\right)}{L} = \frac{8,23 \cdot 2,73 \cdot \left(\frac{2,73}{2} + \frac{0,78}{3}\right)}{2,99} = 12,21 \text{ kN/m} \quad (72)$$

$$R_{k,B}^q = V_{k,B}^q = \frac{q_k L_s \left(\frac{L_s}{2} + \frac{b_{p1}}{3} \right)}{L} = \frac{3,00 \cdot 2,73 \cdot \left(\frac{2,73}{2} + \frac{0,78}{3} \right)}{2,99} = 4,45 \text{ kN/m} \quad (73)$$

Razmotrimo sada opterećenje od podesta, proračunsku duljinu podesta izračunat ćemo na sljedeći način:

$$L_p = L + 2 \frac{1}{2} h = 250 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 15 = 265 \text{ cm} \quad (74)$$

gdje je L duljina podesta u smjeru nosivosti, a h debljina ploče. Karakteristične vrijednosti reakcija i poprečnih sila nad ležajem od podesta razdvojiti ćemo na dva dijela. Jedan dio predstavlja reakciju, odnosno porečnu silu od samog podesta:

$$R_{k,P1}^g = V_{k,P1}^g = \frac{g_k L_p}{2} = \frac{5,36 \cdot 2,65}{2} = 7,10 \text{ kN/m} \quad (75)$$

$$R_{k,P1}^q = V_{k,P1}^q = \frac{q_k L_p}{2} = \frac{3,00 \cdot 2,65}{2} = 3,98 \text{ kN/m} \quad (76)$$

Drugi dio predstavlja reakciju, odnosno poprečnu silu od kraka stubišta i taj dio djeluje samo na duljini proširenog ležaja koja iznosi $b_{p1}/3$:

$$R_{k,P2}^g = V_{k,P2}^g = \frac{R_{k,A}^g L_p}{2 \frac{b_{p1}}{3}} = \frac{10,26 \cdot 2,65}{2 \cdot \frac{0,78}{3}} = 52,29 \text{ kN/m} \quad (75)$$

$$R_{k,P2}^q = V_{k,P2}^q = \frac{R_{k,A}^q L_p}{2 \frac{b_{p1}}{3}} = \frac{3,73 \cdot 2,65}{2 \cdot \frac{0,78}{3}} = 19,01 \text{ kN/m} \quad (76)$$

Dakle, linijsko opterećenje koje ćemo postaviti na rub ploče ima vrijednost stalnog djelovanja $V_{k,B}^g = 12,21 \text{ kN/m}$ te korisnog djelovanja $V_{k,B}^q = 4,45 \text{ kN/m}$. Linijsko opterećenje koje ćemo postaviti na punu dužinu podesta ima vrijednost stalnog djelovanja $V_{k,P1}^g = 7,10 \text{ kN/m}$ te korisnog djelovanja $V_{k,P1}^q = 3,98 \text{ kN/m}$, dok na prošireni ležaj stubišta postavljamo vrijednosti stalnog djelovanja $V_{k,P2}^g = 52,29 \text{ kN/m}$ te korisnog djelovanja $V_{k,P2}^q = 19,01 \text{ kN/m}$.

3.2.1.4. PRORAČUN KROVIŠTA

Kao i za stubište, stalno djelovanje konstrukcije krovništva postaviti ćemo u modelu kao linijsko opterećenje na zidove. S obzirom da se iz nacrtu ne može jasno zaključiti koji su slojevi drvene konstrukcije krovništva, karakteristične vrijednosti stalnog djelovanja zadat ćemo sukladno primjeru iz priručnika Riješeni primjeri iz drvenih konstrukcija [12] koji se oslanja na smjernice iz norme HRN EN 1995-1 [13]. Nagib krova prema nacrtima iznosi $\alpha = 35^\circ$.

Tablica 7 Prikaz stalnog opterećenja krovne konstrukcije

Pokrov – čelični valoviti lim			0,20 kN/m ²
Izolacija – mineralna vuna	$d_i \gamma_i / \cos \alpha$	$(0,20 \cdot 1,00) / \cos 35^\circ$	0,244 kN/m ²
Vlastita težina podrožnice	$(A \gamma_k) / (e \cos \alpha)$	$\frac{(0,0432 \cdot 4,00)}{(1,20 \cdot \cos 35^\circ)}$	0,175 kN/m ²
Podgled	$d_p \gamma_p / \cos \alpha$	$(0,025 \cdot 3,50) / \cos 35^\circ$	0,11 kN/m ²
Ostalo			0,01 kN/m ²
Ukupno stalno		$g_k =$	0,739 kN/m ²

Objašnjenje znakova iz *Tablice 7* :

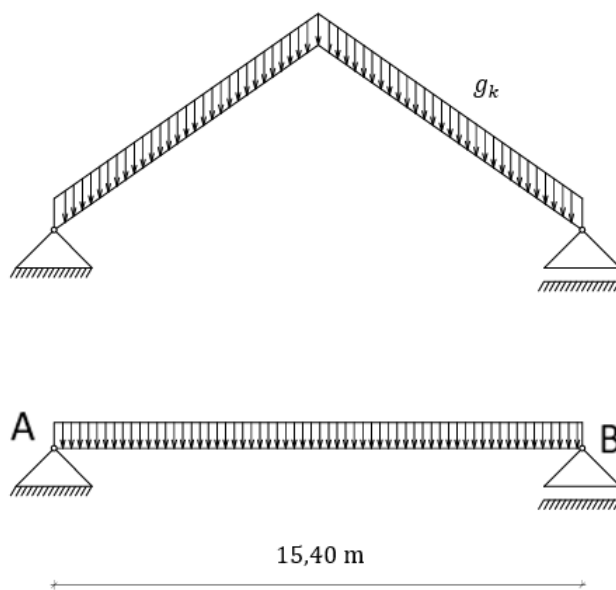
d – debljine slojeva

γ – jedinične težine materijala

A – površina poprečnog presjeka podrožnice, $A = 0,18 \cdot 0,24 = 0,0432 \text{ m}^2$

e – širina koju nosi podrožnica

Prikazat ćemo sada shemu opterećenja krovišta.



Slika 25 Statička shema opterećenja krovišta

Karakteristične vrijednosti reakcija i poprečnih sila nad ležajevima od krovne konstrukcije:

$$R_{k,A}^g = V_{k,A}^g = R_{k,B}^g = V_{k,B}^g = \frac{g_k L}{2} = \frac{0,739 \cdot 15,40}{2} = 5,69 \text{ kN/m} \quad (77)$$

Dakle, linijsko opterećenje koje ćemo postaviti na zidove sa sjeverne i južne strane zgrade iznosi 5,69 kN/m.

3.2.2. DINAMIČKI PRORAČUN

Opterećenja na konstrukciju uslijed djelovanja potresa uzeta su u obzir prema smjernicama norme HRN EN 1998-1 [6]. Iz Karte potresnih područja Republike Hrvatske [14] iščitali smo podatke o iznosu horizontalnih vršnih ubrzanja tla tipa A a_{gR} za povratna razdoblja od $T_p = 95$ godina te $T_p = 475$ godina izražene u jedinicama gravitacijskog ubrzanja g .



Slika 26 Vrijednosti horizontalnih vršnih ubrzanja tla za povratne periode 95, 225 te 475 godina (Izvor[14])

$$T_p = 95 \rightarrow a_{gR} = 0,131 g$$

$$T_p = 475 \rightarrow a_{gR} = 0,257 g$$

Te vrijednosti potrebne su nam za definiranje seizmičkog spektra odziva – projektnog i elastičnog. Povratno razdoblje $T_p = 95$ godina mjerodavno nam je za temeljni zahtjev ograničenog oštećenja, dok je povratno razdoblje $T_p = 475$ godina mjerodavno za slučaj zahtjeva značajnog oštećenja. S obzirom da je riječ o zgradi razreda važnosi II, faktor važnosti poprima vrijednost $\gamma_I = 1,0$. Duktilnost zgrade okarakterizirat ćemo razredom umjerene duktilnosti DCM.

U poglavlju 3.4. objasnili smo značaj faktora ponašanja q , a ovdje ćemo prema smjernicama norme HRN EN 1998-1 [6] odrediti njegovu vrijednost za analiziranu zgradu. Za armiranobetonsku zgradu vrijednost faktora ponašanja određuje se izrazom

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (71)$$

gdje q_0 predstavlja osnovnu vrijednost faktora ponašanja ovisnu o tipu konstrukcijskog sustava i njegovoj pravilnosti po visini, a k_w predstavlja faktor kojim se u obzir uzima prevladavajući oblik sloma konstrukcijskih sustava sa zidovima. Vrijednost faktora q_0 za sustav povezanih zidova i razred duktilnosti DCM iznosi

$$q_0 = 3,0 \frac{\alpha_u}{\alpha_i} \quad (72)$$

gdje α_u predstavlja vrijednost kojom se množi horizontalno potresno proračunsko djelovanje kako bi se u određenom broju presjeka, dovoljnom za razvoj ukupne nestabilnosti konstrukcije, razvili plastični zglobovi, pri čemu sva ostala proračunska djelovanja ostaju stalna. Ovaj faktor može se dobiti iz nelinearnog statičkog proračuna postupnim guranjem. Faktor α_i predstavlja vrijednost kojom se množi horizontalno potresno proračunsko djelovanje kako vi se prvo postigla otpornost na savijanje u bilo kojem elementu konstrukcije dok sva druga proračunska djelovanja ostaju stalna. Za zidne sustave sa najviše dva nepovezana zida u svakom horizontalnom smjeru, kao što je naš sustav, omjer ta dva faktora $\alpha_u/\alpha_i = 1,0$. Dakle faktor q_0 poprima vrijednost 3,0. Nadalje, vrijednost faktora k_w za zidne sustave mora biti u rasponu vrijednosti

$$0,5 \leq \frac{1 + \alpha_0}{3} \leq 1,0 \quad (73)$$

Gdje je α_0 prevladavajući geometrijski omjer zidova konstrukcijskog sustava i određuje se kao

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (74)$$

Ovdje h_{wi} predstavlja visinu zida i , a l_{wi} predstavlja duljinu presjeka zida i između otvora. Te vrijednosti izvući ćemo iz modela pomoću geometrije *Pier* elemenata za dva glavna smijera. Za smjer x taj geometrijski omjer poprima vrijednost

$$\alpha_0 = \frac{155,525}{224,246} = 0,693 \quad (75)$$

Za y smjer taj omjer poprima vrijednost

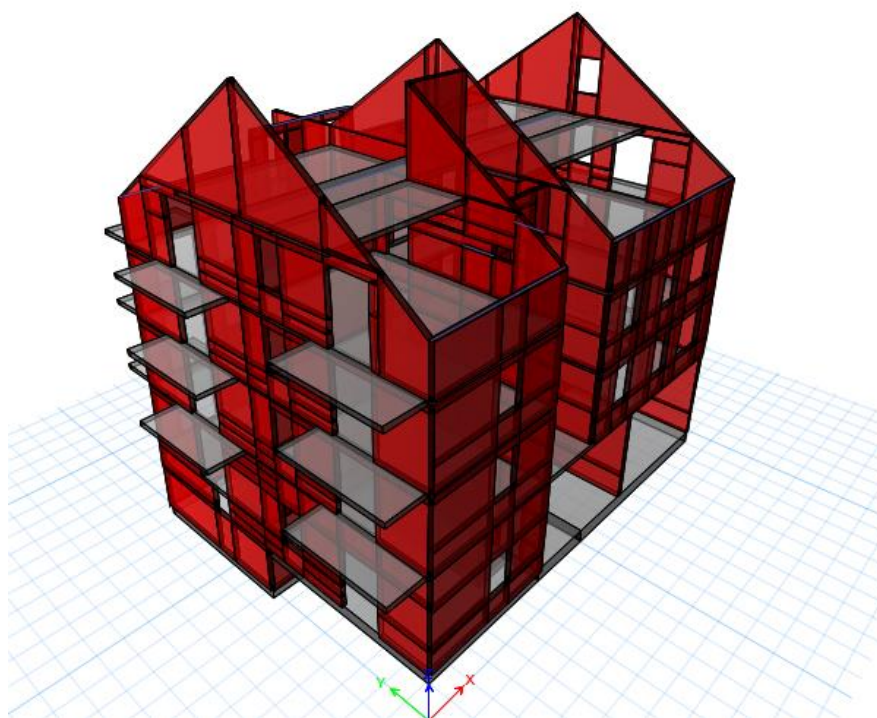
$$\alpha_0 = \frac{186,77}{195,3} = 0,956 \quad (76)$$

Prema tome vrijednost faktora k_w za x smjer jednaka $k_w = 0,564$, a za y smjer $k_w = 0,646$. Da bismo bili na strani sigurnosti, iskoristit ćemo faktor $k_w = 0,652$, te u konačnici faktor ponašanja poprima vrijednost $q = 1,956$, no zbog urednosti proračuna zaokružiti ćemo ga na $q = 2,0$.

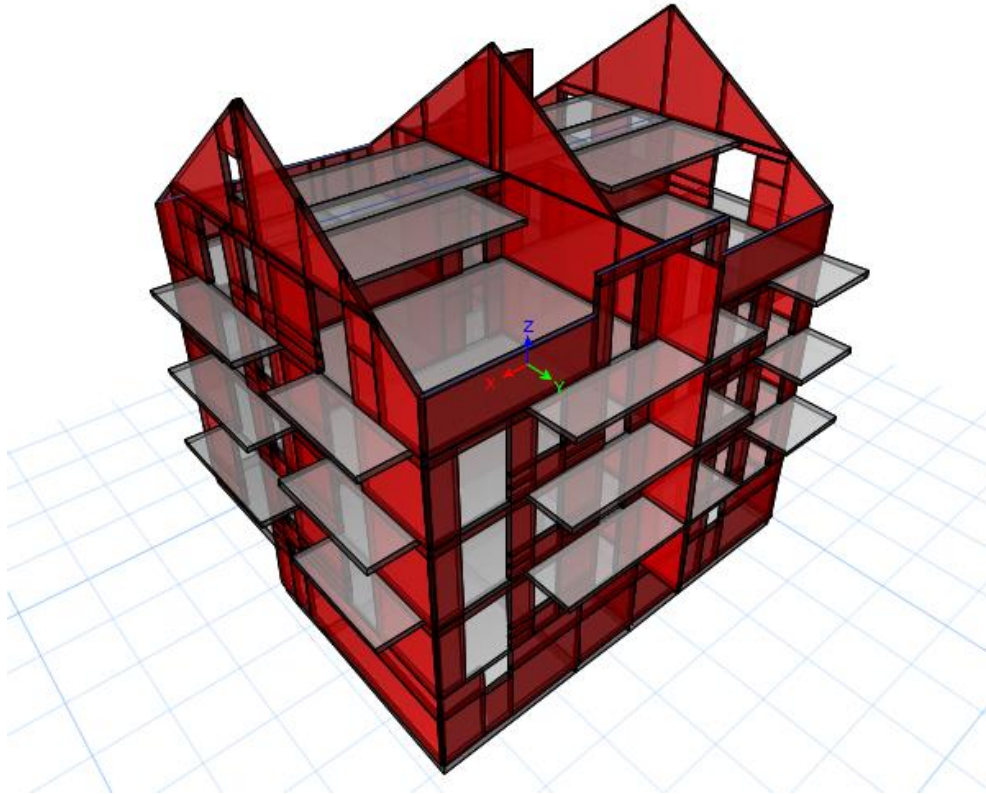
$$q = q_0 k_w = 3,0 \times 0,652 = 1,956 \geq 1,5 \quad (77)$$

3.3. NUMERIČKI MODEL GRAĐEVINE

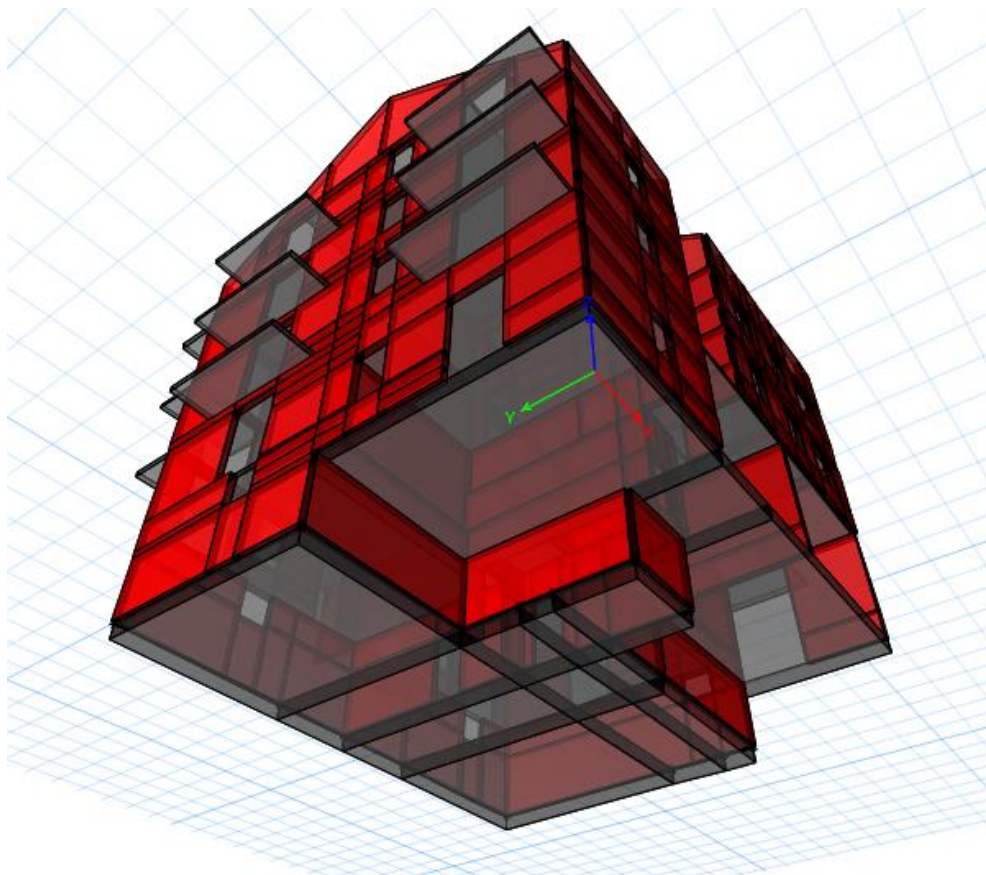
Numerički model sukladno nacrtnoj i tlocrtnoj dispoziciji izrađen je u programskom paketu ETABS. Zidni elementi određeni su kao *Shell-Thin* debljine 20 cm te klase betona C30/37. Temeljne ploče određene su kao *Shell-Thick* debljine 50 cm dok su ostale ploče određene kao *Shell-Thin* debljine 20 cm, obje vrste su klase betona C30/37. Osim navedenih elemenata definiran je i linijski element grede koja se nalazi ispod ploče galerije, poprečnog presjeka 20/45 cm, klase betona C30/37. Također, za potrebe nanošenja linijskog opterećenja na ploče i zidove, od stubišta i krovlišta, definiran je linijski element neaktivan što se tiče krutosti koji služi isključivo za postavljanje opterećenja. S obzirom da se temeljna konstrukcija izvodi kao temeljna ploča debljine 50 cm, u modelu je izvedena podloga koja simulira interakciju temelja s tlom. Takvu podlogu često nazivamo Winklerovom podlogom i ona je modelirana kao niz nezavisnih opruga koje nose vertikalna opterećenja i pružaju otpor proporcionalan slijeganju. Uz pretpostavku da je tlo razreda C, krutost opruga postavljena je na vrijednost $k = 20000 \text{ kN/m}^2$. Horizontalni pomaci su spriječeni na razini podruma nepomičnim ležajevima, dok su na razini prizemlja na pozicijama ispod kojih se ne nalazi podrum u horizontalnom smjeru postavljeni elastični oslonci visoke krutosti kako bi se izbjeglo potpuno ograničavanje pomaka. Na zidne elemente potkrovlja i galerije, za razliku od ostalih elemenata, postavljen je tek grubi *Mesh* kako lokalni pomaci elemenata te razine ne bi značajnije utjecali na spektralnu analizu modela. Na sljedećim slikama vidljiv je trodimenzionalni prikaz modela.



Slika 27 Trodimenzionalni prikaz nosivih elemenata konstrukcije (pogled 1)



Slika 28 Trodimenzionalni prikaz nosivih elemenata konstrukcije (pogled 2)



Slika 29 Trodimenzionalni prikaz nosivih elemenata konstrukcije (pogled 3)

3.3.1. PRIKAZ DJELOVANJA U MODELU

Sada možemo prikazati kako izgleda tlocrtni raspored djelovanja koja smo odredili u poglavlju 4.2.



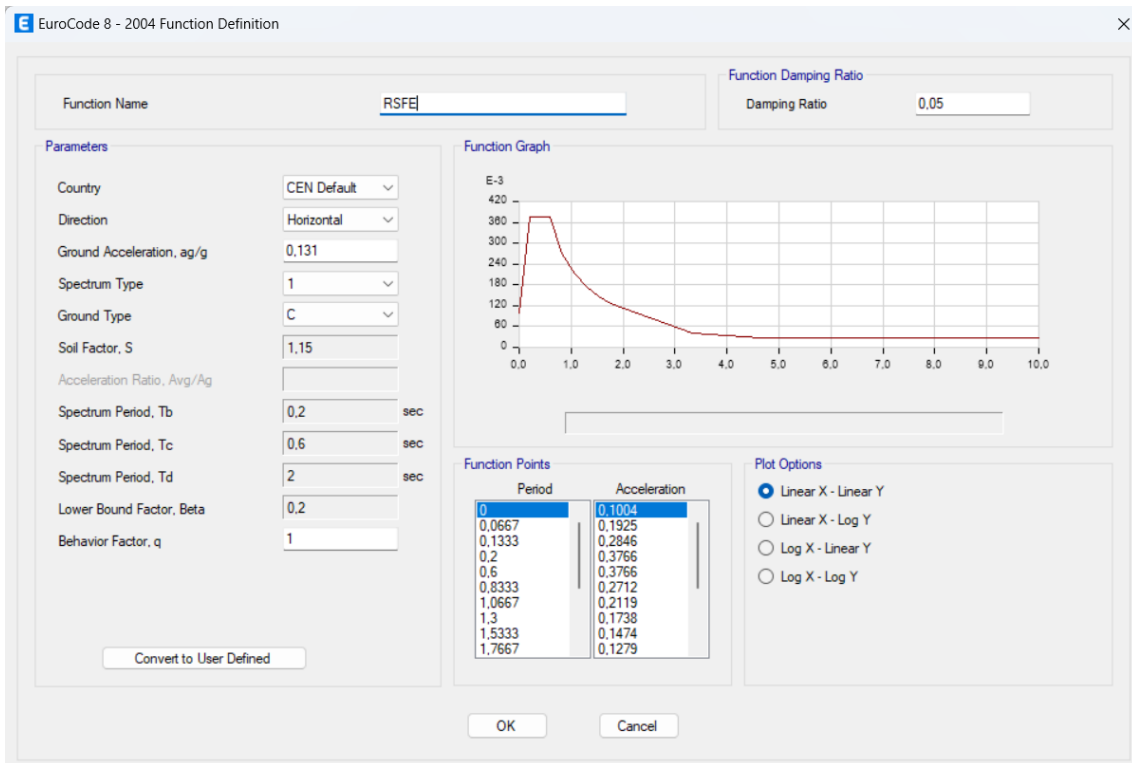
Slika 30 Prikaz dodatnog stalnog djelovanja na ploče redom od podruma do galerije



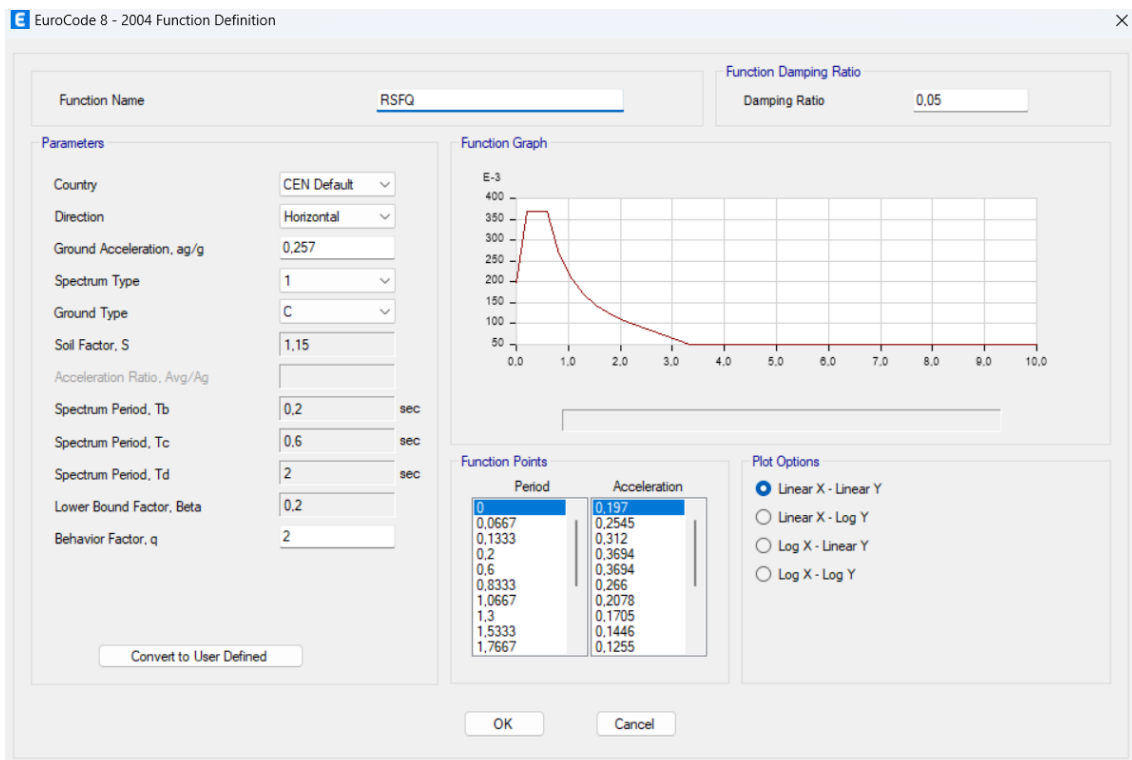
Slika 31 Prikaz korisnog djelovanja na ploče redom od podruma do galerije

Naveli smo već pretpostavku da je tlo tipa C, a u prethodnom poglavlju očitali smo vrijednosti vršnih ubrzanja tla a_{gR} te odredili faktor ponašanja za analiziranu zgradu. On iznosi $q = 2,0$, a njegova vrijednost potrebna nam je za definiranje spektra odziva. Definirat ćemo

dvije funkcije spektra odziva, jednu pod nazivom *RSFE* za $T_p = 95$ godina i $a_{gR} = 0,131g$ koja predstavlja elastični spektar odziva te drugu pod nazivom *RSFQ* za $T_p = 475$ godina i $a_{gR} = 0,257g$ koja predstavlja proračunski spektar odziva.



Slika 32 Funkcija spektra odziva za povratni period 95 godina – PRORAČUNSKI SPEKTAR



Slika 33 Funkcija spektra odziva za povratni period 475 godina – ELASTIČNI SPEKTAR

Promotrimo još slučajeve opterećenja te kombinacije opterećenja.

Tablica 8 Prikaz slučajeve djelovanja u modelu

Name	Type
VT	Linear Static
Q	Linear Static
Modal	Modal - Eigen
G	Linear Static
PTRX	Linear Static
PTRY	Linear Static
SPEKTAR_Q	Response Spectrum
SPEKTAR_E	Response Spectrum

Tablica 9 Prikaz kombinacija djelovanja u modelu

GSN	Linear Add	No	VT	1,35
GSN			G	1,35
GSN			Q	1,5
GSU	Linear Add	No	VT	1
GSU			Q	1
GSU			G	1
MASA	Linear Add	No	VT	1
MASA			G	1
MASA			Q	0,3
PTRRSE	Linear Add	No	VT	1
PTRRSE			G	1
PTRRSE			Q	0,15
PTRRSE			SPEKTAR_E	1
PTRRSQ	Linear Add	No	G	1
PTRRSQ			VT	1
PTRRSQ			Q	0,15
PTRRSQ			SPEKTAR_Q	1
PTRS_X	Linear Add	No	VT	1
PTRS_X			G	1
PTRS_X			Q	0,15
PTRS_X			PTRX	1
PTRS_X			PTRY	0,3
PTRS_Y	Linear Add	No	VT	1
PTRS_Y			G	1
PTRS_Y			Q	0,15
PTRS_Y			PTRY	1
PTRS_Y			PTRS_X	0,3

3.4. PREGLED REZULTATA

U ovom poglavlju prikazat ćemo te interpretirati rezultate dobivene iz numeričkog modela konstrukcije. Fokusirat ćemo se na ključne aspekte ponašanja konstrukcije, uključujući deformacije, naprezanja te dobivene sile. Razmotrit ćemo horizontalne pomake katova, raspodjelu sila u zidovima te provesti provjeru zadovoljenja propisanih projektnih kriterija.

3.4.1. MODALNA ANALIZA

U okviru višemodalne analize, razmatrano je ukupno 25 modalnih oblika kako bi se osigurala ukupna aktivacija mase u svim smjerovima, s minimalnim pragom od 90%. Prema podacima iz *Tablice 11* prvi modalni oblik aktivira 76% mase u y smjeru, dok drugi modalni oblik aktivira 69% mase u x smjeru. Na temelju tih rezultata, prvi i drugi modalni oblik mogu se okarakterizirati kao prevladavajuće translatorni u dva glavna smjera. U osmom modalnom obliku aktivira se 75% mase rotacijski oko osi z stoga taj modalni oblik možemo okarakterizirati kao rotacijski oko osi z.

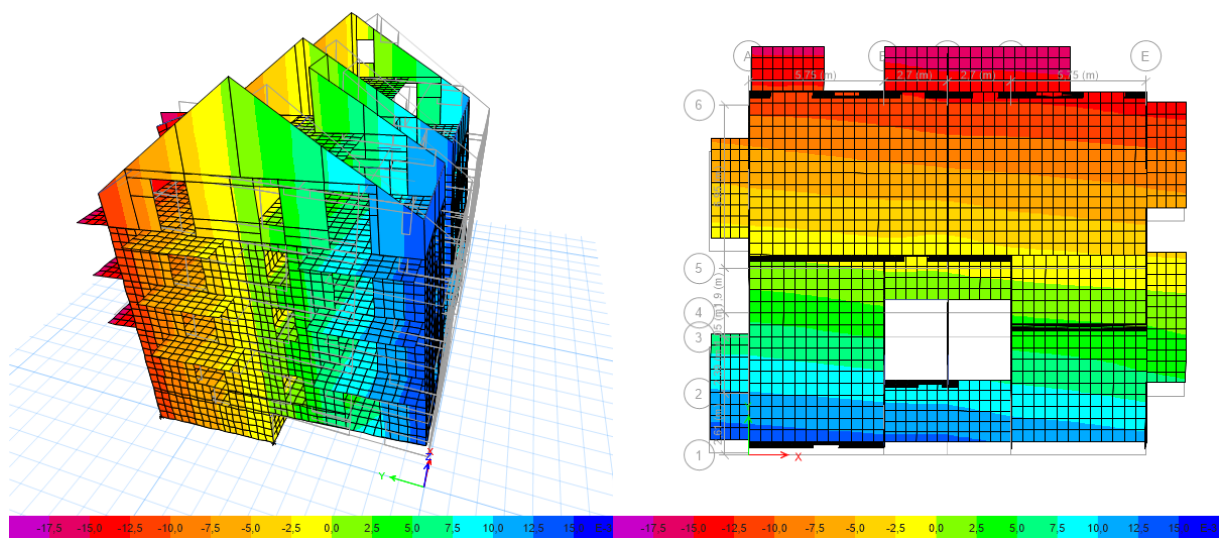
Tablica 10 Prikaz rezultata modalne analize sa sudjelujućim udjelima masa

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,356	0,0065	0,7636	0	0,0065	0,7636	0	0,4612	0,0042	2,098E-05	0,4612	0,0042	2,098E-05
2	0,343	0,6818	0,0069	0	0,6883	0,7704	0	0,0043	0,4605	1,794E-05	0,4655	0,4648	3,893E-05
3	0,284	0,002	0	0	0,6903	0,7704	0	0	0,0003	0	0,4655	0,4651	3,912E-05
4	0,276	0,0818	1,408E-05	0	0,7721	0,7705	0	1,191E-05	0,0091	1,832E-05	0,4656	0,4742	0,0001
5	0,174	0,0001	0	0	0,7722	0,7705	0	0	3,115E-05	0,0024	0,4656	0,4743	0,0025
6	0,156	0	0,0024	0	0,7722	0,7729	0	0,0008	0	1,465E-05	0,4664	0,4743	0,0025
7	0,143	0,0074	7,663E-06	0	0,7795	0,7729	0	9,015E-07	0,0063	0,0014	0,4664	0,4805	0,0039
8	0,128	0,0015	0,0001	0	0,781	0,773	0	0,0001	0,0001	0,7525	0,4665	0,4807	0,7564
9	0,101	2,109E-05	2,514E-06	0	0,781	0,773	0	2,889E-06	8,779E-06	0,0042	0,4665	0,4807	0,7606
10	0,078	0,0008	0	0	0,7819	0,773	0	6,209E-07	0,0016	0,0011	0,4665	0,4823	0,7617
11	0,078	1,596E-06	0	0	0,7819	0,773	0	0	0	0,0002	0,4665	0,4823	0,7619
12	0,077	0,0031	1,792E-06	0	0,785	0,773	0	6,476E-06	0,0056	0,0049	0,4665	0,4879	0,7667
13	0,073	1,912E-06	1,656E-06	0	0,785	0,773	0	2,984E-06	4,265E-06	0,0003	0,4665	0,4879	0,767
14	0,072	0,0021	8,185E-07	0	0,7871	0,773	0	8,942E-07	0,0043	0,0021	0,4665	0,4922	0,7692
15	0,054	0,001	0	0	0,7881	0,773	0	0	0,0025	0,0013	0,4665	0,4947	0,7704
16	0,046	0,0618	0,0305	0	0,8499	0,8035	0	0,0716	0,1528	0,0004	0,538	0,6475	0,7709
17	0,044	0,0074	0,1412	0	0,8573	0,9447	0	0,3318	0,0195	0,0015	0,8698	0,667	0,7724
18	0,044	0,0359	0,0009	0	0,8931	0,9456	0	0,002	0,0865	0,0006	0,8718	0,7535	0,7729
19	0,041	0,01	0,0035	0	0,9031	0,949	0	0,0087	0,0253	0,0711	0,8805	0,7788	0,8441
20	0,04	0,0217	1,105E-06	0	0,9248	0,949	0	1,19E-05	0,0512	0,0588	0,8805	0,83	0,9029
21	0,037	2,05E-05	4,85E-05	0	0,9249	0,9491	0	0,0001	0,0001	0	0,8806	0,8301	0,9029
22	0,036	0	0,0001	0	0,9249	0,9492	0	0,0002	0	0	0,8808	0,8301	0,9029
23	0,035	4,082E-06	0,0003	0	0,9249	0,9495	0	0,0008	9,917E-06	0	0,8816	0,8301	0,9029
24	0,029	0,0155	0,0002	0	0,9403	0,9497	0	0,0003	0,0328	0,0066	0,8819	0,8629	0,9095
25	0,028	0,0051	0,0003	0	0,9454	0,95	0	0,0009	0,0099	0,0022	0,8828	0,8727	0,9117

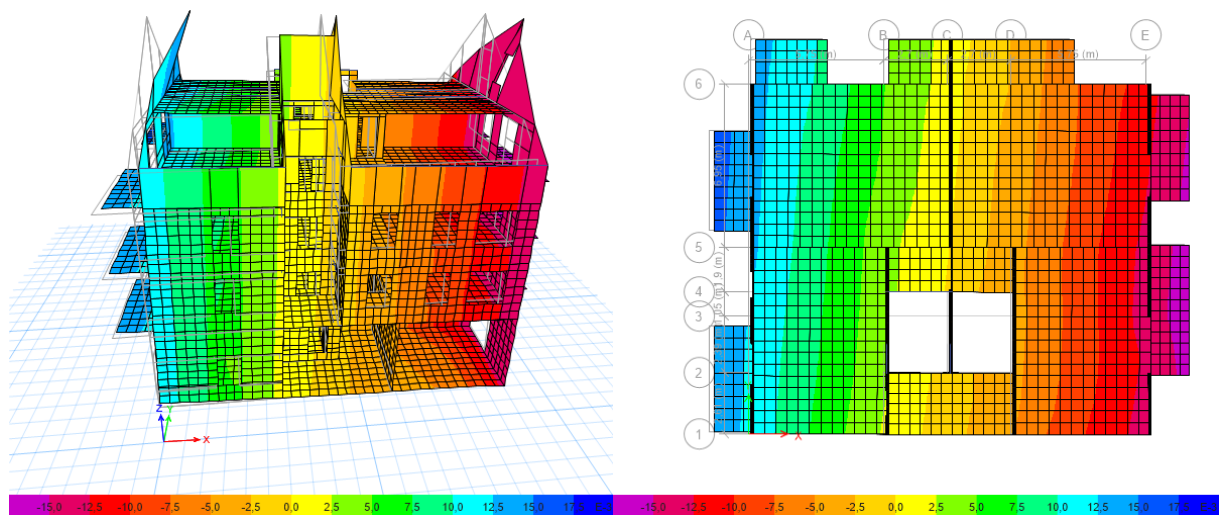
Za procjenu osnovnog perioda vibracije T_1 koristit ćemo formulu sukladno nacionalnoj bilježici prema normi HRN EN 1998-1 [6] koja glasi

$$T_1 = 0,016 H \quad (81)$$

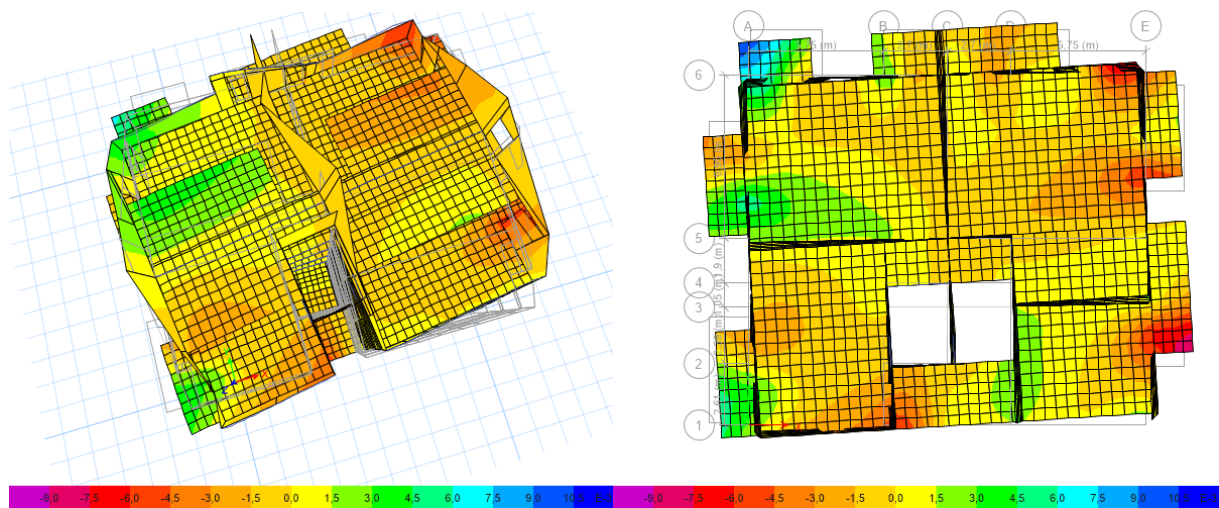
gdje H predstavlja ukupnu visinu zgrade u metrima od temelja do sljemena. U analiziranom slučaju ukupna visina konstrukcije poprima vrijednost $H = 19,97 \text{ m}$ što dovodi do procjene osnovnog perioda vibracija u vrijednosti $T_1 = 0,320 \text{ s}$. Uočavamo kako u rezultatima modalne analize numeričkog modela vrijednost osnovni period iznosi $T_1 = 0,356 \text{ s}$, što je približno jednako procjenjenoj vrijednosti. Nadalje, prikazat ćemo pomake modela u ovim bitnim modalnim oblicima kako bismo vizualizirali dinamičko ponašanje konstrukcije.



Slika 34 Grafički prikaz prvog vlastitog vektora ($T=0,356 \text{ s}$, translacija u smjeru osi y)



Slika 35 Grafički prikaz drugog vlastitog vektora ($T=0,343 \text{ s}$, translacija u smjeru osi x)



Slika 36 Grafički prikaz trećeg vlastitog vektora ($T=0,128$ s, rotacija oko osi z)

3.4.2. POMACI I DEFORMACIJE

Za promatrane slučajeve i kombinacije djelovanja, kao što su prikazani u *Tablici 8* i *Tablici 9*, konstruirat ćemo tablicu najvećih apsolutnih pomaka u tri glavna smjera.

Tablica 11 Najveći apsolutni pomaci u tri glavna smjera za sve slučajeve opterećenja i kombinacija opterećenja

	U_x [mm]	U_y [mm]	U_z [mm]
Slučajevi djelovanja			
VT	0,699	1,987	-6,700
G	0,983	2,415	-9,412
Q	0,358	0,737	-1,763
MODAL	0,422	-0,316	-0,018
PTRSX	65,154	17,868	-33,657
PTRSY	21,616	51,194	-39,598
SPEKTAR_E	57,144	21,381	11,868
SPEKTAR_Q	56,054	20,982	11,642
Kombinacije djelovanja			
GSN	2,808	7,012	-24,368
GSU	2,040	5,115	-17,857
MASA	1,790	4,631	-16,635
PTRRSQ	-54,606	25,150	-23,240
PTRRSE	-55,667	25,552	-23,466

Prikazat ćemo postupak za proračun međukatnih pomaka s ograničenjem štete sukladno priručniku za projektiranje betonskih zgrada [9] prema normi HRN EN 1998-1 [6]. U

svrhu tog proračuna promotrit ćemo najveće elastične pomake u smjeru x i y za slučaj djelovanja elastičnog spektra odgovora d_e te ih uvećati za vrijednost faktora ponašanja q kako bismo dobili procjenu nelinearnih katnih pomaka pod djelovanjem projektnog spektra d_r .

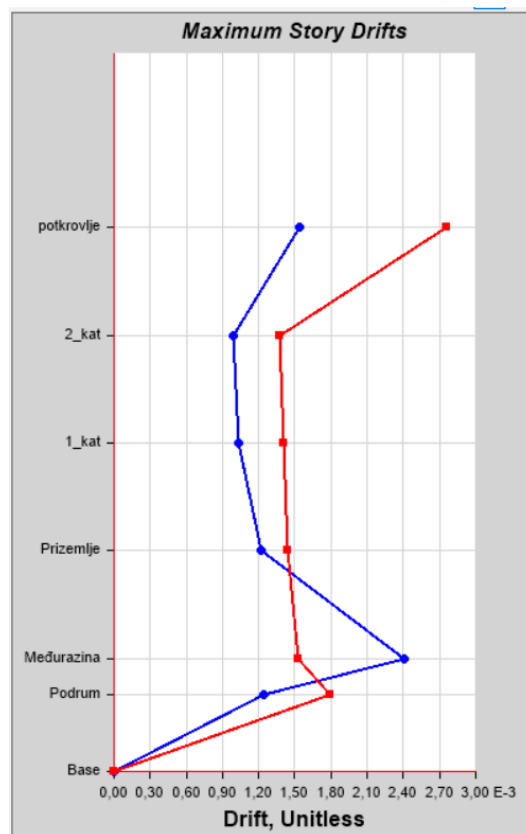
$$d_r = qd_e \quad (78)$$

Nadalje je potrebno prema normi analizirati uvjet ograničenja međukatnog pomaka. S obzirom da nam nije poznata priroda nekonstrukcijskih elemenata, uzet ćemo najstroži uvjet koji glasi:

$$d_r v \leq 0,005h \quad (79)$$

gdje uz već definirani d_r , vrijednost v predstavlja faktor smanjena kojim se uzima u obzir najkraće povratno razdoblje potresnog djelovanja vezano za zahtjev ograničenog oštećenja, dok je h visina kata. Za zgrade razreda važnosti II vrijednost tog faktora poprima $v = 0,5$. S obzirom da je iz programskog paketa najlakše iščitati vrijednosti međukatnih pomaka koje su već podijeljene s visinom kata, prethodni ćemo uvjet prilagoditi na sljedeći način

$$q \frac{d_e}{h} v \leq 0,005 \quad (80)$$

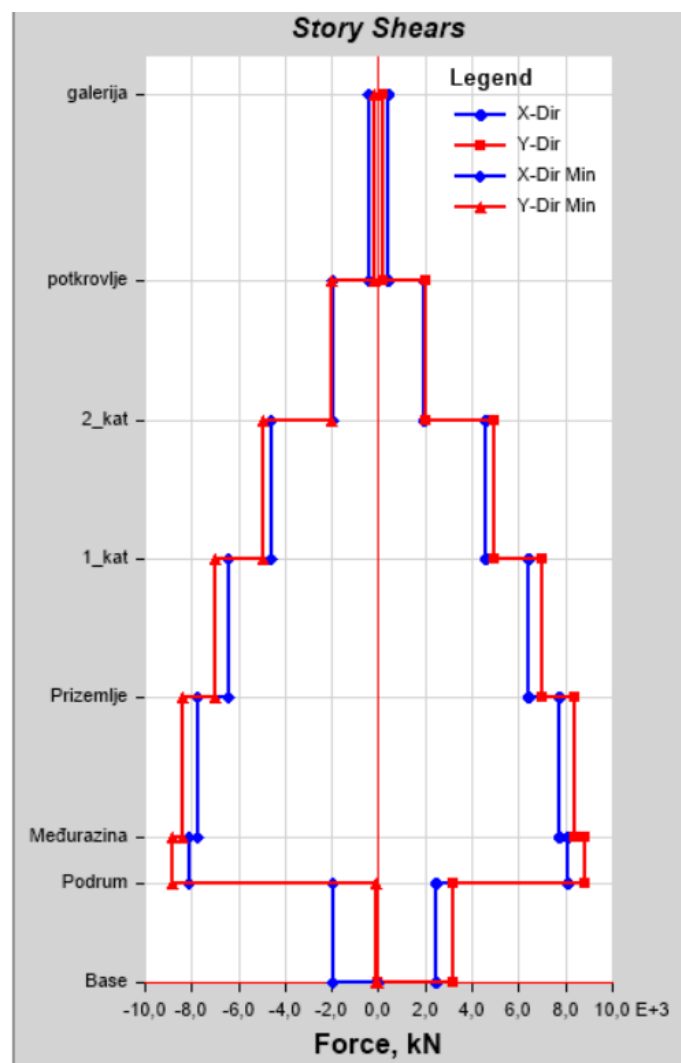


Slika 37 Maksimalni međukatni elastični pomak pojedinog kata

S obzirom da nam je vrijednost faktora ponašanja $q = 2,0$, a vrijednost faktora $v = 0,5$ umnožak tih dviju vrijednosti daje 1,0 te je iz Slike 37 odmah vidljivo kako je za najveće međukatne elastične pomake pojedinog kata zgrade d_e/h ovaj uvjet zadovoljen.

3.4.3. KATNE POPREČNE SILE

U nastavku pregleda rezultata *Slikom 38* predstavljena je razdioba poprečne sile po katovima zgrade zbog djelovanja potresa povratnog perioda od 475 godina, odnosno promatramo kombinaciju djelovanja PTRRSQ za projektni spektar. Iščitavamo kako najveća vrijednost poprečne sile u razini temelja u smjeru osi y iznosi $F_y = 8793,73 \text{ kN}$ dok u smjeru osi x ta sila poprima vrijednost $F_x = 8071,96 \text{ kN}$. Izražen pad poprečne sile na dijagramu javlja se zato što se zgrada temelji na dvije razine te se veliki dio poprečne sile preuzima gornjom temeljnom pločom, odnosno u razini poda *Prizemlja*.



Slika 38 Katne poprečne sile u smjerovima x i y

Odredit će se koeficijent poprečne sile (eng. *Base Shear*) za svaki od smjerova koji se određuje u odnosu sa težinom konstrukcije koja iznosi $W = 36050,12 \text{ kN}$.

$$B.S._x = \frac{8071,96}{36050,12} = 22.4 \% \quad (82)$$

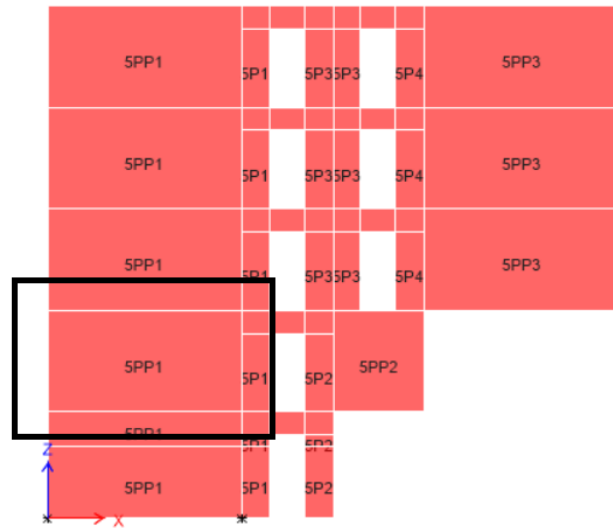
$$B.S._y = \frac{8793,73}{36050,12} = 24.4 \% \quad (83)$$

Popratno ćemo navesti površine zidova po katovima te ih usporediti sa sveukupnim površinama katova u postotnom obliku u *Tablici 12* izuzevši galeriju s obzirom da su na tom katu prisutni samo zabatni zidovi koje nismo deklarirali kao *Pier* elemente, odnosno na tom katu izostaju vertikalni nosivi zidni elementi.

Tablica 12 Pregled površina zidova u odnosu na ukupne površine katova

	Površina kata	Površina zidova u smjeru x		Površina zidova u smjeru y	
	[m ²]	[m ²]	[%]	[m ²]	[%]
Podrum	162,68	6,64	4,01	6,28	3,86
Međurazina	258,21	6,91	2,68	6,65	2,58
Prizemlje	258,21	6,30	2,44	9,04	3,50
Prvi kat	258,21	7,49	2,90	8,44	3,27
Drugi kat	258,21	7,49	2,90	8,44	3,27
Potkrovlje	258,21	6,23	2,41	6,00	2,32

3.4.4. DIMENZIONIRANJE ZIDA U OSI 5



Slika 39 Odabrani zid

Promotrit ćemo zid u osi 5 sa *Pier* oznakom 5PP1. Postupak dimenzioniranja zida sukladan je postupku iz *Skripte iz kolegija: Visoke građevine* [15] te prati smjernice iz normi [6] i [11]. Taj postupak započet ćemo dimenzioniranjem vertikalne armature za normalne učinke, odnosno za uzdužnu silu i momente koji su rezultat djelovanja proračunskog spektra odziva kojeg smo prethodno definirali. Definirat ćemo prvenstveno karakteristike materijala, tako ćemo vrijednost proračunske tlačne čvrstoće f_{cd} betona klase C30/37 odrediti pomoću izraza

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{30}{1,5} = 20 \text{ N/mm}^2 \quad (84)$$

gdje α_{cc} predstavlja koeficijent kojim se uzima u obzir utjecaj dugotrajnog opterećenja na tlačnu čvrstoću betona i ostali nepovoljni učinci, f_{ck} predstavlja karakterističnu čvrstoću betona, a γ_c parcijalni faktor za beton. Proračunsku granicu popuštanja čelika za armiranje f_{yd} B500B odredit ćemo pomoću izraza

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_k} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ N/mm}^2 \quad (85)$$

U ovom izrazu f_{yk} predstavlja proračunsku granicu popuštanja čelika za armiranje, a γ_s parcijalni faktor za čelik. Definirat ćemo nadalje geometrijske karakteristike zida poput duljine zida l_w , debljine zida b_w , visine zida h_w te statičke visine zida d :

$$l_w = 575 \text{ cm} \quad (86)$$

$$b_w = 20 \text{ cm} \quad (87)$$

$$h_w = 1515 \text{ cm} \quad (88)$$

$$d = 0,9l_w = 517,5 \text{ cm} \quad (89)$$

Sukladno smjernicama norme HRN EN 1998-1 [6] provjerit ćemo razred duktilnosti kojime možemo okarakterizirati ovu zgradu, razlikujemo razred umjerene duktilnosti (DCM, eng. *Ductility Class Medium*) te razred visoke duktilnosti (DCH, eng. *Ductility Class High*). Potrebno je provjeriti sposobnost plastičnog zaokretanja mjesta na kojima će se potencijalno stvoriti plastični zglobovi u svrhu provjere ukupne duktilnosti konstrukcije. Tu sposobnost prikazujemo zakrivljenošću koja je dana izrazima:

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \text{ ako je } T_1 \geq T_C \quad (90)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1) T_C/T_1 \text{ ako je } T_1 < T_C \quad (91)$$

gdje q_0 predstavlja osnovnu vrijednost faktora ponašanja već korištenu u proračunu, T_1 osnovni period oscilacija zgrade u vertikalnoj ravnini u kojoj se događa savijanje, a T_C period na gornjoj granici konstantnog dijela spektra. U promatranom slučaju je $T_1 = 0,343$ s dok je $T_C = 0,6$ s, stoga:

$$\mu_\phi = 1 + 2 \cdot (3 - 1) \cdot 0,6/0,343 = 8,00 \quad (92)$$

Smatra se da je faktor duktilnosti najmanje jednak dobivenoj vrijednosti. Uzmemo li u obzir da je riječ o primarnim potresnim elementima, dobivenu vrijednost potrebno je pomnožiti faktorom 1,5 stoga faktor duktilnosti iznosi $\mu_\phi = 12$. Oblikovat ćemo nadalje karakteristike lokalne duktilnosti zidova počevši od visine kritičnog područja iznad podnožja zida h_{cr} koja se može odrediti na sljedeći način

$$h_{cr} = \max \left\{ \frac{l_w}{6} \right\} = \max \left\{ \frac{575 \text{ cm}}{252,5 \text{ cm}} \right\} \leq 2l_w = 1150 \text{ cm} \quad (93)$$

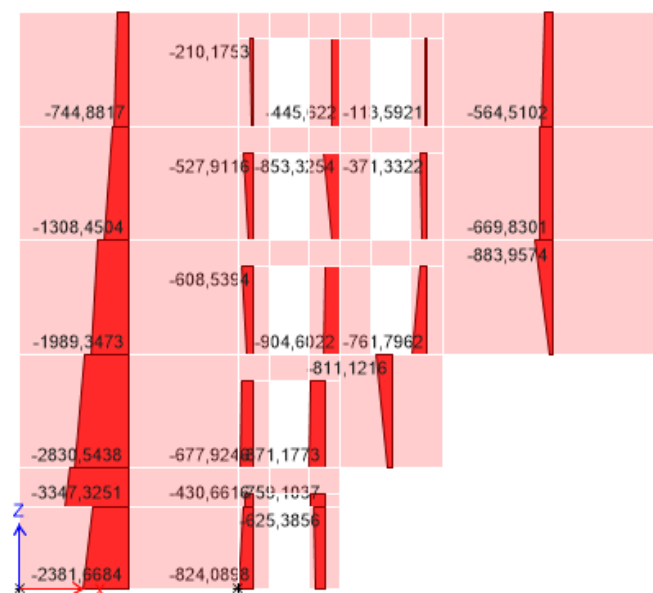
uz dodatan uvjet da ta visina kritičnog područja h_{cr} ne smije prekoračiti vrijednost svijetle visine kata h_s . Dolazimo do odabrane vrijednosti $h_{cr} = 252,5 \text{ cm}$ koja se uzima od temelja ili gornjeg ruba podrumskih katova s krutim dijafragmama i obodnim zidovima. Postavit ćemo uvjet za debljinu hrpta

$$b_{w0} \geq \max \left\{ \frac{15 \text{ cm}}{h_s/20} \right\} = \max \left\{ \frac{15 \text{ cm}}{300/20} \right\} = \max \left\{ \frac{15 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} \right\} \quad (94)$$

$$b_{w0} = 15 \text{ cm} \leq b_w = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{zadovoljeno} \quad (95)$$

Zaštitni sloj betona, s obzirom na razred izloženosti koji ćemo okarakterizirati kao XC3 (umjereno vlažna okolina), iznositi će $c = 2,5 \text{ cm}$. Sukladno toj vrijednosti te pretpostavki armature promjera $\phi 10$ dobijemo debljinu ovijene betonske jezgre

$$b_0 = b_w - 2c - \phi = 20 - 2 \cdot 2,5 - 1 = 14 \text{ cm} \quad (96)$$



Slika 40 Dijagrami uzdužnih sila

Potrebno nam je nadalje iščitati uzdužnu silu u zidu koja iznosi $N_{Ed} = -2830,54 \text{ kN}$ sukladno Slici 40 te odrediti bezdimenzijski koeficijent uzdužne sile v_{Ed} sukladno izrazu [11]:

$$v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b_w l_w f_{cd}} = \frac{2830,54}{20 \cdot 575 \cdot 2} = 0,123 < 0,40 \rightarrow \text{zadovoljava} \quad (97)$$

Postavit ćemo uvjet minimalne vertikalne armature te uvjet za razmak šipki

$$A_{sv,min} = 0,002A_c = 0,002 \cdot 575,0 \cdot 20 = 23 \text{ cm}^2 \quad (98)$$

$$s_v = \min \left\{ \begin{array}{l} 3b_w \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 60 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right\} = 40 \text{ cm} \quad (99)$$

Odabiremo armaturu u obliku mreža Q335 te s obzirom da se nalazi uz oba lica zida površina te armature iznosi

$$A_{s1,prov} = 2 \cdot 3,35 \text{ cm}^2/\text{m} = 6,70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (100)$$

Slijedi minimalni koeficijent armiranja $0,2\% \leq \rho_v \leq 4,0\%$

$$\rho_v = \frac{A_{s1,prov}}{b_w \cdot 100} = \frac{6,70}{20 \cdot 100} = 0,335\% \rightarrow \text{zadovoljeno} \quad (101)$$

Zatim je potrebno odrediti mehanički obujamski omjer zahtjevane ovijene armature ω_{wd} prema sljedećim izrazima

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi (v_{Ed} + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (102)$$

Pri čemu α predstavlja faktor djelotvornosti ovijanja, μ_ϕ kao što je već navedeno predstavlja vrijednost faktora duktilnosti zbog zakrivljenosti, v_{Ed} bezdimenzijski koeficijent uzdužne sile, ω_v mehanički omjer vertikalne armature hrpta, $\varepsilon_{sy,d}$ proračunsku vrijednost vlačne relativne

deformacije čelika pri popuštanju, b_0 širinu ovijene jezgre te b_c bruto širinu presjeka. Nepoznate veličine odredit ćemo sljedećim izrazima

$$\omega_v = \rho_v \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{0,335}{100} \cdot \frac{434,78}{20} = 0,0728 \quad (103)$$

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,78}{210000} = 0,002070 \quad (104)$$

Stoga slijedi vrijednost

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30 \cdot 12 \cdot (0,123 + 0,0728) \cdot 0,002070 \cdot \frac{20}{14} - 0,035 = 0,173 \quad (105)$$

Zatim se određuje duljina tlačnog područja, odnosno položaj neutralne nosi pomoću izraza za visinu neutralne osi x_u pri najvećoj zakrivljenosti nakon odlamanja betona izvan ovijene jezgre rubnih elemenata

$$x_u = (v_{Ed} + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_0} = (0,123 + 0,0728) \cdot \frac{575 \cdot 20}{14} = 160,83 \text{ cm} \quad (106)$$

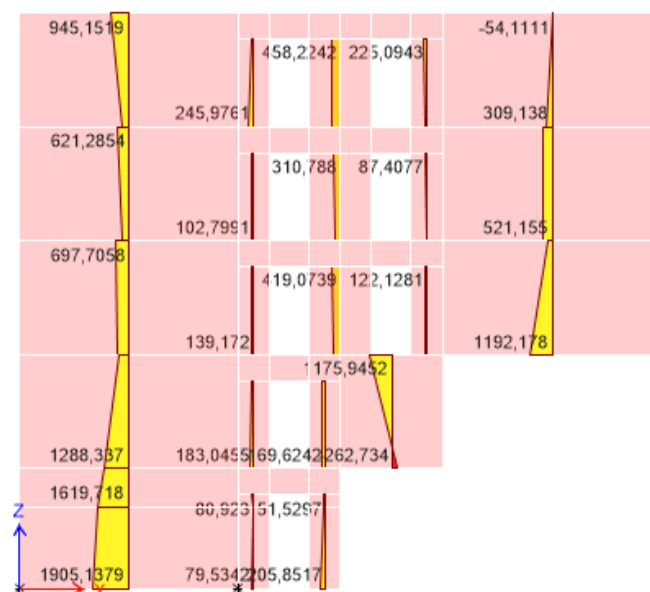
Odredit ćemo nadalje duljinu rubnih elemenata $\varepsilon_{cu2,c}$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd} = 0,0208 \quad (107)$$

pa duljina rubnog elementa slijedi iz izraza

$$l_c \geq x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}}\right) + c + \frac{\phi}{2} = 160,83 \cdot \left(1 - \frac{0,0035}{0,0208}\right) + 2,5 + \frac{1,0}{2} = 136,77 \text{ cm} \quad (108)$$

Konačna duljina rubnog elementa odredit će se dimenzioniranjem, no ne smije biti manja od dobivene vrijednosti.



Slika 41 Dijagrami momenata savijanja

U nastavku ćemo iščitati moment savijanja u zidu koja iznosi $M_{Ed} = -1288,337 \text{ kN}$ sukladno *Slici 41* te odrediti bezdimenzijski koeficijent momenta savijanja μ_{Ed} sukladno izrazu

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b_w l_w^2 f_{cd}} = \frac{1288337}{20 \cdot 575^2 \cdot 20} = 0,0097 \quad (109)$$

Za simetrično armiranje te beton klase C30/37 iščitana pomoću dijagrama interakcije iz [10] vrijednost bezdimenzijskog koeficijenta armiranja iznosi $\omega = 0,05$. Sada je moguće odrediti potrebnu površinu armature

$$A_{s1} = A_{s2} = \omega \frac{f_{cd}}{f_{yd}} b_w l_w = 0,05 \cdot \frac{20}{434,78} \cdot 20 \cdot 575 = 26,51 \text{ cm}^2 \quad (110)$$

te odabiremo $14\phi 16$ ($28,15 \text{ cm}^2$), odnosno po 7 šipki na svako lice zida. Postavit ćemo razmak šipki $s_v = 23 \text{ cm}$ i sukladno tome odabrana duljina rubnog elementa l_c postaje

$$l_c = \left(\frac{n}{2} - 1\right) s_v + c + \frac{\phi}{2} = 6 \cdot 23 + 2,5 + \frac{1,6}{2} = 141,30 \approx 141,50 \text{ cm} > 136,77 \text{ cm} \quad (111)$$

Uvjet minimalne i maksimalne armature glase

$$A_{s,vmin} = 0,005 l_c b_w = 0,005 \cdot 141,50 \cdot 20 = 14,15 \text{ cm}^2 \quad (112)$$

$$A_{s,vmax} = 0,04 l_c b_w = 0,04 \cdot 141,50 \cdot 20 = 113,20 \text{ cm}^2 \quad (113)$$

Sukladno tim vrijednostima zadovoljen je uvjet $A_{s,vmin} < A_{s1,prov} = A_{s2,prov} < A_{s,vmax}$. U sljedećem koraku potrebno je proračunati armaturu za ovijanje, a u tu svrhu određujemo faktor djelotvornosti ovijanja α sukladno normi [6]

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s \quad (114)$$

te se on sastoji od gubitka ovijenog područja uslijed lučnog djelovanja u vertikalnoj ravnini α_s i gubitka ovijenog područja u horizontalnoj ravnini α_n . Za pravokutne presjeke te veličine dane su izrazima

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_0 h_0 \quad (115)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_0)(1 - s/2h_0) \quad (116)$$

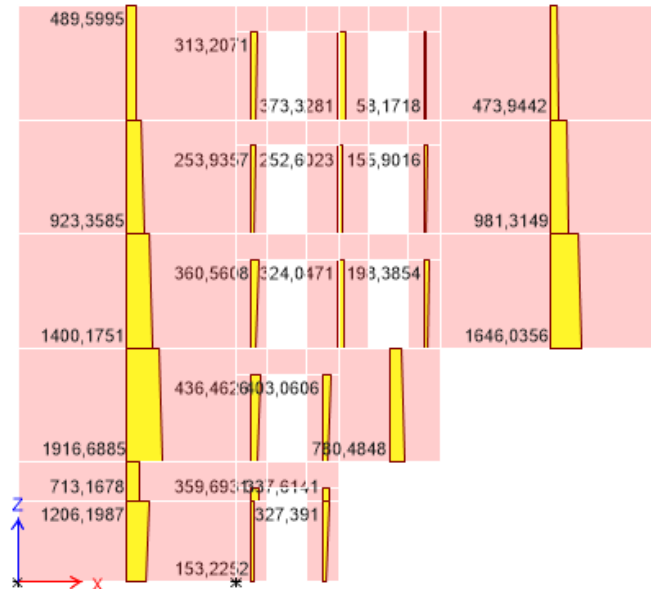
gdje n predstavlja ukupan broj uzdužnih šipki obavijenih sponama, b_i razmak između susjednih obuhvaćenih šipki, b_0 i h_0 razmak između krajnjih obuhvaćenih šipki u dva različita smjera, a s razmak između spona koji se uzima kao pretpostavljena vrijednost od 15 cm.

$$\alpha_n = 1 - [2 \cdot (7 \cdot 23^2)] / (6 \cdot 23 \cdot 139,6) = 0,616 \quad (117)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{15}{2 \cdot 23}\right) \cdot \left(1 - \frac{15}{2 \cdot 139,6}\right) = 0,638 \quad (118)$$

$$\alpha = 0,616 \cdot 0,638 = 0,393 \quad (119)$$

Prethodno u izrazu (105) određena je vrijednost $\alpha\omega_{wd}$ pa sada možemo odrediti vrijednost samog mehaničkog obujamsko omjera zahtjevane ovijene armature $\omega_{wd} = 0,440$ što je veće od najmanje dopuštene vrijednosti $\omega_{wd} = 0,08$, prema tome odabrani vertikalni razmak spona za ovijanje $s = 15 \text{ cm}$ zadovoljava uvjete za lokalnu duktilnost.



Slika 42 Dijagram poprečnih sila

Nadalje ćemo dimenzionirati poprečnu armaturu zida pa iz *Slike 42* iščitavamo vrijednost mjerodavne poprečne sile $V_{Ed} = 1916,69 \text{ kN}$. Koristit ćemo faktor uvećanja poprečne sile sa vrijednošću 1,5, stoga mjerodavna sila sada postaje $V_{Ed} = 2875,04 \text{ kN}$. Provest ćemo prvenstveno proračun nosivosti elementa na poprečne sile bez poprečne armature

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100\rho_1f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp}]bd \quad (120)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (121)$$

$$k = \min\left\{1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, \frac{2,08}{2}\right\} = \min\left\{2,08, 1,04\right\} = 1,04 \quad (122)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} = \frac{28,15}{22 \cdot 5750} = 0,00223 < 0,02 \quad (123)$$

$$k_1 = 0,15 \quad (124)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{2830540}{1150000} = 2,46 \text{ N/mm}^2 \quad (125)$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,04 \cdot (100 \cdot 0,00222 \cdot 30)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,46] \cdot 5750 \cdot 200 = 943,63 \text{ kN} \quad (126)$$

$$v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,542 \quad (127)$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1\sigma_{cp})bd = (0,542 + 0,15 \cdot 2,46) \cdot 200 \cdot 5750 = 1047,65 \text{ N} \quad (128)$$

$$V_{Ed} = 1916,69 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 1047,65 \text{ kN} \quad (129)$$

S obzirom da je vrijednost proračunate poprečne sile V_{Ed} veća od vrijednosti $V_{Rd,c}$ potrebno je proračunati poprečnu armaturu. Taj proračun započet ćemo određivanjem minimalne poprečne armature koji započinje sa uvjetima:

- Najveći uzdužni razmak poprečne armature iz uvjeta najmanje poprečne armature uz odabir spona $\phi 10$ pripadne površine $A_{sw}^1 = 0,79 \text{ cm}^2$ reznosti $m = 2$

$$s_{1,max} = \frac{A_{sw}^1 m}{b_w \rho_{w,min}} = \frac{0,79 \cdot 2}{20 \cdot 0,00229} = 34,49 \text{ cm} \quad (130)$$

- Najveći uzdužni razmak poprečne armature iz ovisnosti o proračunskoj poprečnoj sili V_{Ed}

$$s_{1,max} = \min \left\{ \frac{0,75d}{300 \text{ mm}} \right\} = \min \left\{ \frac{431}{300} \right\} = 30 \text{ cm} \quad (131)$$

Usvaja se minimalna poprečna armatura $\phi 10/30 \text{ cm}$ reznosti $m = 2$. Glavnu poprečnu armaturu proračunat ćemo iz uvjeta

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}^1 m f_{ywd} z \cot \theta}{s} \quad (132)$$

$$s = \frac{A_{sw}^1 m f_{ywd} z \cot \theta}{V_{Ed}} = \frac{0,79 \cdot 2 \cdot 43,48 \cdot (0,9 \cdot 575) \cot 45^\circ}{2875,04} = 12,37 \text{ cm} \quad (133)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{0,79 \cdot 2 \cdot 43,48 \cdot (0,9 \cdot 575) \cot 45^\circ}{12} = 2962,62 \text{ kN} > 2875,04 \text{ kN} \quad (134)$$

Potrebno je još odrediti ograničenje razmaka spona u kritičnom području uz visinu kata $h_{cr} = 300 \text{ cm}$

$$s = \min \left\{ \begin{matrix} b_0/2 \\ 17,5 \text{ cm} \\ 8d_{bl} \end{matrix} \right\} = \min \left\{ \begin{matrix} 14/2 \\ 17,5 \\ 8 \cdot 1 \end{matrix} \right\} = \min \left\{ \begin{matrix} 7 \\ 17,5 \\ 8 \end{matrix} \right\} = 7 \text{ cm} \quad (135)$$

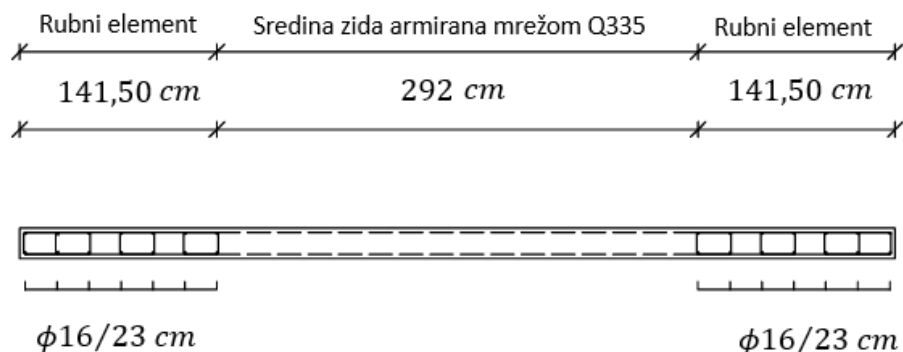
gdje je b_0 debljina ovijene betonske jezgre, a d_{bl} najmanji efektivni statički visinski razmak poprečne armature, odnosno minimalni razmak između spona.

$$b_0 = b_w - 2c - \phi = 20 - 2 \cdot 2,5 - 1 = 14 \text{ cm} \quad (136)$$

Dakle, u konačnici odabiremo armaturu $\phi 10/7 \text{ cm}$ u kritičnom području reznosti $m = 2$. Promatramo li takvu armaturu po metru dužnom uz određivanje vrijednosti n kao broj armaturnih šipki koji stane u 1 metar dužni.

$$n = \frac{100 \text{ cm}}{7 \text{ cm}} = 14,29 \rightarrow 15 \quad (137)$$

$$nmA_{sw}^1 = 15 \cdot 2 \cdot 0,79 = 2370 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (138)$$



Slika 43 Poprečni presjek odabranog zida sa proračunatom armaturom

Ručnim proračunom dobivene su vrijednosti potrebne vertikalne armature $A_{s1,prov} = 2815 \text{ mm}^2$ te vrijednosti poprečne armature u kritičnom području $nmA_{sw}^1 = 2370 \text{ mm}^2/\text{m}$ dok su vrijednosti potrebne vertikalne armature za istu kombinaciju djelovanja dobivene u programskom paketu $A_{s1,req} = 2875 \text{ mm}^2$ te poprečne armature $A_{sw}^1 = 2395,39 \text{ mm}^2/\text{m}$ sukladno *Slici 44*. Uočavamo kako vrijednosti ručnog proračuna minimalno odudaraju od vrijednosti numeričkog proračuna u programskom paketu, a odudaranja koja postoje javljaju se zbog nepreciznosti ručnog proračuna.

Flexural Design for N_{Ed} , M_{Ed2} and M_{Ed3}

Station Location	Required Rebar Area (mm ²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	N_{Ed} kN	M_{Ed2} kN-m	M_{Ed3} kN-m	Pier A_g mm ²
Top	2875	0,0025	0,0021	PTRRSQ	2307,578	46,1516	-301,9397	1150000
Bottom	2875	0,0025	0,0021	PTRRSQ	2830,5438	-68,1589	-488,5715	1150000

Shear Design

Station Location	ID	Rebar mm ² /m	Shear Combo	N_{Ed} kN	V_{Ed} kN	V_{Rc} kN	V_{Rd} kN
Top	Leg 1	2024,36	PTRRSQ	977,9645	3014,8118	351,6676	3014,8118
Bottom	Leg 1	2395,39	PTRRSQ	800,556	3567,3707	330,3786	3567,3707

Slika 44 Rezultati dimenzioniranja zida sa Pier oznakom 5PP1 u programskom paketu

3.5. ZAKLJUČAK O POTRESNOJ OTPORNOSTI GRAĐEVINE S OBZIROM NA PRIMJENJENU METODU PRORAČUNA NA DJELOVANJE POTRESA

U prethodnom poglavlju prikazani su ključni rezultati proračuna potresne otpornosti zgrade temeljenog na numeričkom modelu izrađenom u programskom paketu *ETABS*. Važno je naglasiti da točnost proračuna ovisi o preciznosti ulaznih podataka, a osnova za izradu modela bili su isključivo tlocrti i nacrti zgrade. Nedostatak podataka o materijalima, opterećenjima i rubnim uvjetima kompenziran je pretpostavkama sukladno inženjerskoj praksi. Unutar modalne analize identificirani su oblici titranja koji približno odgovaraju klasičnim modalnim oblicima. Uobičajeno je da se najprije javljaju dva translacijska oblika u horizontalnim smjerovima: prvi u smjeru slabije osi zgrade, a drugi u smjeru jače osi zgrade, dok se na kraju pojavljuje rotacijski oblik titranja oko osi z. Rezultati modalne analize u ovom slučaju potvrđuju sličnu raspodjelu vlastitih oblika titranja. Procijenjena vrijednost osnovnog perioda titranja, prema normi HRN EN 1998-1 [6], također je približno jednaka dobivenoj vrijednosti. Proračun spektra odziva ocijenjen je temeljem maksimalnih međukatnih pomaka, te je utvrđeno kako su njihove vrijednosti unutar dopuštenih granica prema navedenoj normi. Poprečne sile dobivene projektnim spektrom odziva u usporedbi s vlastitom težinom zgrade čine udio od 24% u jednom smjeru te 22% u drugom smjeru, što je uobičajeno za slične sustave. Zbog temeljenja zgrade na dvije razine dolazi do značajnog smanjenja poprečne sile uslijed preuzimanja velikog dijela te sile gornjom temeljnom pločom. Ručnim proračunom odabranog zida, sukladno smjernicama normi HRN EN 1992-1 [10] i HRN EN 1998-1 [6], dobivene su vrijednosti vrlo bliske rezultatima numeričkog proračuna modela. Na temelju svih navedenih rezultata može se zaključiti da je zgrada adekvatno otporna na djelovanje potresa.

POPIS LITERATURE

- [1] Simović V. *Leksikon građevinarstva*. Zagreb: Masmedia, 2002.
- [2] Rao S. S. *Mechanical Vibrations (5th Edition)*. Miami: Prentice Hall, 2006.
- [3] Chopra A.K. *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering (4th Edition)*. New Jersey: Prentice Hall, 2011.
- [4] Lazarević D., Šavor Novak M., Uroš M. *Dinamika konstrukcija s uvodom u potresno inženjerstvo, Skripta*. Zagreb, 2018.
- [5] Paz M., Leigh W. *Structural Dynamics, Theory and computation (5th Edition)*. Massachusetts: Kluwer Academic Publishers, 2004.
- [6] Hrvatski zavod za norme. HRN EN 1998-1:2011. Eurokod 8. *Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija - 1. dio: Opća pravila, potresna djelovanja i pravila za zgrade*. Zagreb: HZN Glasilo; 2011.
- [7] Uroš M., Todorčić M., Crnogorac M., Atalić J., Šavor Novak M., Lakušić S. *Potresno inženjerstvo. Obnova zidanih zgrada*. Zagreb: Sveučilište u Zagrebu, 2021.
- [8] Hrvatski zavod za norme. HRN EN 1991-1-1:2012. Eurokod 1. *Opća djelovanja - Obujamske težine, vlastite težine i uporabna opterećenja zgrada*. Zagreb: HZN Glasilo; 2012.
- [9] Fardis M. N., Carvalho E. C., Fajfar P., Pecker A. *Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8*. Boca Raton: CRC Press, 2015.
- [10] Sorić Z., Kišiček T. *Betonske konstrukcije 1*. Zagreb: Sveučilište u Zagrebu, 2014.
- [11] Hrvatski zavod za norme. HRN EN 1992-1-1:2023. Eurokod 2. *Projektiranje betonskih konstrukcija – 1. dio: Opća pravila i pravila za zgrade, mostove i građevinske konstrukcije*. Zagreb:HZN Glasilo; 2023.
- [12] Rajčić V., Čizmar D., Stepinac M. *Riješeni primjeri iz drvenih konstrukcija*. Zagreb: Sveučilište u Zagrebu, 2014.
- [13] Hrvatski zavod za norme. HRN EN 1995-1-1:2013. Eurokod 5. *Projektiranje drvenih konstrukcija – 1. dio: Općenito - Opća pravila i pravila za zgrade*. Zagreb: HZN Glasilo;2013.
- [14] Herak M. Karte potresnih područja Republike Hrvatske [Internet]. Zagreb: Sveučilište u Zagrebu; [Pristupljeno: 16. rujna 2024.]. Dostupno: <http://seizkarta.gfz.hr/hazmap/karta.php>
- [15] Vlašić A., Puž G., Skokandić D. *Skripta iz kolegija: Visoke građevine*. Zagreb: Sveučilište u Zagrebu, 2018.

POPIS SLIKA

Slika 1 Idealizacija vodotornja kao sustava s jednim stupnjem slobode	2
Slika 2 Idealizacija višekatne zgrade kao sustava sa više stupnjeva slobode (Izvor [2])	3
Slika 3 (a) Dvokatni posmični okvir; (b) prikaz sila koje djeluju na dvije mase (Izvor [3])	3
Slika 4 Veza pomaka stupa između dvije etaže (Izvor [4])	5
Slika 5 Pojednostavljeni prikaz potresnog zapisa (Izvor [4])	13
Slika 6 Formulacija spektra odziva (Izvor [4])	15
Slika 7 Primjer tripartitnog idealiziranog oblika spektra	18
Slika 8 Promjena proračunskog spektra odziva u ovisnosti o faktoru ponašanja q (Izvor[7]) ..	19
Slika 9 Kriterij za pravilnost po visini kod zgrada sa uvučenim dijelovima (Izvor [6])	21
Slika 10 Pravilne i nepravilne konfiguracije tlocrta (Izvor [9])	22
Slika 11 Tlocrt podruma	24
Slika 12 Tlocrt prizemlja	25
Slika 13 Tlocrt prvog i drugog kata	26
Slika 14 Tlocrt potkrovlja	27
Slika 15 Tlocrt galerije	28
Slika 16 Presjek A	29
Slika 17 Presjek B	30
Slika 18 Pogled na zgradu sa sjeverne strane	30
Slika 19 Pogled na zgradu sa istočne strane	31
Slika 20 Pogled na zgradu sa zapadne strane	31
Slika 21 Pogled na zgradu za južne strane	32
Slika 22 Poprečni presjek stubišnog kraka i podesta	35
Slika 23 Tlocrt stubišnog kraka i podesta	35
Slika 24 Statička shema opterećenja kraka stubišta	37
Slika 25 Statička shema opterećenja krovišta	39
Slika 26 Vrijednosti horizontalnih vršnih ubrzanja tla za povratne periode 95, 225 te 475 godina (Izvor[14])	40
Slika 27 Trodimenzionalni prikaz nosivih elemenata konstrukcije (pogled 1)	42
Slika 28 Trodimenzionalni prikaz nosivih elemenata konstrukcije (pogled 2)	43
Slika 29 Trodimenzionalni prikaz nosivih elemenata konstrukcije (pogled 3)	43
Slika 30 Prikaz dodatnog stalnog djelovanja na ploče redom od podruma do galerije	44
Slika 31 Prikaz korisnog djelovanja na ploče redom od podruma do galerije	45
Slika 32 Funkcija spektra odziva za povratni period 95 godina – PRORAČUNSKI SPEKTAR	46
Slika 33 Funkcija spektra odziva za povratni period 475 godina – ELASTIČNI SPEKTAR	46
Slika 34 Grafički prikaz prvog vlastitog vektora ($T=0,356$ s, translacija u smjeru osi y)	49
Slika 35 Grafički prikaz drugog vlastitog vektora ($T=0,343$ s, translacija u smjeru osi x)	49
Slika 36 Grafički prikaz trećeg vlastitog vektora ($T=0,128$ s, rotacija oko osi z)	50
Slika 37 Maksimalni međukatni elastični pomak pojedinog kata	51

Slika 38 Katne poprečne sile u smjerovima x i y.....	52
Slika 39 Odabrani zid	54
Slika 40 Dijagrami uzdužnih sila.....	56
Slika 41 Dijagrami momenata savijanja.....	57
Slika 42 Dijagram poprečnih sila.....	59
Slika 43 Poprečni presjek odabranog zida sa proračunatom armaturom	61
Slika 44 Rezultati dimenzioniranja zida sa Pier oznakom 5PP1 u programskom paketu.....	61

POPIS TABLICA

Tablica 1 Prikaz dodatnog stalnog djelovanja međukatnih konstrukcija stambenih prostora .	33
Tablica 2 Prikaz dodatnog stalnog djelovanja poda prema tlu stambenih prostora	33
Tablica 3 Prikaz dodatnog stalnog djelovanja poda prema tlu skladišnih prostora	34
Tablica 4 Prikaz uporabnih djelovanja	34
Tablica 5 Prikaz stalnog opterećenja kraka stubišta	36
Tablica 6 Prikaz stalnog opterećenja podesta	36
Tablica 7 Prikaz stalnog opterećenja krovne konstrukcije	39
Tablica 8 Prikaz slučajeva djelovanja u modelu	47
Tablica 9 Prikaz kombinacija djelovanja u modelu	47
Tablica 10 Prikaz rezultata modalne analize sa sudjelujućim udjelima masa	48
Tablica 11 Najveći apsolutni pomaci u tri glavna smjera za sve slučajeve opterećenja i kombinacija opterećenja	50
Tablica 12 Pregled površina zidova u odnosu na ukupne površine katova	53