

UPOREDNA ANALIZA KONSTRUKCIJE SKELETNOG I UKRUĆENOG SKELETNOG SISTEMA NA PRIMERU STAMBENO-POSLOVNOG OBJEKTA U BEOGRADU**COMPARATIVE ANALISES OF SKELETAL AND RIGID SKELETAL STRUCTURES FOR RESIDENTIAL-BUSINESS BUILDING IN BELGRADE**Mirko Maksimović, *Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad***Oblast – GRAĐEVINARSTVO**

Kratka sadržaj – Tema rada jeste projekat armiranobetonske konstrukcije ukrućenog skeletnog sistema za stambeno-poslovni objekat u Beogradu. Pored proračuna, dimenzionisanja i izrade planova armiranja za sve elemente konstrukcije izvršena je uporedna analiza konstrukcije čistog skeletnog sistema i skeleta ukrućenog betonskim platinama.

Ključne reči: AB stambeno-poslovni objekat, skeletni sistem, ukrućeni skeletni sistem, proračun, dimenzionisanje, armiranje

Abstract – Subject of this paper is structural design of rigid skeletal concrete structure for residential-business building in Belgrade. Beside structural design there is part with comparison of skeletal and rigid skeletal systems.

Keywords: Reinforced concrete structure, skeletal system, rigid skeletal system, structural design, reinforcement plans

1. UVOD

Armiranobetonske konstrukcije višespratnih objekata visokogradnje mogu biti projektovane kao okvirne-skeletne ili panelne konstrukcije. Kod okvirnih-skeletnih konstrukcija prijem i prenos vertikalnog opterećenja na temelje vrše linijski elementi-stubovi dok kod panelnih konstrukcija vertikalni noseći elementi su zidovi.

Skeletne konstrukcije, zbog slobode u arhitektonskom oblikovanju koja se ogleda u nepostojanju nosećih zidova kao kod panelnih zgrada dok vertikalni elementi-stubovi relativni malih dimenzija ne angažuju velike površine osnove, najčešće su izbor konstrukcija stambeno-poslovnih objekata. Kod neukrućenih skeleta elementi za prijem horizontalnih dejstava su stubovi. Kako samo stubovi prenose horizontalne sile na temelje sledi da će biti opterećeni velikim momentima savijanja, naročito u slučaju delovanja seizmičkog opterećenja. Veliki momenti savijanja će iziskivati veliku količinu armature međutim kako samo stubovi prenose i vertikalno opterećenje na temelje to znači da će imati velike aksijalne sile pritiska koji pozitivno deluju na umanjenje potrebne količine armature.

NAPOMENA:

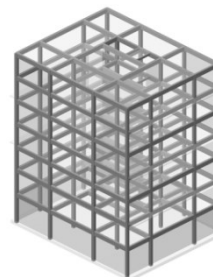
Ovaj rad proistekao je iz master rada čiji mentor je bio dr Đorđe Ladinović, red.prof.

Ali glavna mana ovih sistema su velika pomeranja što znači da su osetljive na uticaje II reda. Kako su stubovi opterećeni velikim aksijalnim silama pritiska pomeranja će praviti veliki moment II reda.

Problem velike fleksibilnosti skeletnog sistema se rešava projektovanjem zidova za ukrućenje. Zidovi za ukrućenje (seizmička platna) su noseći elementi kojima se skeletni sistem transformiše u ukrućeni skeletni sistem i na taj način neutrališe njihov najveći nedostatak, a to je velika horizontalna pomerljivost. Ovi zidovi imaju zadatak, pre svega, da ograniče horizontalna pomeranja konstrukcije. Uzevši u obzir da su monolitne armirano betonske tavanice praktično beskonačno krute u svojoj ravni već pri malim debljinama, jasno je da se horizontalna opterećenja prenose na vertikalne elemente shodno njihovim savojnim krutostima u pravcu delovanja opterećenja, te stoga, zidovi primaju najveći deo istih. Na ovaj način, ne menjajući bitno masu konstrukcije (bitno sa aspekta indukovanja inercijalnih sila) ona postaje znatno manje osetljiva na sve efekte koji su posledica horizontalnih pomeranja (uticaji drugog reda, smanjena funkcionalnost, oštećenja nenosećih elemenata i slično).

2. ANALIZA KONSTRUKCIJE**2.1. Osnovni podaci o objektu**

Objekat se nalazi u Beogradu. U osnovi je pravougaonog oblika, dimenzija 19.80 x 16.20m. Objekat ima sedam etaža; suteran, prizemlje i pet spratova koje su stambeno-poslovne namene. Spratna visina prizemlja iznosi 3.60 m, dok ostale etaže, kao i suteran, imaju spratnu visinu 3.40m. Vertikalna komunikacija u objektu ostvaruje se pomoću dva dvokraka stepeništa i lifta. Rasponi su 6.0, 7.8 i 6.0m u podužnom pravcu dok su u poprečnom 4.2, 7.8 i 4.2m. Prostorni, 3D proračunski model konstrukcije je prikazan na slici 1. Modeliranje konstrukcije, statički, dinamički proračun i dimenzionisanje je vršeno u programskom paketu Tower 6.



Slika 1. 3D proračunski model konstrukcije

2.1. Elementi konstruktivnog sistema

Konstrukcija je u osnovi skeletnog sistema i sastoji se od četiri podužna rama, sistemske dužine 19.8m i četiri poprečna rama, sistemske dužine 16.2m. U oba pravca je ukrućena zidovima za ukrućenje debljine 20 cm, koji su postavljeni u po dve ose, za oba pravca, i protežu se po celoj visini objekta, od temelja do krovne ploče. U podužnom pravcu objekat je ukrućen sa 2 platna, dužina 6.0m, koji se nalaze u fasadnim ramovima dok je u poprečnom ukrućen sa 4 platna, dužina po 2.60m, smeštena oko stepenišnog i liftovskog prostora.

Svi stubovi su kvadratnog poprečnog preseka dimenzija $b/d=40/40$ cm nepromenljivog po visini, dok su grede dimenzija $b/d=30/60$ cm. Međuspratne tavanice, krovna ploča kao i ploče stepeništa su projektovane kao pune AB ploče. Kako bi se izbeglo dokazivanje stanja deformacija to najmanja debljina ploče mora da iznosi $1/35$ manjeg raspona odnosno odstojanja nultih momentnih tačaka kod kontinualnih ili uklještenih nosača što u ovom slučaju iznosi 13.7 cm [1]. Stoga je usvojena debljina svih tavanica 15 cm. Rezultati proračuna su pokazali da je beton nedovoljno iskorišćen jer dilatacije u najopterećenijem preseku iznose $\epsilon_b=2$ ‰ uz iskorišćenje armature tj. $\epsilon_a=10$ ‰. Ali mora se voditi računa i o seizmici. Centralno polje veličine 7.8×7.8 m je presudilo da se usvoji ploča debljine najmanje 15cm. Balkoni su formirani prepuštanjem međuspratne tavanice preko fasadnih greda. Temeljna konstrukcija je puna AB ploča debljine 50 cm. Zbog poređenja rezultata proračuna, dimenzionisanja i količine armature sa već projektovanom skeletnom konstrukcijom za isti objekat svi noseći elementi su projektovani od betona kvaliteta MB35 i armirani armaturom kvaliteta GA 240/360 i RA2 400/500.

2.2. Analiza opterećenja

Stalno opterećenje objekta potiče od sopstvene težine glavnih elemenata konstrukcije, opterećenja od nenosećih elemenata-zidanih zidova i obloga podova i plafona. Sopstvena težina AB konstrukcije se u proračunu uzima po automatizmu softvera i određena je geometrijom elemenata-dimenzijama poprečnog preseka i zapreminskom težinom betona koja iznosi $\gamma=25.0$ kN/m³. U povremeno opterećenje spadaju korisno, opterećenje snegom i vetrom. Korisno opterećenje poslovnog dela objekta je uzeto u iznosu od 2.50 kN/m² dok je stambeni deo opterećen sa 1.50 kN/m². Opterećenja stepenišnog prostora iznosi 3.0 kN/m² za poslovni odnosno 2.5 kN/m² za stambeni deo. Opterećenje vetrom je razmatrano za osnovnu brzinu vetra od 19 m/s. Opterećenje snegom na krovnu ploču i prepuštene delove međuspratnih tavanica je uzeto u iznosu 1.0 kN/m².

Seizmičko opterećenje je sračunato po metodi ekvivalentnog statičkog opterećenja, u funkciji težine konstrukcije, administrativnog koeficijenta (koeficijent kategorije objekta $k_0=1.0$), tipa konstrukcije ($k_p=1.0$ za savremene armiranobetonske konstrukcije), dinamičkih karakteristika konstrukcije ($0.47 < k_d=0.7/T < 1.0$) i lokacije na kojoj se objekat gradi (VIII seizmička zona te je $k_s=0.50$). Kao ulazni podatak za proračun seizmičkog opterećenja je neophodno utvrditi periode oscilovanja konstrukcije. Rezultati modalne analize su prikazani u tabeli 1.

Tabela 1. Periodi oscilovanja konstrukcije

No	T (s)	f (Hz)	Opis
1	0.5689	1.7578	translacija
2	0.4955	2.0181	translacija
3	0.4294	2.3288	torzija

2.2. Modeliranje konstrukcije

Prilikom modeliranja konstrukcije vođeno je računa o postizanju jednostavnosti modela kao i o što realnijem predstavljanju konstrukcije. Težilo se optimalnom odnosu ova dva suprotstavljena stava. Proračun se sprovodi metodom konačnih elemenata koja se zasniva na fizičkoj diskretizaciji, te realnu konstrukciju opisuje elementima konačnih dimenzija. Proračun statičkih uticaja u elementima konstrukcije se sprovodi prema linearnoj teoriji elastičnosti.

Grede i stubovi su modelirani linijskim elementima, kao i stepenište koje je računato odvojeno od konstrukcije objekta, a svi pločasti elementi površinskim elementima. Mehaničke karakteristike su određene skupom karakteristika definisanih za odgovarajući kvalitet betona (korišćen je beton marke MB35) i čelika (korišćena armatura kvaliteta GA 240/360 i RA2 400/500). Geometrijske karakteristike su definisane na osnovu homogenog bruto betonskog preseka, sa izuzetkom torzione krutosti greda koja je smanjena na 10% torzione krutosti bruto betonskog preseka. Ovo se smatra potpuno opravdanim, iz razloga brzog pada torzione krutosti koja se pri dostizanju granične nosivosti može zanemariti. Veze između greda i stubova rama su modelirane kao krute, što je praćeno u planovima armature adekvatnim vođenjem armature, kroz čvorove rama, koja je u stanju da obezbedi pretpostavljenu krutu vezu.

Uticaj tla je predstavljen Winkler-ovim, jednoparametarskim modelom, koji, uprkos svim svojim manama (netačnost praktično svih pretpostavki na kojima se zasniva), daje, za ovaj nivo potreba, zadovoljavajuće rezultate. Krutost opruga je usvojena u vrednosti od 20 000 kN/m²/m'.

Stepeništa zajedno sa međupodestom i podestom su modelirana potpuno odvojeno od ostatka konstrukcije i opterećena su samo stalnim i povremenim opterećenjem, definisanim propisima. Proračunski modeli stepeništa su gredni elementi visine jednako debljini stepenišne ploče, jedinične širine ($b = 1.0$ m), statičkog sistema kontinualne grede na dva polja i proste grede.

3. STATIČKI PRORAČUN I REZULTATI DIMENZIONISANJA

3.1. Međuspratne tavanice

Od međuspratnih tavanica izdvojene su tipske tavanice. Proračunata je i dimenzionisane po jedna tavanica stambenog i poslovnog dela kao i krovna ploča. Tavanice su dimenzionisane samo za slučaj delovanja gravitacionih opterećenja-g i p odnosno opterećenja snegom-s (krovna ploča). Rezultati statičkog proračuna i dimenzionisanja tavanica u najopterećenijim presecima su prikazani u tabeli 2.

Tabela 2. Rezultati proračuna i dimenzionisanja tavanica

Tipska ploča stambenog sprata			
Zona	M_{ij} (kNm)	$\varepsilon_b / \varepsilon_a$ (‰)	potr. A_a (cm ²)
Donja	20.98	-1.34/10.0	4.38
Gornja	-41.61	-2.00/10.0	8.57
Tipska ploča stambenog sprata			
Donja	38.14	-1.90/10.0	7.14
Gornja	-34.21	-1.80/10.0	6.96
Krovna ploča			
Donja	20.50	-1.30/10.0	4.11
Gornja	-28.11	-1.50/10.0	5.68

3.2. Temeljna ploča

Temeljna ploča, pored dimenzionisanja na savijanje, je morala biti proverena na probijanje na mestima centralnih stubova. Proračun je pokazao da je neophodno osiguranje od probijanja kod svih centralnih stubova sa potrebnom količinom armature oko 45 cm². Stoga je usvojeno 4x10 RØ10/10 na mestima svih stubova.

Rezultati dimenzionisanja na savijanje su prikazani u tabeli 3.

Tabela 3. Rezultati proračuna i dimenzionisanja temeljne ploče

	M_{ij} (kNm)	$\varepsilon_b / \varepsilon_a$ (‰)	potr. A_a (cm ²)
Donja	797.45	-1.97/10.0	48.76
Gornja	316.69	-1.30/10.0	18.80

3.3. Ramovi

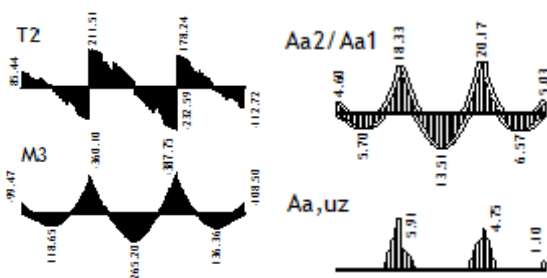
Stubovi i grede su dimenzionisani na anvelopu kombinacija opterećenja

Maksimalna vrednost momenata savijanja u stubovima se javlja u stubovima viših etaža i iznosi oko 120 kNm (seizmička kombinacija opterećenja).

Prilikom dimenzionisanja stubovi usvojeno je simetrično armiranje stubova je su dominantni momenti savijanja od seizmičkih sila.

Pri tome, rezultati dimenzionisanja pokazuju samo potrebnu armaturu u stubovima poslednje dve etaže što je posledica male sile pritiska tim stubovima. Ali čak i ta potrebna armatura je manja od minimalne, usvojene na osnovu preporuka u iznosu 1% površine bruto betonskog preseka. Usvojene uzengije stubova su UØ8/15 progušćene u blizini čvorova na 7.5 cm na dužini od 60cm.

Dijagram anvelope momenata savijanja i transversalnih sila kao i prikaz potrebne podužne i poprečne armature za najopterećeniju gredu je prikazan na slici 2. Izostavljen je prikaz aksijalnih sila jer su malih vrednosti (do ±20 kN).



Slika 2. Dijagram anvelope M i T sila i prikaz potrebne podužne i poprečne armature najopterećenije grede

Kako su dimenzije grede b/d=30/60 cm iz dijagrama potrebne armature vidimo da je maksimalni procenat armiranja 1.12%. Usvojena armatura donje zone na mestu najvećih uticaja je 3RØ18 + 2RØ20 dok je gornje zone 6RØ18 + 2RØ20. Usvojene su uzengije UØ8/20 celom dužinom grede i progušćene na 10cm na dužini od 100cm sa obe strane čvora.

3.4. Zidovi za ukrućenje

Granični uticaji u zidovima za ukrućenje su određeni poštujući činjenicu da stubovi koji se nalaze na krajevima zida ustvari predstavljaju deo zida a ne nezavisne vertikalne elemente. Kako softver kojim je vršen proračun konstrukcije ova dva elementa tretira kao različite entitete, nije moguće po automatizmu dobiti rezultate koji bi gore izneseno uzeli u obzir. Stoga su uticaji u zidu određeni redukcijom statičkih uticaja u pripadajućim stubovima na sistemsku osu zida.

Kontrolom najnepovoljnijih kombinacija (najveći moment savijanja i odgovarajuća sila pritiska i najmanja sila pritiska i odgovarajući momenat) iz seizmičkih kombinacija opterećenja dobili su se uticaji za dimenzionisanje. Rezultat dimenzionisanja je potrebna količina armature na krajevima zida (stubovima) u iznosu od 16.03 cm² za zidove u podužnom pravcu odnosno 0.00 cm² za zidove u poprečnim pravcu. Ova armatura je manja od minimalno dopuštene koja iznosi 0.15% površine preseka zida ili 21.60 cm², za zidove u podužnom pravcu, odnosno 9.90 cm² u za zidove u poprečnom pravcu.

Dimenzionisanje na smicanje je dalo isti rezultat, armaturu manju od minimalne koja iznosi 0.25% površine preseka zida ili 5.0 cm²/m'. Dakle usvojena je minimalna količina armature.

3.5. Kontrola dopuštenih deformacija i napreznja tla i konstrukcije

Maksimalno pomeranje vrha objekta usled delovanja seizmičkog opterećenja, određeno po teoriji elastičnosti iznosi 7.26 mm što je manje od dopuštenog H/600=40.0 mm.

Ograničenje normalnog napona u zidovima na 20% i stubovima 35% čvrstoće betonske prizme [1] je pokazala potrebu za povećanjem marke betona na MB45 u zidovima u nivou podrumске etaže.

Maksimalno napreznje tla za gravitaciono opterećenje iznosi 169 MPa (javlja se na obodu ploče), dok je dopušteno 150 MPa. Prema [1] maksimalno napreznje po ivici temeljne ploče je dopušteno povećati za 20%. Za seizmičko opterećenje napreznja u tlu iznose 209 MPa ali prema [1] dozvoljava se povećanje dopuštenih napreznja za 50%, usled dinamičkog opterećenja.

4. UPOREDNA ANALIZA SKELETNOG I UKRUĆENOG SKELETNOG SISTEMA

Konstrukcija čistog skeletnog sistema za isti objekat je bila predmet izrade Diplomskog rada istog autora [2]. Na bazi rezultata proračuna i detalja armature za obe konstrukcije izvršena je njihova uporedna analiza.

Kod "čistog" skeletnog sistema, zbog velikih aksijalnih sila u centralnim stubovima koji na mestu oslanjanja na temeljnu konstrukciju imaju vrednosti oko 3700kN [2], da

bi problem probijanja bio rešen bilo je potrebno projektovati punu temeljnu ploču debljine 70cm (uz dodatno osiguranje armaturom) što nije racionalno rešenje te je temeljna konstrukcija projektovana kao kontraploča-temeljna ploča sa gredama na gornjoj strani. Kod ukrućenog skeletnog sistema, kako su zidovi za ukrućenje postavljeni pored centralnih stubova, te I oni učestvuju u prijemu I prenosu vertikalnog opterećenja na način da su "pokupili" negde oko 50% vertikalnog opterećenja. Rezultat je aksijalna sila u najopterećenijem stubu intenziteta 1332 kN pa je u ovom slučaju temeljna konstrukcija puna AB ploča debljine 50cm. Konstrukcija čistog skeleta je nešto veća u odnosu na ukrućen skelet što je posledica velikog utroška materijala za izradu temeljne kontra-ploče. Uporedni prikaz masa dva sistema, u tonama, je prikazan u tabeli 4.

Tabela 4. *Uporedni prikaz masa*

Nivo	Skelet	Ukrućen skelet	Razlika
Pos 600	395.06	399.92	-4,86
Pos 500	428.97	444.94	-15,97
Pos 400	428.97	444.94	-15,97
Pos 300	430.76	443.03	-12,27
Pos 200	482.29	497.90	-15,61
Pos 100	487.35	502.08	-14,73
Pos 1	559.91	537.00	22,91
Pos TP	1601.52	1315.55	285,97
Ukupno	4814.83	4585.37	229,46

Takođe zbog veće krutosti se razlikuju i periodi oscilovanja koji su prikazani u tabeli 5.

Tabela 5. *Uporedni prikaz perioda oscilovanja*

No	Skelet (s)	Ukrućen skelet (s)
1	0.895	0.569
2	0.882	0.496

Kako je kod ukrućenog skeleta masa konstrukcije iznad kote tla veća i periodi oscilovanja manje (kruća konstrukcija) to je rezultiralo i većim seizmičkim silama za oko 30% (razlika u k_d iznosi oko 28% i veća masa konstrukcije za oko 1.3%).

Međuspratne tavanice oba sistema su proračunate samo na kombinaciju 1,6g + 1,8p te nije za očekivati neke značajne razlike u veličinama momenata savijanja kao ni količini potrebne armature što je proračunom i pokazano. Što se tiče greda ramova, moment savijanja u gredama čistog skeleta rastu odozgo na dole I da na nivou Pos 100 dostižu vrednosti čak 4 puta veće nego na krajnjoj etaži-Pos 600 dok kod greda ukrućenog skeleta razlika momenata savijanja iznosi maksimalno 50%. Kod podužnih ramova ukrućenog skeleta momenti savijanja se čak smanjuju odozgo na dole što ipak nije slučaj sa poprečnim ramovima. Momenti savijanja rastu kako se ide odozgo na dole ali treba naglasiti da taj porast nije veći od 20%. Poredeći maksimalnu vrednost oslonačkog momenta savijanja, grede ukrućenog skeleta koji ima oko 30% veće seizmičko opterećenje, imaju moment savijanja oko 4 puta manje od čistog skeleta. Pozitivni moment savijanja-moment u polju, ima približno istu vrednost za čist I ukrućen skelet što je I za očekivati jer je ovaj moment rezultat delovanja gravitacionih opterećenja kako momentat usled seizmike u ovim presecima ima vrednost nula. Po pitanju stubova, razlike u momentima

savijanja I transverzalnim silama su slične kao za grede. Kod čistog skeleta, uticaji rastu od najviše etaža prema dole I to povećanje iznosi oko 3 puta. Kod ukrućenog skeleta uticaji u podužnim ramovima smanjuju se od najviše prema nižim etažama dok kod poprečnih ramova uticaji rastu ali kao kod greda, to povećanje nije veće od 20%. Poredeći uticaje čistog I ukrućenog skeleta usled anvelope opterećenja, stubovi podužnih ramova imaju M i T veće za oko 4 puta dok stubovi poprečnih ramova imaju M i T veće za oko 3 puta. Posmatrajući potrebnu armaturu u stubovima, I kod čistog I ukrućenog skeleta, potrebna količina podužne armature je manja od minimalno potrebne u svim presecima. Ali ovde ne treba zaboraviti da su stubovi skeletnog sistema većih dimenzija poprečnih preseka nego kod ukrućenog skeleta. Uporedni prikaz pomeranja dve konstrukcije je dat u tabeli 6.

Tabela 6. *Uporedni prikaz pomeranja vrha objekta*

Skelet (mm)		Ukrućen skelet (mm)	
X pravac	Y pravac	X pravac	Y pravac
15.60	15.51	6.15	7.26

Poređenje u količinama utrošenog materijala je pokazalo oko 4.5% više armature i betona za konstrukciju čistog skeletnog sistema.

5. ZAKLJUČAK

Nakon uporedne analize rezultata proračuna I dimenzionisanja konstrukcije čistog skeletnog I sistema ukrućenog seizmičkim platnima sa pravom se može postaviti pitanje koji sistem izabrati.

Razlika u ukupnom utrošku količine betona i armature nije toliko značajna. Količina armature u stubovima je za oba sistema manja od minimalno propisane dok je potrebna armatura greda veća za čist skeletni sistem zbog velikih oslonačkih momenata savijanja usled seizmičkog opterećenja. Veliki momenti usled seizmike kod čistog skeleta prave potrebu za značajnom količinom armature u donjoj zoni što kod ukrućene konstrukcije nije slučaj. Glavna prednost ukrućenog skeleta u odnosu na neukrućeni skeletni sistem su dosta manja pomeranja konstrukcije objekta što je jako značajno imajući u vidu da pomeranja dovode do povećanja uticaja II reda. Dobija se konstrukcija veće krutosti, koja jeste "navukla" veće seizmičke sile ali zbog velike krutosti prijem tih uticaja ne predstavlja problem.

6. LITERATURA

- [1]Pravilnik o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima, Službeni list SFRJ br.31/1981
- [2]Mirko Maksimović, „Projekat armiranobetonske stambeno-poslovne zgrade Su+Pr+5 u Beogradu“, Novi Sad, 2012.

Kratka biografija:



Mirko Maksimović rođen je u Loznici 1986. god. Master rad na Fakultetu tehničkih nauka iz oblasti Građevinarstvo odbranio je 2018.god.