

ODDELEK ZA KONSTRUKCIJE
Odsek za stavbe in potresno inženirstvo

Ljubljana, 10. 09. 2019

POROČILO
št. 810/18i 610i 2

**PREGLED IN PREISKAVE NOSILNIH ZIDOV,
ANALIZA POTRESNE ODPORNOSTI V
OBSTOJELEM IN RAZLIČNIH UTRJENIH
STANJIH TER PREDLOG REŠITEV**

Stolpnice tipa A

Naročnik: **Mestna občina Ljubljana**
Mestni trg 1, 1000 Ljubljana

Naročilo: **pogodba št. C7560-18-210047 (ZAG št. 7862/18) z dne 14.08.2018 in
dodatek št. 1 z dne 20.03.2019**

Nosilec naloge: **mag. Marjana Lutman, univ.dipl.inž.grad.**

Vodja enote: **mag. Marjana Lutman, univ.dipl.inž.grad.**

Direktor: **doc.dr. Alež Čnidarič, univ.dipl.inž.grad.**

Vsebina

1. Uvod	3
2. Opis stolpnice	4
2.1 Stolpnice podtipa A1	4
2.2 Stolpnice podtipa A2	9
3. Opis nosilne konstrukcije	13
4. Pregled nosilnih zidov in preiskave vzorcev zidakov in malte	16
5. Analiza potresne odpornosti in zahteve predpisov	21
5.1 Računski model konstrukcije	21
5.2 Račun histerezne ovojnice	22
5.3 Idealizacija histerezne ovojnice	23
5.4 Zahteve predpisov - standarda Evrokod 8	23
6. Potresna odpornost stolpnice v obstoječem stanju	26
6.1 Računski model konstrukcije	26
6.2 Lastno nihanje	29
6.3 Ocenjena potresna odpornost	30
6.4 Zahtevana potresna odpornost po Evrokod 8	34
6.5 Presoja potresne odpornosti - primerjava z zahtevano	35
7. Potresna odpornost stolpnice v utrjenem stanju	36
7.1 Opis utrditve	36
7.2 Računske nosilnosti z armiranimi oblogami utrjenih zidov	37
7.3 Analizirani razliki	38
7.4 Lastno nihanje	39
7.5 Ocenjena potresna odpornost	40
7.6 Zahtevana potresna odpornost	44
7.7 Presoja potresne odpornosti - primerjava z zahtevano	44
8. Prezem potresne obtežbe z dodatno obodno konstrukcijo	45
8.1 Opis obodne konstrukcije	45
8.2 Analiza konstrukcije pri predpisani potresni obtežbi	45
8.3 Analizirane razlike	48
8.3.1. Razlika V7	50
8.3.2. Razlika O2	51
8.3.3. Razlika N2	52
8.3.4. Razlika S1	54
8.3.5. Razlika P3	55
8.3.6. Razlika D3	57
8.4 Primerjava rezultatov in ocena ugotovitosti obodne konstrukcije	59
9. Povzetki in priporočila	63
10. Viri in literatura	66

1. Uvod

Malo preden so bili na območju Republike Slovenije uvedeni prvi predpisi za potresno odporno projektiranje ([20] in [21]), ki so po 2. svetovni vojni na območju naše države regulirali projektiranje in gradnjo potresno odpornih objektov visoke gradnje, je bilo v Ljubljani v obdobju med 1959 in 1965 projektiranih oziroma zgrajenih petnajst stolpnic, ki zaradi svoje višine (od 9 do 12 nadstropij) in vrste navpične konstrukcije (zidovi oziroma stene so v nadstropjih brez armature) sodijo med potresno najbolj ogrožene stavbe v Ljubljani. Glede na vrsto navpične konstrukcije so stolpnice razvrščene v tipe A, B in C.

Za osem stolpnic tipa A, ki se nahajajo na območju med Streliško in Roško cesto, je znano, da imajo nad pritličjem 10 nadstropij, nosilne stene v nadstropjih pa so grajene iz polnih opečnih zidakov normalnega formata. Glede na čas projektiranja in zgraditve ter določene razlike v pogojih temeljenja in lastnostih konstrukcije so stolpnice razvrščene v podtipa A1 (pet stolpnic) in A2 (tri stolpnice). Detajlni opis podtipov A1 in A2 ter njihovih nosilnih konstrukcij je podan v nadaljevanju.

Dosedanje raziskave so pokazale visoko potresno ogroženost stolpnic, namen prijetega raziskovalnega projekta pa je tolejša ugotovitev potresne ogroženosti, analiza možnih načinov utrditve oziroma zagotovitve predpisane potresne varnosti. V tem poročilu so predstavljeni rezultati pregleda in preiskav navpične konstrukcije ter analize potresne odpornosti stavbe v obstoječem stanju in dveh utrjenih stanjih. Za tretjo možno rešitev, ki pomeni nadomestitev stolpnice z novo, pa v zaključku podajamo usmeritve.

2. Opis stolpnic

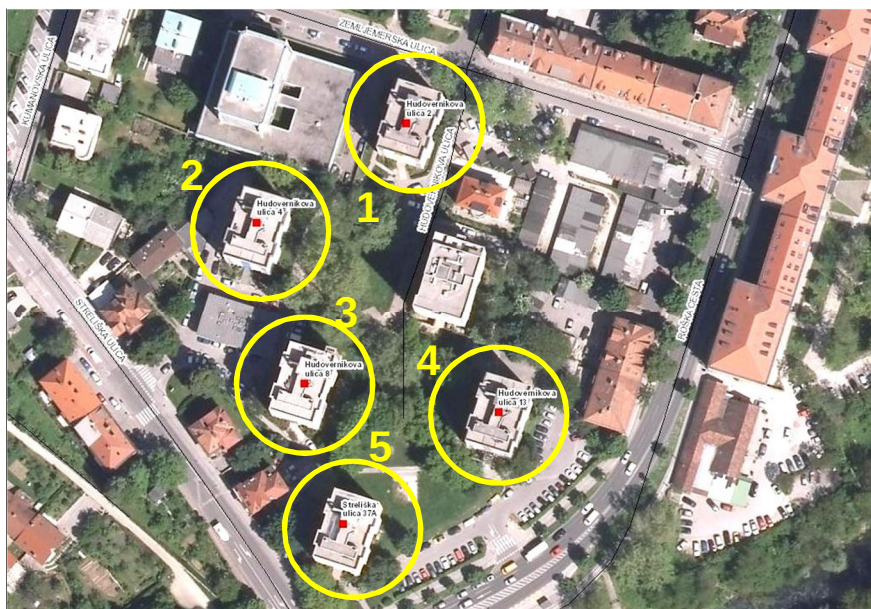
2.1 Stolpnice podtipa A1

Osnovne značilnosti stolpnic so podane v preglednici 2.1, lokacije pa prikazane na sliki 2.1.

Preglednica 2.1: Stolpnice podtipa A1 - osnovne značilnosti.

Oznaka	Naslov	Tip v projektni dokumentaciji *	Leto zgraditve	Etažnost
A1-1	Hudovernikova ulica 2	A	1960	K+P+10+T
A1-2	Hudovernikova ulica 4	E	1961	2K+P+10+T
A1-3	Hudovernikova ulica 8	D	1960	2K+P+10+T
A1-4	Hudovernikova ulica 13	B	1960	K+P+10+T
A1-5	Streliška ulica 37a	C	1959	K+P+10+T

*... projektna dokumentacija P-A1 navedena v nadaljevanju



Slika 2.1: Situacija stolpnic podtipa A1 z zaporednimi številkami 1, 2, 3, 4, 5 - oznakami A1-1, A1-2, A1-3, A1-4, A1-5 iz preglednice 2.1 (vir podlage: spletni atlas okolja, ARSO).

Kot je razvidno iz preglednice 2.1, imata stolpnici A1-2 in A1-3 po dve kletni etaži, ostali po eno kletno etažo. Nad pritličjem imajo vse stolpnice 10 nadstropij in delno zaprto teraso. Tipični pogledi na posamezno stolpnico so prikazani na slikah 2.2 do 2.6.

Projektna dokumentacija (P-A1), ki smo jo za stolpnice tega podtipa pregledali v arhivu Upravne enote Ljubljana-center je sledeč a:

- Glavni projekt za stolpnice A (B, C, D, E) v Roški ulici - arhitektura - GP Tehnika Projektivni biro Ljubljana, št. proj. 101/6, 1.VIII.1957;
- Glavni projekt za stolpnico A (D, E) v Roški ulici - statika - GP Tehnika Projektivni biro Ljubljana, št. proj. 101/6, 3.XI.1958;
- Stolpnica »E« v Roški ulici - glavni projekt - statika - sprememba, GP Tehnika Projektivni biro Ljubljana, št. proj. 101/6, 3.XI.1958;

V tlorisu so stolpnice pravokotne oblike. V kletih in pritličju so dimenzij 22.06 x 14.24 m, v nadstropjih pa znaša dolžina 22.12 m oziroma 22.37 m na mestih razširitve, širina pa znaša 14.30 m oziroma 16.10 m na mestih razširitve od 1. nadstropja navzgor. Etažne višine v vseh

etaž merijo 2.6 m. Pritilj je je 1.0 m nad nivojem terena, dostop do glavnega vhoda je po rampi. Po projektu so v pritilj ju kolesarnice na južni strani in samske sobe na severni strani, v nadstropjih pa je 20 trisobnih in 20 enosobnih stanovanj. Enoramno stopnišče in dvigalni jašek sta v sredini tlorisa. Shrambe stanovanj in hišniška delavnica so pri stolpnica z dvema kletnima etažama v drugi kleti, pri stolpnica z eno kletno etažo pa v prvi kleti. Pri stolpnica z dvema kletnima etažama so v prvi kleti skladišča in trafo postaja. Do trafo postaje je urejena pokrita zunanja rampa na severni strani oziroma notranje stopnišče iz hišniške delavnice. Tlorisi tipičnih etaž in tipični prerezi so prikazani na slikah 2.7 do 2.13. Medtem ko so projektni tlorisi nadstropij in pritilja pri vseh stolpnica enaki (enaka nadzemna arhitektura), se tlorisi 1. in 2. kleti ter prerezi vkopanega dela od stolpnice do stolpnice nekoliko razlikujejo (slike 2.7 in 2.13). Položaji osi, v katerih so nosilni zidovi so sicer enaki, razlike pa so v razporeditvi in dolžini odprtih v nosilnih zidovih.



Slika 2.2: A1-1: Hudovernikova 2.



Slika 2.3: A1-2: Hudovernikova 4.



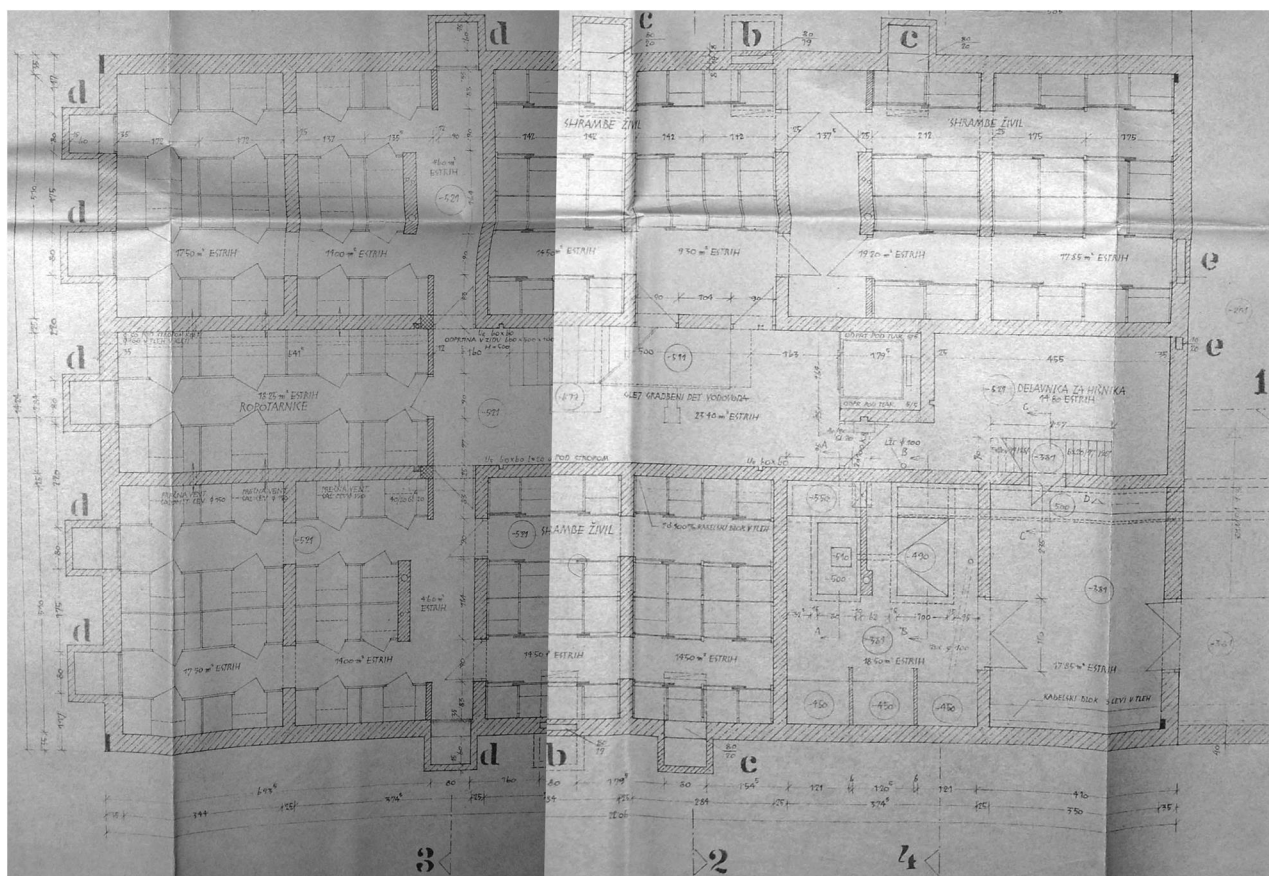
Slika 2.4: A1-3: Hudovernikova 8.



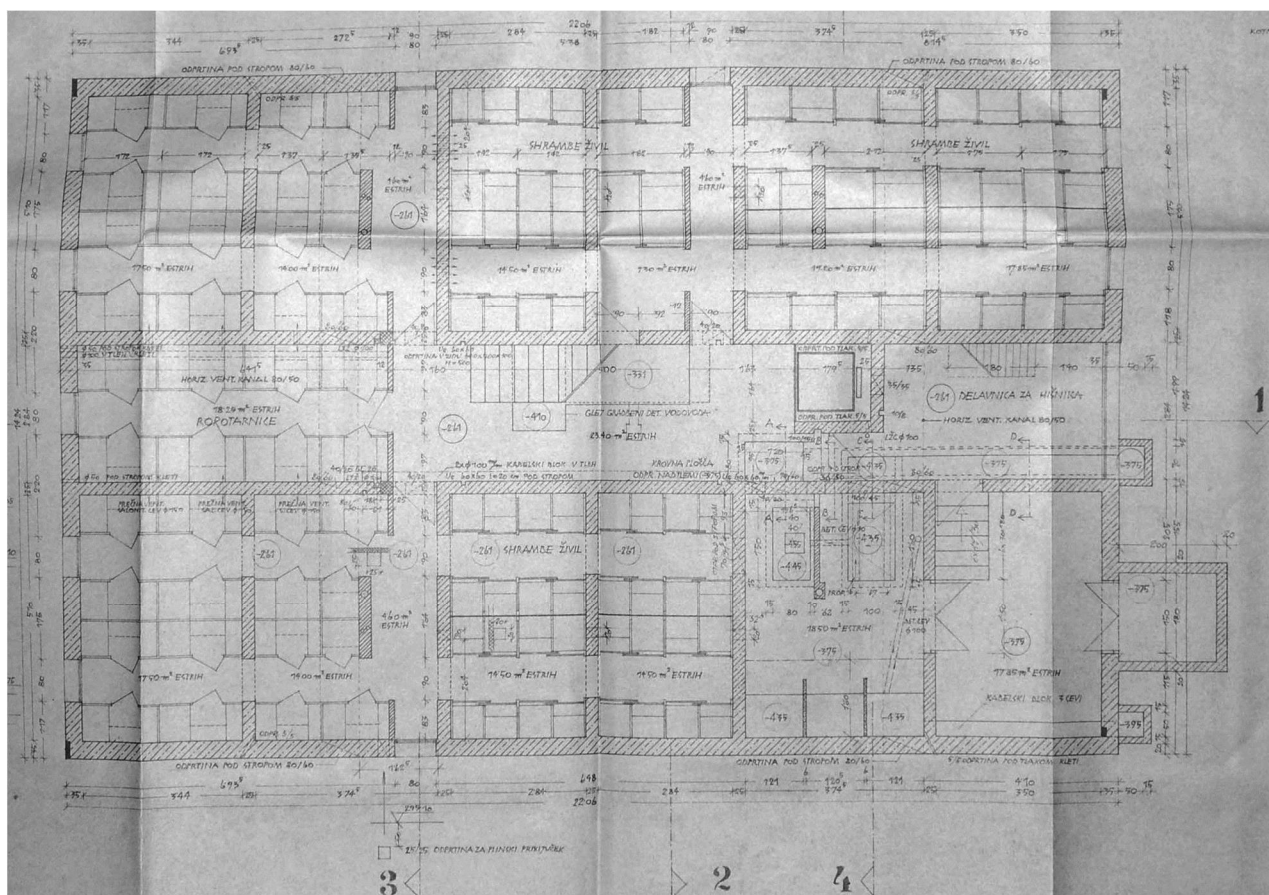
Slika 2.5: A1-4: Hudovernikova 13.



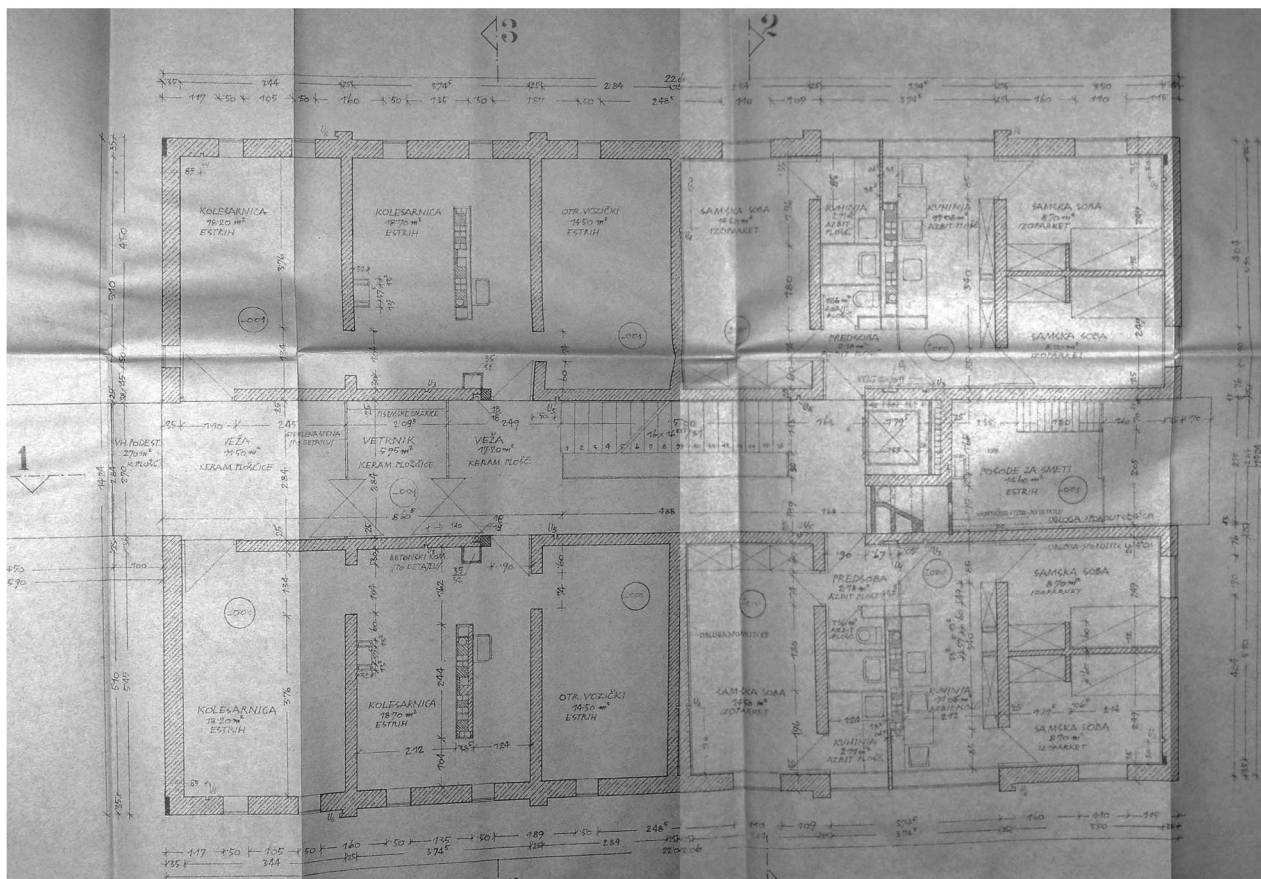
Slika 2.6: A1-5: Streligka 37a.



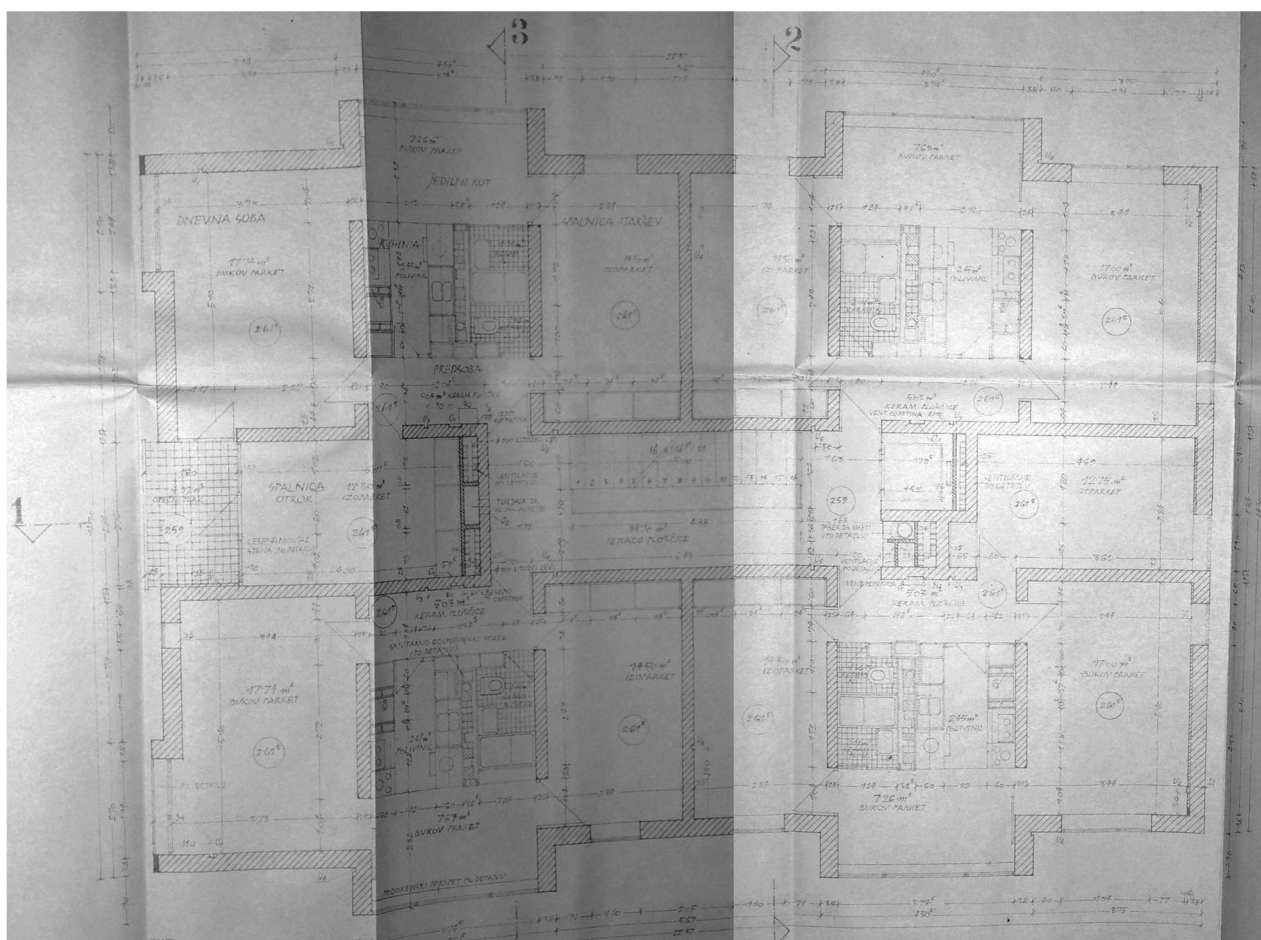
Slika 2.7: Podtip A1, stolpnica A1-2, tloris 2. kleti (vir: P-A1).



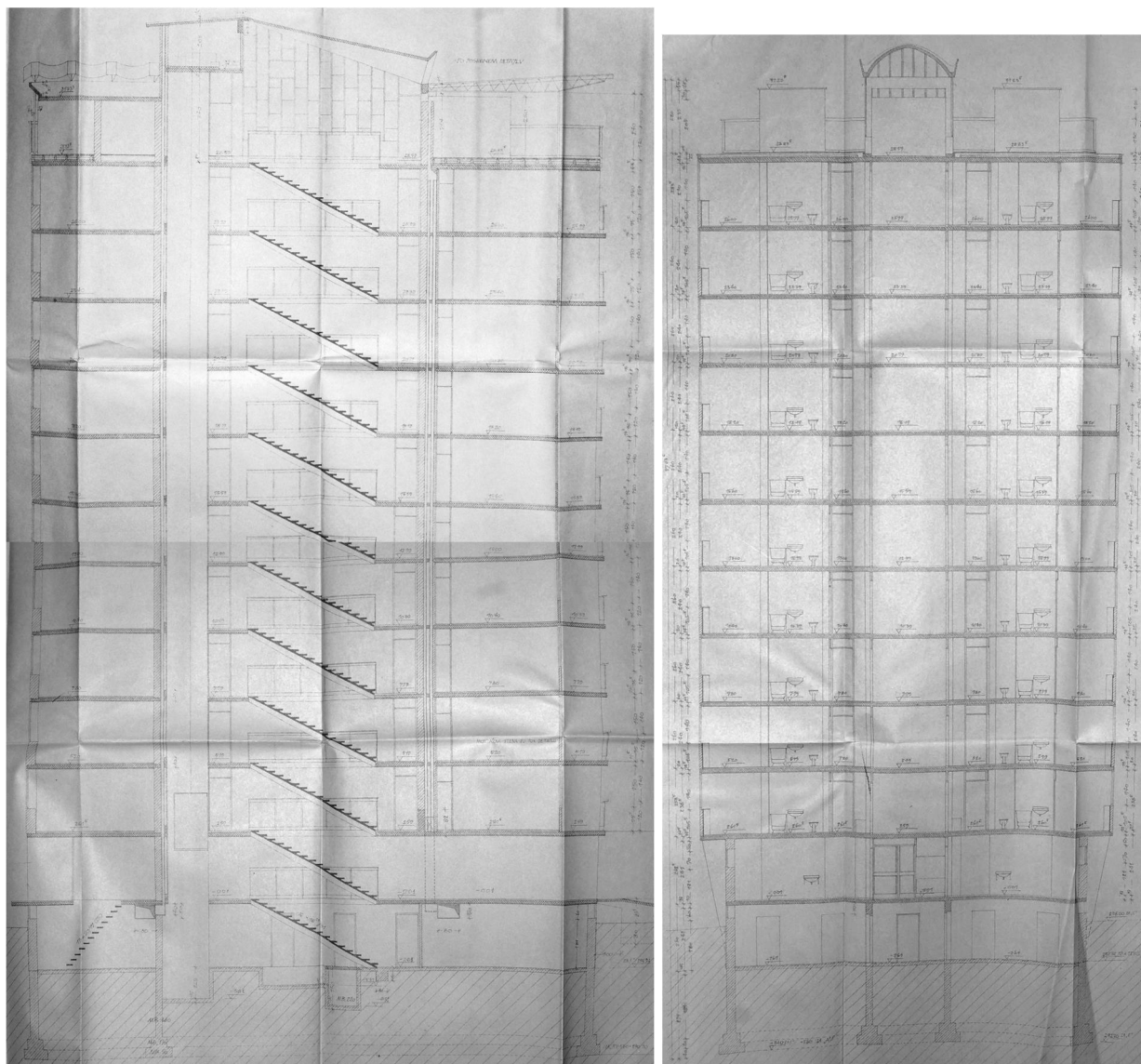
Slika 2.8: Podtip A1, stolpnica A1-4, tloris 1. kleti (vir: P-A1).



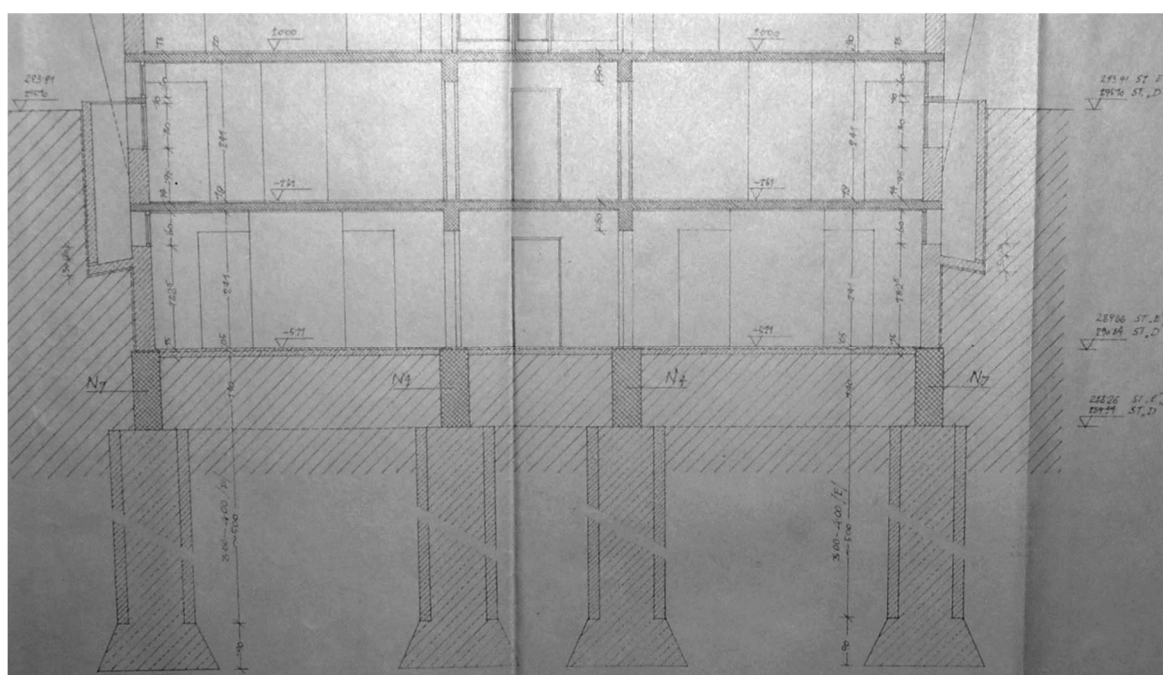
Slika 2.9: Podtip A1, tloris pritličja (vir: P-A1).



Slika 2.10: Podtip A1, tloris nadstropja (vir: P-A1).



Sliki 2.11 in 2.12: Podtip A1, stolpnica A1-4, vzdolžni in prečni presek stolpnice (vir: P-A1).



Slika 2.13: Podtip A1, stolpnica A1-2 - prečni presek vkopanega dela (vir: P-A1).

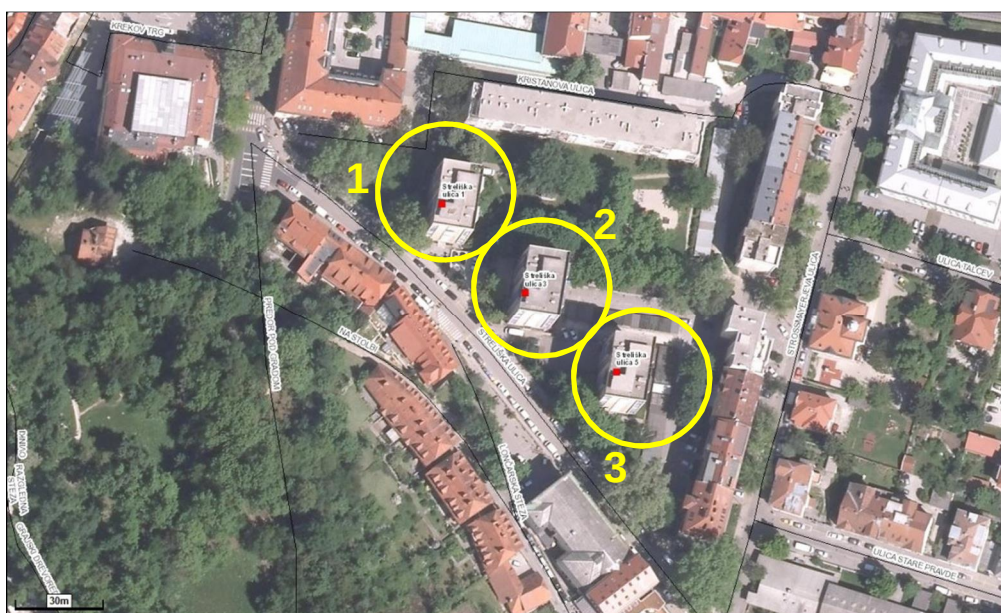
2.2 Stolpnice podtipa A2

Osnovne značilnosti stolpnice so podane v preglednici 2.2, lokacije pa prikazane na sliki 2.14.

Preglednica 2.2: Stolpnice podtipa A2 - osnovne značilnosti.

Oznaka	Naslov	Oznaka v projektni dokumentaciji *	Leto zgraditve	Etažnost
A2-1	Streliška ulica 1	S1	1961	K+P+10
A2-2	Streliška ulica 2	S2	1962	K+P+10
A2-3	Streliška ulica 3	S3	1962	K+P+10

*... projektna dokumentacija P-A2 navedena v nadaljevanju



Slika 2.14: Situacija stolpnice podtipa A2 z zaporednimi številkami 1, 2, 3 - oznakami A2-1, A2-2, A2-3 iz preglednice 2.2 (vir podlage: spletni atlas okolja, ARSO).

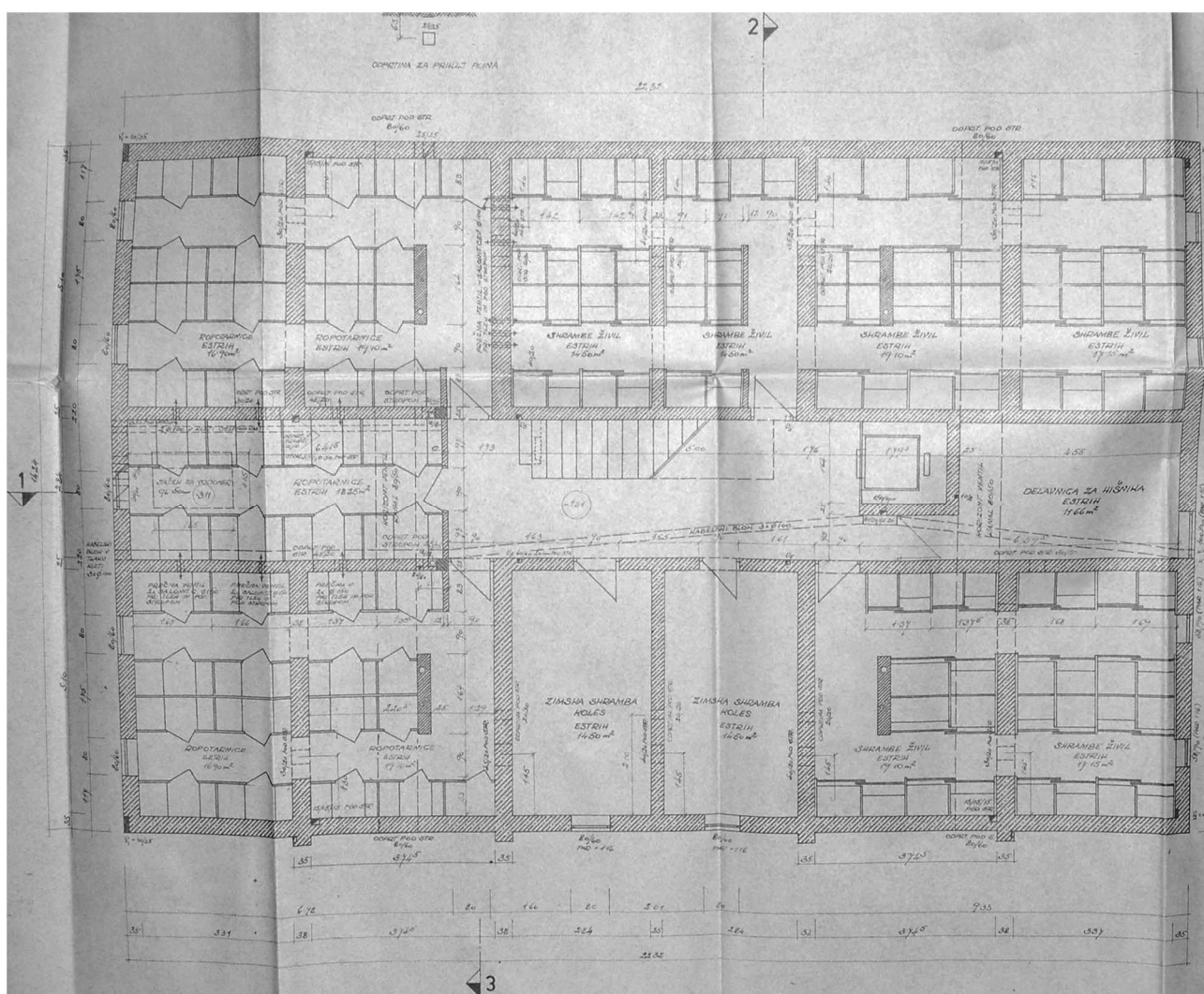
Kot je razvidno iz preglednice 2.2, imajo vse tri stolpnice enako število etaž. Tipi ni pogledi na posamezno stolpnico so prikazani na slikah 2.15 do 2.17.

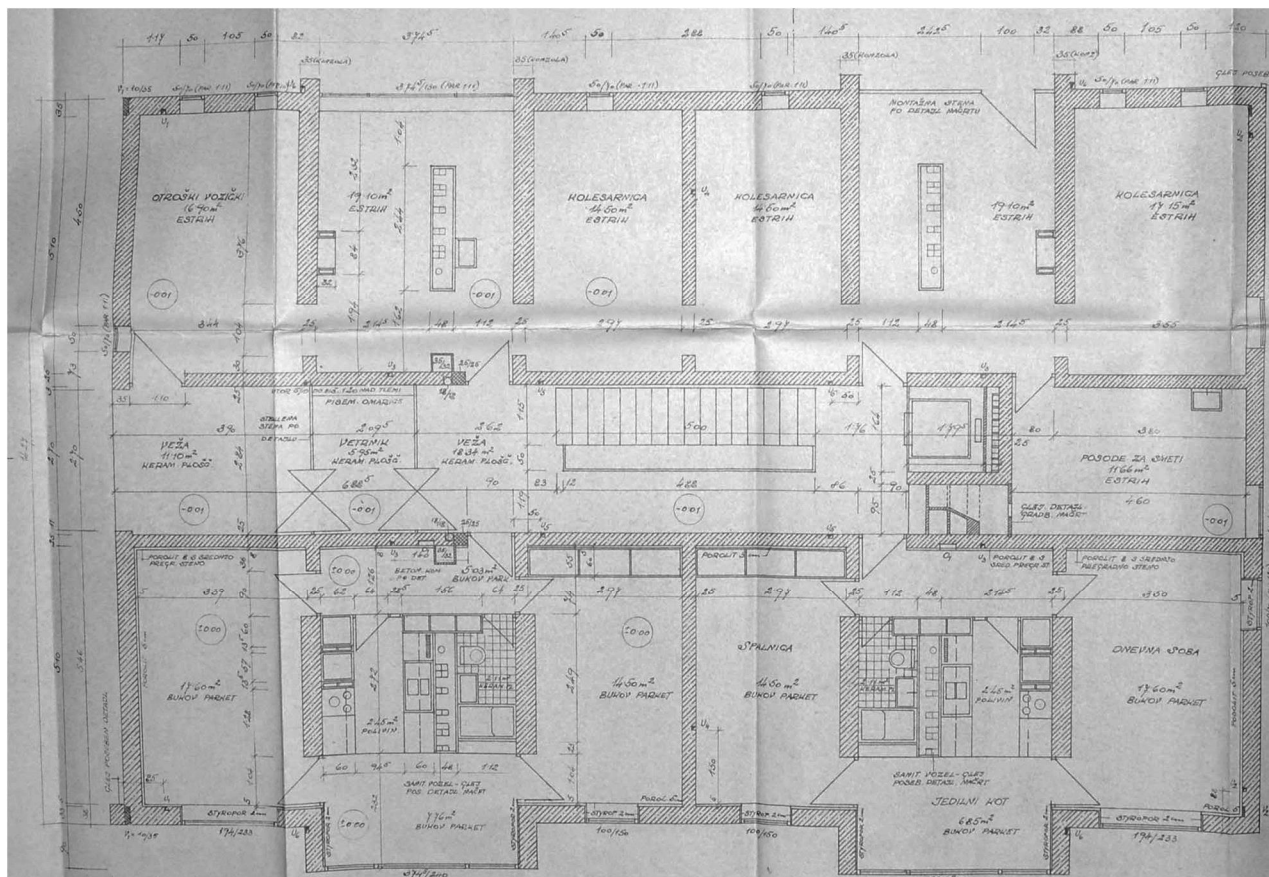
Projektna dokumentacija (P-A2), ki smo jo za stolpnice tega podtipa pregledali v arhivu Upravne enote Ljubljana-center je sledeč a:

- Stolpnica S2 v Streliški ulici - glavni projekt - osnovni projekt, Tehnika Projektivni biro Ljubljana, št. proj. 150/1, junij 1959;
- Stolpnica S2 v Streliški ulici - glavni projekt - statika, Tehnika Projektivni biro Ljubljana, št. proj. 150/1, junij 1959;
- Stolpnica S3 v Streliški ulici - glavni projekt i spremembe in dopolnitve, Tehnika Projektivni biro Ljubljana, št. proj. 150/1, maj 1960;

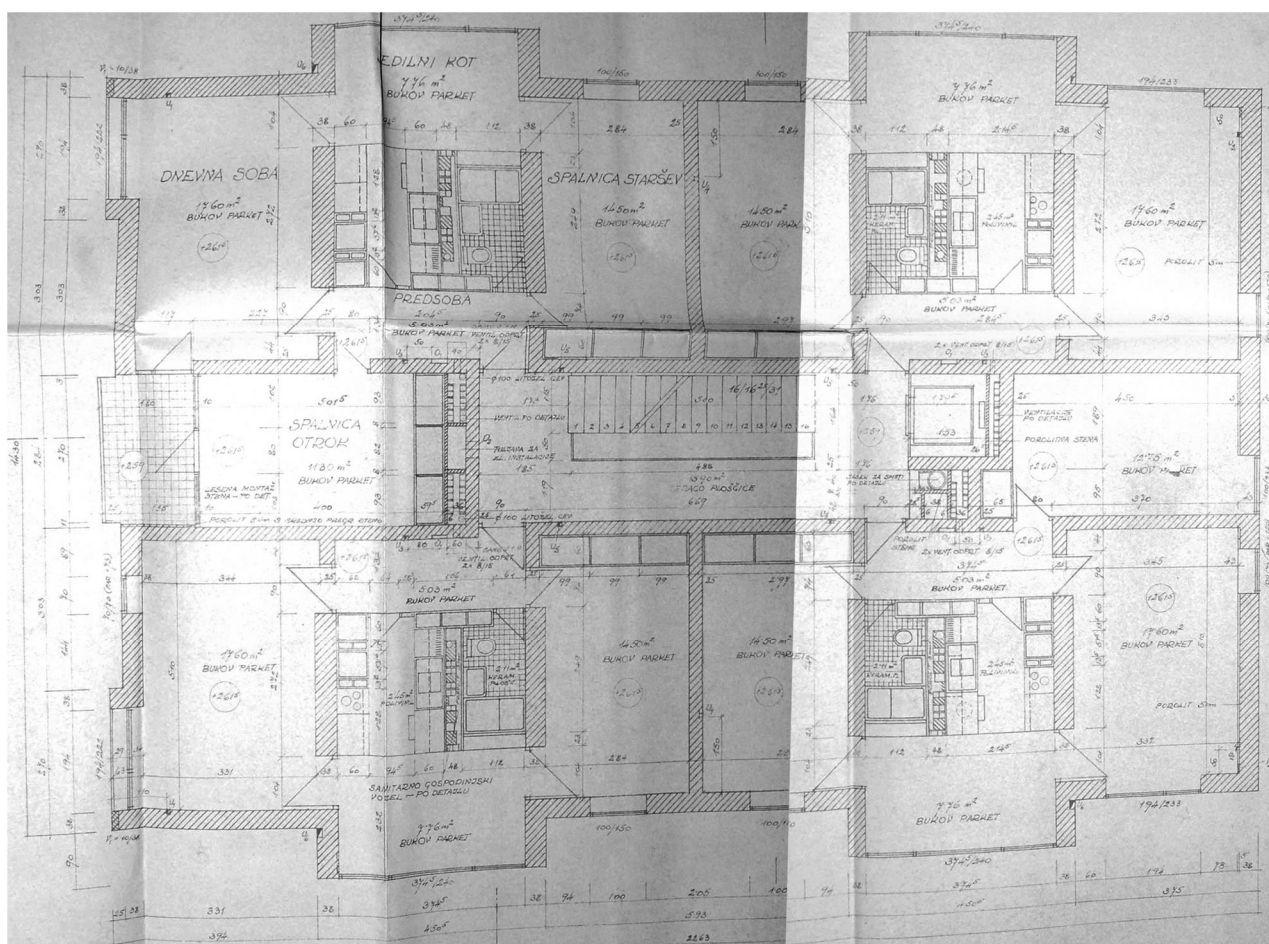
V tlorisu so stolpnice pravokotne oblike. V kletih in pritličju so dimenzij 22.35 x 14.27 m, v nadstropjih pa znaša dolžina 22.38 m oziroma 22.63 m na mestih razširitev, širina pa znaša 14.30 m oziroma 16.10 m na mestih razširitev od 1. nadstropja navzgor. Etažne višine vseh etaž znašajo 2.6 m. Pritličje je tik nad nivojem terena na južni strani (na strani glavnega vhoda) oziroma 2.5 m nad nivojem terena na severni strani. Enoramno stopnišče in dvigalni jašek sta v sredini tlorisa. Po projektu so v kleti shrambe in hišniška delavnica, v zahodni polovici pritličja kolesarnice, v vzhodni polovici stanovanjski prostori, v nadstropjih pa stanovanja. Nad zadnjim nadstropjem je pohodna terasa. Tlorisi tipi ni etaž in tipi ni prerezi

so prikazani na slikah 2.18 do 2.23. Stolpnice podtipa A2 se od stolpnice podtipa A1 razlikujejo v podkletenosti, tlorisni dolžini ter ureditvi pritilj ja in kletnih etaž.

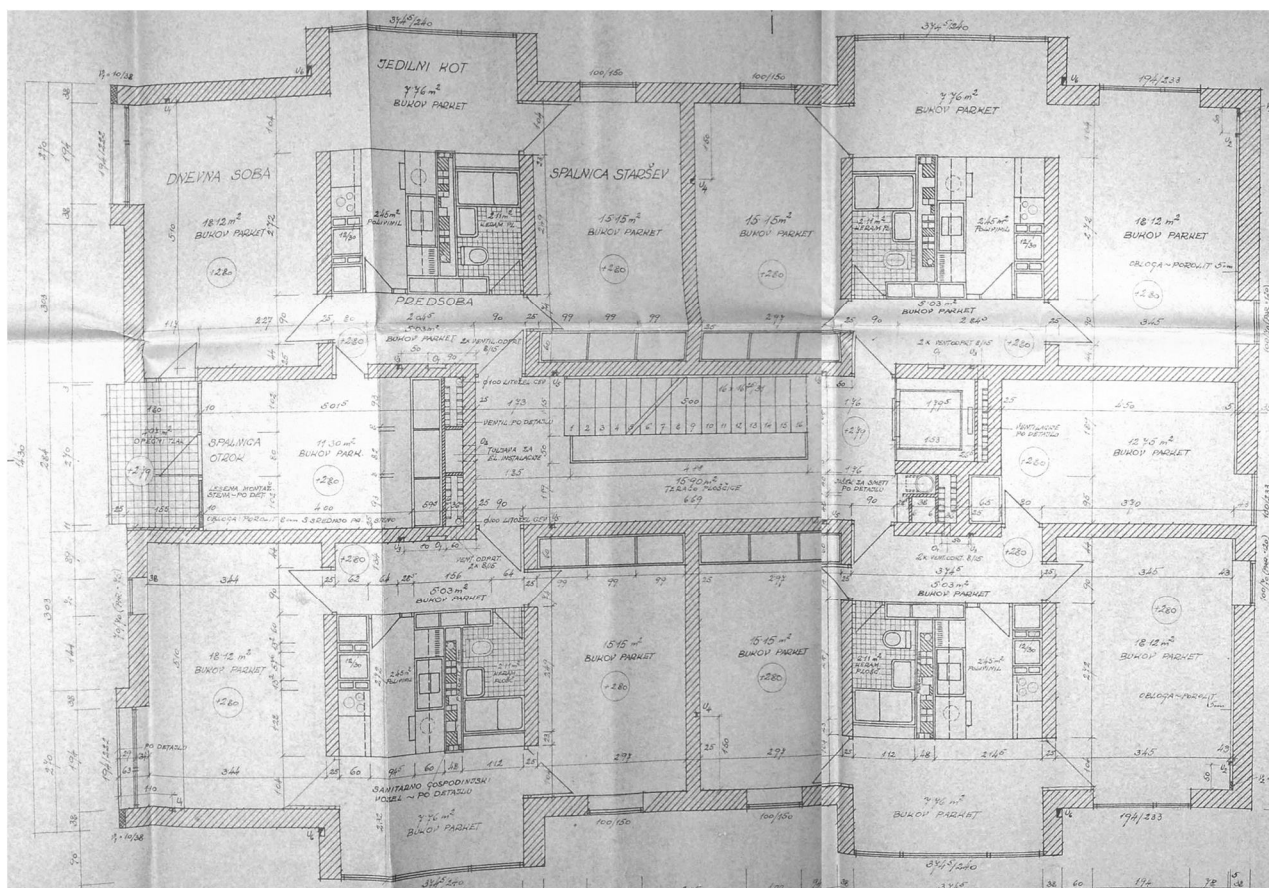




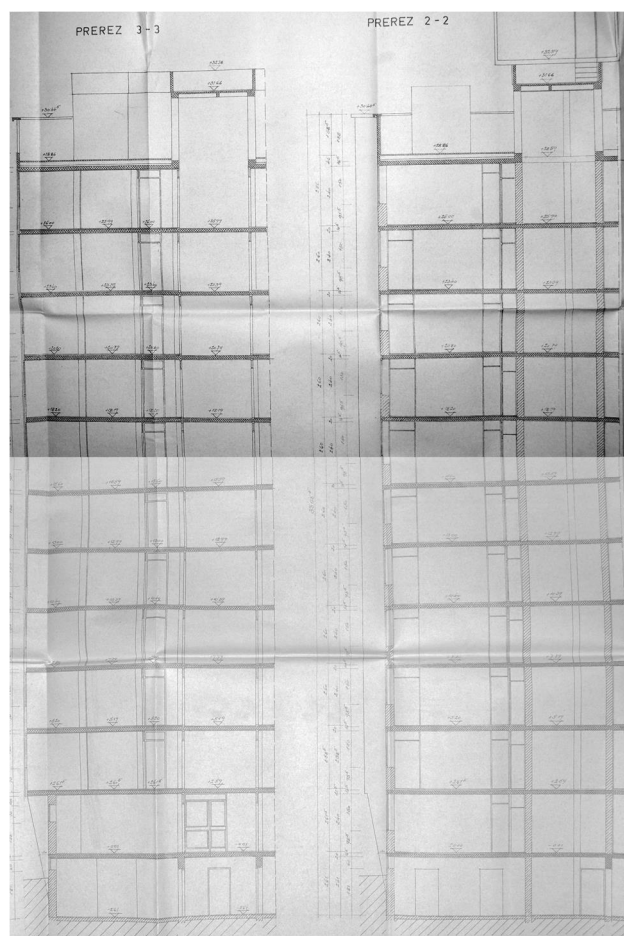
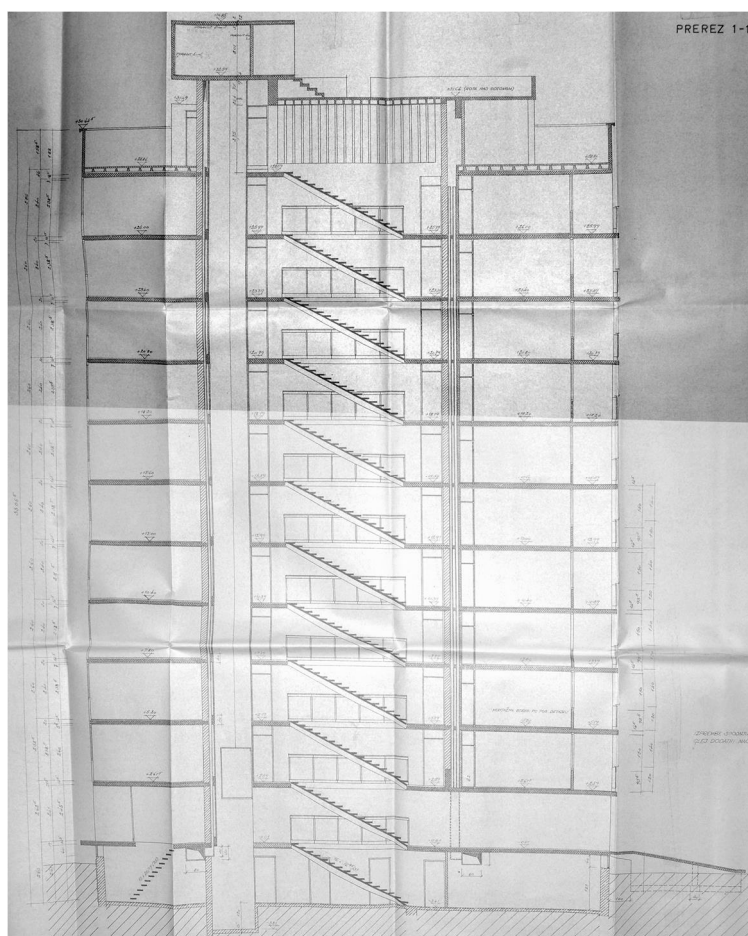
Slika 2.19: Podtip A2, tloris pritličja (vir: P-A2).



Slika 2.20: Podtip A2, tloris 1. do 7. nadstropja (vir: P-A2).



Slika 2.21: Podtip A2, tloris 8. do 10. nadstropja (vir: P-A2).



Sliki 2.22 in 2.23: Podtip A2, prerez 1-1 (levo) ter 2-2 in 3-3 (desno) (vir: P-A2).

3. Opis nosilne konstrukcije

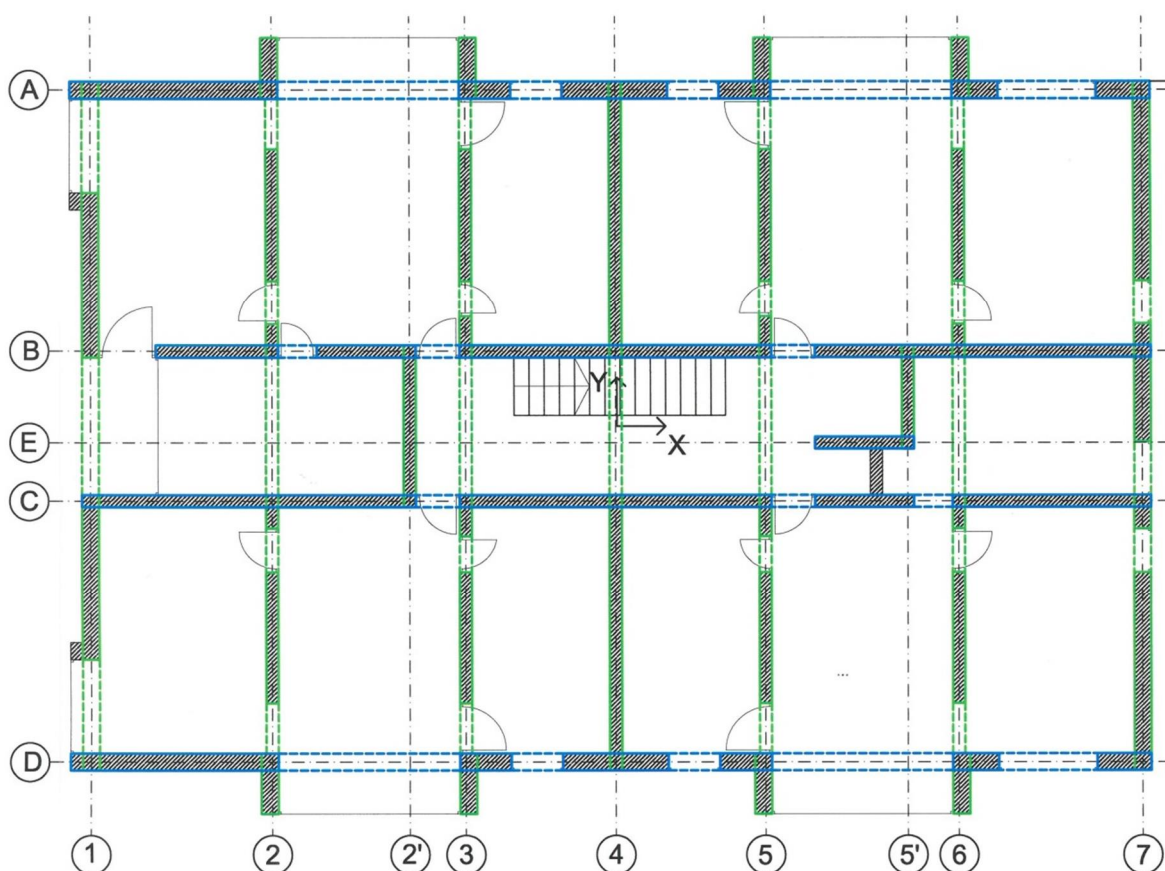
Nosilno konstrukcijo sestavljajo pasovni temelji, nosilni zidovi in medetažne konstrukcije. Značilnosti obeh podtipov, ki so povzete iz pregledane projektne dokumentacije, so navedene v naslednjih odstavkih.

Temeljenje stolpnice je različen. Pri vseh stolpnicah so pod nosilnimi zidovi pasovni temelji oziroma armiranobetonski (a.b.) temeljni nosilci iz betona MB22, ki so pri dveh stolpnicah podtipa A1 (A1-2 in A1-3) in pri vseh treh stolpnicah podtipa A2 podprti z vodnjaki.

Stolpnici A1-2 in A1-3 (E in D) sta bili zgrajeni na območju zasute gramozne jame, zato je bila temeljna konstrukcija podprta z vodnjaki, ki segajo do trdne podlage. Glede na tedanje poročilo ZRMK je bila pri projektiranju upoštevana dopustna obremenitev temeljnih tal 0.8 MPa. Temeljno konstrukcijo sestavljajo a.b. nosilci (MB22) v štirih vzdolžnih in sedmih prečnih oseh, vodnjaki pa so situirani na sešitih vseh osi.

Pri stolpnicah podtipa A2 so pasovni temelji na vseh sešitih osi podprti z betonskimi vodnjaki (obod MB22, jedro MB7). Vodnjaki so zunanega premera 1.4 m, ki se spodaj razširijo na 2.0 m. Temeljni a.b. nosilci imajo zgornji rob oblikovan stopničasto, za preprečevanje drsenja stolpnice po izolaciji. Podrobno je temeljenje opisano v geomehanskih poročilih (ZAG, št. 810/18-710-1 in 810/18-710-2).

Kot je prikazano na sliki 3.1, so nosilni zidovi in pasovni temelji pri stolpnicah obeh podtipov A1 in A2 razporejeni v petih vzdolžnih oseh (A, B, C, D in E) in devetih prečnih oseh (1, 2, 2', 3, 4, 5, 5', 6 in 7).



Slika 3.1: Tip A - tloris nadstropja - shema nosilnih zidov (podloga Studio Krištof).

Nosilni zidovi so v kletih in pritliju so izdelani iz neramiranega betona (MB16), debelin 35 in 25 cm, v nadstropjih pa so zidani iz polnih opejnih zidakov in so debeli 38 in 25 cm.

Pri podtipu A1 so le obodni nosilni zidovi debeli 35 cm (v kleti in pritliju) oziroma 38 cm (v nadstropjih). Razlika v debelini je glede na nater izvedena s previsom 3 cm navzven. Vsi notranji nosilni zidovi pa so vsi debeli 25 cm v kletih, pritliju in nadstropjih.

Pri podtipu A2 pa so poleg obodnih tudi notranji prečni zidovi med kuhinjami in sobami ter med kopalnicami in sobami (osi 2, 3, 5 in 6) debeli 35 cm (v kleti in pritliju) oziroma 38 cm (v nadstropjih), vendar le od 1. do 7. nadstropja. Od 8. do 10. nadstropja pa so ti zidovi debeli 25 cm, tako kot vsi ostali notranji zidovi.

Trdnost opejnega zidovja, na katero vplivata trdnostni razred zidakov in vrsta malte, se z višino stolpnice stopenjsko zmanjšuje. V preglednici 3.1 so posamezna nadstropja prikazani trdnostni razredi opejnih zidakov in vrsta malte.

Preglednica 3.1: Trdnostni razredi opejnih zidakov in vrsta malte v posameznih nadstropjih.

	Podtip A1		Podtip A2	
Nadstropje	Trdnostni razred opejnih zidakov	Vrsta malte	Trdnostni razred opejnih zidakov	Vrsta malte
1.	MO20	cementna malta	MO20	cementna malta
2.	MO20	cementna malta	MO15	cementna malta
3.	MO15	cementna malta	MO15	cementna malta
	MO20	podaljšana malta		
4. in 5.	MO15	podaljšana malta	MO15	podaljšana malta
6. in 7.	MO11	podaljšana malta	MO11	podaljšana malta
8., 9. in 10.	MO11	apnena malta z dodatkom cementa (mešanica 1 : 9 : 27)	MO11	apnena malta z dodatkom cementa (mešanica 1 : 9 : 27)

V projektih P-A1 in P-A2 so za opejne zidove navedena že ostala določila: za malto uporabiti mivko, vodoravne spojnice v zidovih izvesti v debelini 12 mm in enakomerno debele, zidati s pravilnimi zidarskimi zvezami, vse opejne zidake od 1. do 8. nadstropja preiskati po PTP7 in **prepovedati vsako naknadno izsekavanje zidov za kakršnokoli napeljavo instalacij.**

Navpično nosilno konstrukcijo v kletih in pritliju dopolnjujeta **dva a.b. stebra** na sešitih osi B in C z osjo 2' (slike 2.7, 2.8, 2.9, 2.18 in 2.19). Prečni zid v osi 2' je namreč le v nadstropjih, zato sta bila stebra po projektu namenjena prevzemu koncentracij obremenitev na teh sešitih zaradi navpične obtežbe. Stebra sta preseka 25/25 cm, izdelana iz betona MB16 in armirana (GA, vzdolžna armatura 4φ10, stikovana tik nad stropno ploščo, in stremena φ6/25 cm).

Predelnih sten v nadstropjih ni. So le štiri instalacijske stene - po ena stena med kuhinjo in kopalnico vsakega od 4 stanovanj. Za boljšo toplotno izolacijo imajo vsi zunanji zidovi stanovanjskih prostorov v pritliju, v nadstropjih pa le severni zunanji zid na notranji strani oblogo iz porolita. Pri tipu A1 je v pritliju obloga debela 4.5 cm, v nadstropjih pa 6 cm. Pri podtipu A2 pa so vse obloge debele 5 cm.

Navpične vezi: za navpično povezavo stolpnice so bile v vseh štirih vogalih vgrajene navpične vezi, izdelane iz gladkih armaturnih palic 2φ20, ki so bile med gradnjo vbetonirane spodaj v betonske kletne in pritlijeve zidove ter zgoraj v medetažne plošče, po dograditvi cele

stolpnice pa obbetonirane. Navpič ne vogalne vezi so na južnem robu namegljene na zunanji strani, na severnem robu pa na notranji strani. Podobne vezi (GA 1φ10) so tudi na robovih notranjih prelj njih zidov. Te vezi so bile po dograditvi stolpnice povezane s stremeni in ometane s cementno malto.

Medetažne konstrukcije - stropne konstrukcije nad vsemi etažami so monolitne križem-armirane betonske pločje debeline 13 cm (15 cm nad zadnjim nadstropjem). Pri podtipu A1 so izdelane iz betona MB16 (pločja nad zadnjim nadstropjem iz betona MB22), pri podtipu A2 pa so vse pločje izdelane iz betona MB22. Nosilna konstrukcija strehe nad delom terase je jeklena i iz dimnih cevi in varjena.

Vodoravne vezi: nad vsemi nosilnimi zidovi so v medetažnih pločjah vgrajene vodoravne vezi (GA 4φ10, stremena φ6/30 cm).

Potresna obtežba pri projektiranju: Pri obeh podtipih A1 in A2 je bila v statičnem računu konstrukcija preverjena na vodoravno potresno silo v višini 2 % skupne teže stolpnice, pri čemer je bila v skupni teži upoštevana celotna stalna in 70 % koristne obtežbe. Pri projektih P-A2 je navedeno tudi, da so bili zidovi preverjeni po DIN 1053 iz l. 1952, stropne konstrukcije pa dimenzionirane po francoskih predpisih za armirani beton BA iz leta 1945.

Pravilnost / nepravilnost konstrukcije v tlorisu in po višini sta lastnosti, ki v veliki meri vplivata na odziv stavbe pri potresu.

Znatno nepravilnost konstrukcije v tlorisu predstavlja razlika v velikosti odprtih v oseh 1 in 7. Pri dani legi stolpnice sta namreč južno proglje v osi 1, severno proglje pa v osi 7, zaradi česar so balkonske odprtine v osi 1 bistveno daljše in višje kot balkonska in okenski odprtini v osi 7. Ker gre za krajni prelj ni osi, je tlorisna nepravilnost znatna in v primeru potresne obtežbe povzroča neugodne torzijske uklinke in posledilno velja je obremenitve zidov, kot bi jih imeli v primeru tlorisno pravilne konstrukcije.

Nepravilnost konstrukcije po višini pa izvirajo iz sledeljih koncentriranih sprememb na prehodu od ene do naslednje etaže:

- znatna sprememba togostnih in trdnostnih lastnosti konstrukcije na prehodu od pritilja (beton) v 1. nadstropje (opejlno zidovje);
- znatna sprememba konstrukcije na delu osi 2', kjer sta v pritilju dva a.b. stebra, od 1. nadstropja navzgor pa poln opejl ni zid;
- podobna spremembi iz preljnje alineje je sprememba v osrednjem delu v osi 7, ki pa je le pri nartih za podtip A1, dejansko izvedeno pa le pri stolpnica h A1-1, A1-4 in A1-5. V osi 7 je zid med osema B in C le v nadstropjih, v pritilju in 1. kleti pa ne, pri čemer na seilgljih osi B in C z osjo 7 v 1. kleti in pritilju celo ni a.b. stebrov.

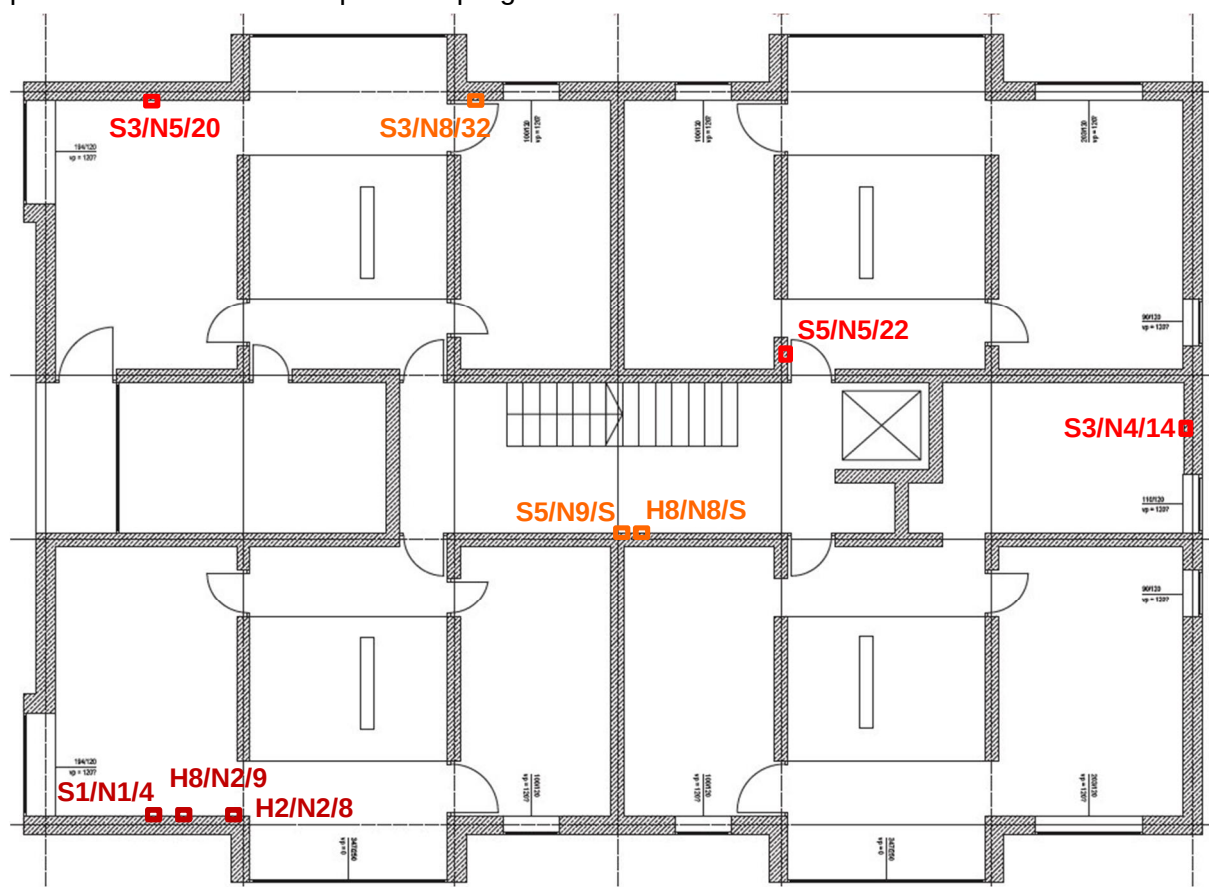
4. Pregled nosilnih zidov in preiskave vzorcev zidakov in malte

Zaradi velike razlike v togosti in nosilnosti med zgornjo navpično konstrukcijo v nadstropjih (zidano opeko) in spodnjo navpično konstrukcijo v kletih in pritličju (monolitno betonsko) smo pri modeliranju konstrukcije za analizo potresne odpornosti upoštevali, da je za odziv in potresno odpornost kritična opeka zidana konstrukcija, in da je le-ta na nivoju stropne konstrukcije nad pritličjem vpeta v betonsko konstrukcijo pritličja in kleti.

Za oceno dejanskih vrednosti mehanskih lastnosti opekega zidovja smo po programu projekta odvzeli vzorce opekih zidakov in malte na skupno 9 preglednih mestih. Mesta smo izbrali iz nabora možnih lokacij, za katere so lastniki soglašali, da se na njih izvede sondiranje in odvzem vzorcev. Iz nabora možnih lokacij smo mesta sondiranja izbrali tako, da smo pridobili:

- po tri vzorce za vsak trdnostni razred opekega zidaka (MO20, MO15 in MO11),
- po tri vzorce za vsako vrsto malte (cementna, podaljšana, apnena z dodatkom cementa).

Pregled zidovja, sondiranje in odvzem vzorcev smo izvedli v dneh 26.10. in 29.10.2018, do 30.10.2018 pa smo vsa pregledna mesta ustrezno zaprli. Lokacije vseh 9 preglednih mest so prikazane na sliki 4.1 in opisane v preglednici 4.1.



Slika 4.1: Tip A - tloris nadstropja - situacija preglednih mest (podloga Studio Krištof): temno rdeča: MO20, cementna malta; rdeča: MO15, podaljšana malta; oranžna: MO11, apnena malta z dodatkom cementa.

Na vseh mestih smo najprej odstranili omet, ugotovili vrsto zidakov, izmerili debelino ometa in debeline spojníc (preglednica 4.2). Nato smo odvzeli vzorce gradiv za laboratorijske preiskave. Iz opekih zidakov smo odvzeli po en valj ni vzorec premera 50 mm, iz dodatne valj ne sondne odprtine, izvedene preko zidnih spojníc, pa smo odvzeli vzorec malte. Pogled na tipično pregledno mesto po odvzemu vzorcev zidaka in malte je prikazan na sliki 4.2.

Preglednica 4.1: Situacija preglednih mest.

Stolpnica	Nadstropje	Lokacija / številka stanovanja	Pregledno mesto	Višina od tal	Florisna lokacija
Hudovernikova ulica 2	2.	8	H2/N2/8	1.07 m	0.50 m od vogala zidu
Hudovernikova ulica 8	2.	9	H8/N2/9	0.92 m	2.15 m od zunanjega zidu
	8.	stopnišje	H8/N8/S	1.45 m	4.48 m od prejšnjega zidu
Streliška ulica 1	1.	4	S1/N1/4	0.93 m	1.60 m od notranjega zidu
Streliška ulica 3	4.	14	S3/N4/14	1.12 m	0.90 m od okenske odprtine
	5.	20	S3/N5/20	1.07 m	1.75 m od zunanjega zidu
	8.	32	S3/N8/32	0.85 m	0.70 m od okenske odprtine
Streliška ulica 5	5.	22	S5/N5/22	1.40 m	0.41 m od vratne odprtine
	9.	stopnišje	S5/N9/S	1.65 m	4.16 m od prejšnjega zidu

Preglednica 4.2: Debeline spojnice in ometa na preglednih mestih.

Pregledno mesto	Vodoravne spojnice (mm)	Navpične spojnice (mm)	Debelina ometa (mm)
H2/N2/8	9 - 21	16 - 24	25
H8/N2/9	5 - 10	16 - 22	25
H8/N8/S	11	11 - 18	22
S1/N1/4	14	30	25
S3/N4/14	19	29	22
S3/N5/20	13	14	18
S3/N8/32	12 - 17	9	22
S5/N5/22	6 - 10	23 - 25	19
S5/N9/S	18	35	19



Slika 4.2: Pregledno mesto S3/N4/14 po odvzemu valjnega vzorca iz opešnega zidaka (desno) in valjnega vzorca preko vodoravne in navpične spojnice - za pridobitev vzorca malte.

Na vseh preglednih mestih smo ugotovili, da gre za polne opešne zidake normalnega formata. Povprečna debelina vodoravnih spojníc, izmerjena na preglednih mestih, znaša 13.3 mm, kar je blizu vrednosti 12 mm, predpisane v projektu. So pa vodoravne spojnice ponekod precej neenakomerno debele, kar je v nasprotju z določilom projekta.

Na odvzetih vzorcih opeke in malte smo opravili laboratorijske preskuse tlaž ne trdnosti.

Valj ni vzorci opeke (slika 4.3) so bili preiskani v Laboratoriju za betone ZAG, kjer so izmerili prostorninsko maso in opravili tlaž ne preskuse. Dobljene vrednosti so zbrane v preglednici 4.3. Za primerjavo s trdnostnimi razredi iz projekta smo vrednosti, dobljene na valj nih vzorcih reducirali. Redukcijsko enaž bo smo na ZAG dobili na osnovi primerjalnih tlaž nih testov, ki smo jih v zadnjih 25 letih izvedli na valj nih vzorcih premera 45 mm in na polnih opeł nih zidakih po standardu JUS B.D8.011. Reducirane vrednosti in povpreł ja reduciranih vrednosti so prav tako navedena v preglednici 4.3, loł eno za vsak trdnostni razred iz projekta.



Slika 4.3: Odvzeti valj ni vzorci iz opeł nih zidakov za tlaž ne preskuse.

Preglednica 4.3: S preiskavami ugotovljena prostorninska masa in tlaž na trdnost valj nih vzorcev opeke in reducirane vrednosti - ocena tlaž ne trdnosti zidakov

Trdnostni razred opeł nih zidakov po projektu (P-A1 in P-A2)	Pregledno mesto	Prostorninska masa (kg/m ³)	Tlaž na trdnost preiskanih vzorcev (MPa)	Tlaž na trdnost - reducirane vrednosti (MPa)	Povpreł na reducirana tlaž na trdnost - za trdnostni razred iz projekta (MPa)
MO20	H2/N2/8	1682	12.2	11.1	15.0
	H8/N2/9	1880	24.7	21.4	
	S1/N1/4	1774	14.1	12.7	
MO15	S3/N4/14	1791	21.4	18.7	15.8
	S3/N5/20	1612	13.4	12.1	
	S5/N5/22	1915	18.8	16.6	
MO11	H8/N8/S	1780	37.1	31.3	29.2
	S3/N8/32	1818	25.0	21.6	
	S5/N9/S	1815	41.5	34.7	

Le v preglednici 4.3 primerjamo zadnji in prvi stolpec vidimo sledeč e:

- projektni trdnostni razred MO20 ni dosežen: **15.0 MPa < 20 MPa**,
- projektni trdnostni razred MO15 je presežen: 15.8 MPa > 15 MPa,
- projektni trdnostni razred MO11 je presežen: 29.2 MPa > 11 MPa.

Pri takih razlikah med projektnimi in s preiskavami ocenjenimi tlaž nimi trdnostmi bi bilo za zanesljivejše zaključ ke potrebno preiskati več je gtevilo vzorcev.

Kompaktni kosi malte so bili preiskani v Laboratoriju za cemente, malte in keramiko ZAG. Iz več jih kompaktnih kosov so bili izrezani vzorci nestandardne velikosti (slika 4.4), na katerih so opravili tlaž ne preskuse (slika 4.5). Ob pregledu smo ugotovili, da je malta dobro sprijeta z opeko. Povpreč ne vrednosti tlaž ne trdnosti, ki so bile dobljene na vzorcih s posameznih mest, pri čemer so vzorci nestandardnih velikosti in oblik, so povzete v preglednici 4.4.



HUDOVERNIKOVA ULICA 2
2. nadstropje
stanovanje št. 8

Slika 4.4: Vzorec nestandardne velikosti, izdelan iz kosa malte, odvzetega na mestu H2/N2/8.



Slika 4.5: Vzorec malte z mesta H2/N2/8 med preiskavo tlaž ne trdnosti.

Preglednica 4.4: S preiskavami ocenjene tlaž ne trdnosti vzorcev malte.

Vrsta malte po projektu (P-A1 in P-A2)	Pregledno mesto	Tlaž ne trdnost - preiskava (MPa)	Povpreč ne trdnost vzorcev za vrsto malte iz projekta (MPa)
cementna	H2/N2/8	36.13	36.45
	H8/N2/9	27.27	
	S1/N1/4	45.94	
podaljšana	S3/N4/14	2.51	6.76
	S3/N5/20	2.76	
	S5/N5/22	15.02	
apnena z dodatkom cementa	H8/N8/S	1.57	1.30
	S3/N8/32	1.27	
	S5/N9/S	1.07	

S preiskavami ocenjene tlačne trdnosti malte so v sorazmerju z vrsto malte in pri akovanih vrednostih.

Mehanske lastnosti opelega zidovja smo ocenili za posamezne kombinacije trdnostnih razredov opeke in vrste malte po projektu (preglednica 5.2). Ocene smo izdelali na podlagi analize rezultatov opravljenih preiskav vzorcev iz opekih zidakov in vzorcev malte ter na podlagi in-situ in laboratorijskih preiskav zidov, zgrajenih iz materialov podobnih kvalitete, ki smo jih do sedaj izvržili na Zavodu za gradbeništvo Slovenije [26, 27], upoštevali pa smo tudi obstoječe standarde [16] in starejše pravilnike [22, 23]. Vse ocenjene vrednosti so podane v preglednici 4.5.

Ob upoštevanju izmerjenih vrednosti prostorninske mase vzorcev opeke (preglednica 4.3) smo za vse vrste zidovja upoštevali specifično težo $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, ki je obenem vrednost, upoštevana v projektu.

Preglednica 4.5: Ocenjene mehanske lastnosti opelega zidovja.

Vrsta zidakov in malte po projektu [P-A1 in P-A2]	Lastnost zidovja			
	tlačna trdnost f	natezna trdnost f_t	elastični modul E	strižni modul G
MO20 cementna malta	7.2 MPa	0.40 MPa	7200 MPa	640 MPa
MO15 cementna malta	5.8 MPa	0.30 MPa	5800 MPa	520 MPa
MO20 podaljšana malta	5.8 MPa	0.30 MPa	5800 MPa	520 MPa
MO15 podaljšana malta	4.8 MPa	0.25 MPa	4800 MPa	440 MPa
MO11 podaljšana malta	3.2 MPa	0.20 MPa	3200 MPa	300 MPa
MO20 apnena malta z dodatkom cementa	1.6 MPa	0.10 MPa	1600 MPa	160 MPa

5. Analiza potresne odpornosti in zahteve predpisov

5.1 Računski model konstrukcije

Za analizo potresne odpornosti splošne več etažne konstrukcije, kjer se poškodbe razvijajo tako v zidovih, kot tudi v prelukah, ki jih sestavljajo preklade nad odprtinami, sodelujejo i pasovi stropnih konstrukcij in parapeti, smo na Zavodu za gradbeništvo Slovenije v letu 1994 izdelali računalniški program NASK [6]. Program omogoča nelinearno potresno analizo (push-over analysis) več etažnega okvirnega modela konstrukcije.

Konstrukcijo modeliramo z eno ali več podkonstrukcijami, ki so ravninski ali prostorski okviri, posamezni elementi pa imajo lahko na začetku in koncu toge odseke. Podkonstrukcije so med seboj povezane s medetažnimi ploščami, ki so toge v svoji ravnini in tako zagotavljajo medsebojno odvisnost pomikov posameznih podkonstrukcij. Za elemente podamo geometrijske lastnosti, elastični in strigni modul materiala elementa in karakteristične točke interakcijskih diagramov (strigne in upogibne nosilnosti v odvisnosti od osne obremenitve prereza). Le-te izračunamo predhodno z računalniškima programoma PREREZ ali PREREN, ki smo ju prav tako izdelali na ZAG.

Pri računu karakterističnih točk interakcijskih diagramov za upogib programa PREREZ in PREREN upošteva podane vrednosti upogibnih diagramov za zidovje, beton in armaturno jeklo, program PREREN pa se od programa PREREZ razlikuje v tem, da upošteva tudi natezno trdnost zidovja oziroma betona.

Za račun strigne nosilnosti elementa ima program vgrajena dva izraza, enega za zidovje in drugega za beton. Strigno nosilnost zidanega elementa program izračuna z izrazom [26, 27]:

$$H_{u,s} = \frac{C_R A f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{f_t}}$$

kjer je:

- A - površina vodoravnega prereza zidu ($A = t \cdot l$),
- t - debelina zidu,
- l - dolžina zidu,
- h - višina zidu,
- σ_o - povprečna napetost v zidu zaradi navpične obtežbe,
- f_t - natezna trdnost zidovja,
- C_R - faktor redukcije nosilnosti ($C_R = 0.9$),
- b - faktor razporeditve strignih napetosti v zidu, definiran kot razmerje med največjo in povprečno strigno napetostjo v vodoravnem prerezu zidu. Njegova vrednost je odvisna od geometrije zidu:
 - za $h / l \leq 1.5$: $b = 1.5$,
 - za $h / l \leq 1.0$: $b = 1.1$,
 - za $1.0 < h / l < 1.5$ linearna interpolacija med 1.1 in 1.5.

Strigno nosilnost betonskega prereza, armiranega s strigno armaturo programa PREREZ oziroma PREREN izračunata z izrazi iz Evrokod 2 [15]:

$$H_{u-s} = V_{R3} = V_c + V_w,$$

kjer je:

$$V_c = (C_{R,C} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad - \text{prispevek betona,}$$

$f_{ck-cube}(\text{MPa})$	15	20	25	30	37	45	50	55	60
$f_{ck}(\text{MPa})$	12	16	20	25	30	35	40	45	50

$f_{ck-cube}$ karakteristič na tlač na trdnost kocke s stranico 15 cm, ki je za faktor 0.95 večja od karakteristične tlačne trdnosti kocke s stranico 20 cm, ki je osnova za trdnostni razred iz projekta (MB),

$$C_{R,C} = 0.18,$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2, \text{ kjer je } d \text{ v mm,}$$

$$k_1 = 0.15$$

$$\rho_1 \quad - \text{količnik natezne vzdolžne armature: } \rho_1 = A_{s1} / (b_w d),$$

$$\sigma_{cp} \quad - \text{osna obremenitev elementa,}$$

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

$$d \quad - \text{statična višina natezne armature,}$$

$$V_w = A_{sws} 0.9 d f_{yws} / s_s + A_{swd} 0.9 d f_{ywd} / s_d (1 + \cot \alpha) \sin \alpha \quad - \text{prispevek strižne armature,}$$

$$A_{sws}, A_{swd} \quad - \text{prerez strižne armature (stremen, diagonalne armature),}$$

$$s_s, s_d \quad - \text{razmak med stremenimi oz. diagonalno armaturo,}$$

$$f_{yws}, f_{ywd} \quad - \text{meja elastičnosti jekla stremen / diagonalne armature,}$$

$$\alpha \quad - \text{kot med diagonalno armaturo in vzdolžno osjo.}$$

5.2 Račun histerezne ovojnice

Program NASK najprej izračuna lastne nihajne oblike in lastne nihajne dobe konstrukcije, nato obremenitve zaradi podane navpične obtege. Nato preide k računu potresne odpornosti - potisni analizi s povečevanjem vsiljenega pomika v izbrani etaži (push-over analysis).

Konstrukciji se korak za korakom računsko vsiljuje vodoravne pomike na nivoju medetažnih konstrukcij, kjer ima konstrukcija koncentrirane mase. Program NASK sicer omogoča različno obliko vsiljenih vodoravnih pomikov po višini stavbe, vendar se običajno izbere tako obliko, ki jo povzročajo vodoravne sile, ki so po višini razporejene po obrnjenem trikotniku. Taka oblika vsiljenih pomikov po naših izkušnjah bolj kot druge zagotavlja pogoje za konvergenco potisne analize.

Korak za korakom se konstrukciji na nivoju posameznih etaž vsiljuje vedno večje vodoravne pomike, pri tem pa se izračunajo pripadajoče reakcijske in notranje sile v elementih kot posledica vsiljenih pomikov in zasukov v vozliščih elementov. Rezultat je histerezna ovojnica odvisnosti med izbrano vodoravno silo in izbranim vodoravnim pomikom. V programu NASK je izbrana vodoravna sila skupna preložna sila v spodnji etaži (H_{tot}) in etažni pomik v masnem središču spodnje etaže (d).

Program izračuna togostno matriko konstrukcije v začetnem stanju, ki velja do nastanka prvega plastičnega loma. Nato v vsakem koraku preveri in izračuna nove togostne matrike vseh tistih podkonstrukcij, pri katerih je vsaj ena od notranjih sil dosegla mejo elastičnosti. Na tem mestu se za to prostostno stopnjo vstavi plastični lom. V kolikor se pri naraščajočem pomiku pri tej prostostni stopnji doseže maksimalni pomik oziroma zasuk, se element izloči.

Ko posamezna podkonstrukcija postane zaradi izložitve ključnih elementov nestabilna kinematično veriga, program podkonstrukcijo izloči. Račun se zaključí pri doseženi nestabilnosti zadnje podkonstrukcije.

5.3 Idealizacija histerezne ovojnice

Da bi jo lahko primerjali s predpisano, moramo izračunano histerežno ovojnico idealizirati, najbolj običajno z bilinearno ovojnico. Za idealizirano ovojnico običajno privzamemo, da je njena elastičnost enaka začetni togosti izračunane histerezne ovojnice.

Pri idealizaciji upoštevamo:

- energetski pogoj: površina pod izračunano histerežno ovojnico mora biti enaka površini pod idealizirano ovojnico, kar fizikalno pomeni enakost porabljene potresne energije,
- končno mejno stanje je definirano s točko, pri kateri odpornost konstrukcije pade na 80% največje vrednosti,
- pogoj duktilnosti: če želimo idealizirano potresno odpornost primerjati s predpisano potresno obtežbo, ki je preko faktorja obnašanja q povezana z določenim nivojem globalne duktilnosti, moramo to duktilnost konstrukciji tudi zagotoviti. Faktor duktilnosti μ_u je razmerje med mejnim pomikom idealizirane etažne ovojnice d_u in pomikom na idealizirani meji elastičnosti d_e :

$$\mu_u = \frac{d_u}{d_e}$$

$$q = \frac{2\mu_u - 1}{2\mu_u}$$

Za primerjavo idealizirane potresne odpornosti s predpisano se potresna odpornost izrazi v brezdimenzijski obliki - s koeficientom potresne odpornosti:

$$SRC = \frac{H_{id}}{G_{tot}}$$

kjer je:

- SRC - koeficient potresne odpornosti,
 H_{id} - idealizirana potresna odpornost,
 G_{tot} - teža stavbe.

5.4 Zahteve predpisov - standarda Evrokod 8

V Republiki Sloveniji potresno varnost gradbenih objektov ureja standard **Evrokod 8**. Del 1 [17] pokriva področje projektiranja in gradnje novih stavb, del 3 [18] pa pokriva oceno in prenovo stavb. Uporabljata se skupaj z nacionalnima dodatkom.

V obvezno uporabo ga je s 1.1.2008 vpeljal **Pravilnik o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov** [25], ki je obenem razveljavil stari **Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih** [23].

Ob zadostitvi določenih minimalnih zahtev mora imeti konstrukcija zahtevano potresno odpornost - njena računsko nosilnost mora biti večja ali enaka predpisani potresni obtežbi. Ta pogoj se zapiše v brezdimenzijski obliki:

$$SRC_d \frac{H_{id,d}}{G_{tot}} BSC_d$$

kjer je:

- SRC_d - koeficient projektne potresne odpornosti (idealiziran),
- $H_{id,d}$ - projektna potresna odpornost (idealizirana),
- G_{tot} - teža stavbe,
- BSC_d - predpisan koeficient projektne prele ne sile v pritlilju.

Koeficient projektne potresne odpornosti objekta SRC_d

Medtem ko se pri računu mejne potresne odpornosti H_u oziroma koeficienta mejne potresne odpornosti SRC_u upošteva jo karakteristične vrednosti trdnosti zidovja (tlača na trdnost f_k in natezna trdnost f_{tk}), pa je pri računu projektne potresne odpornosti H_d oziroma koeficienta projektne potresne odpornosti SRC_d namesto karakterističnih njih potrebno upoštevati projektne vrednosti trdnosti materialov. To so za delni faktor varnosti za material γ_M (pri projektiranju novih objektov) oziroma za faktor zaupanja CF (pri preprojektiranju obstoječih objektov) reducirane karakteristične vrednosti.

Pri projektiranju novih zidanih objektov na potresne obremenitve po **Evrokod 8** se osnovni varnostni faktor materiala γ_M lahko zmanjša na 2/3 osnovne vrednosti oziroma ne na manj od 1.5. Pri preprojektiranju obstoječih konstrukcij (**Evrokod 8** - 3.del) pa se namesto karakterističnih njih vrednosti uporabljajo povprečne vrednosti trdnosti materialov, namesto faktorja γ_M pa se za redukcijo uporablja faktor zaupanja CF. Vrednost CF je odvisna od ravni poznavanja konstrukcije KL, za katero je potrebno opraviti predpisan obseg raziskav in preiskav za ugotavljanje stanja konstrukcije:

CF = 1.35 : za omejeno poznavanje - KL1;

CF = 1.2 : za normalno poznavanje - KL2;

CF = 1.0 : za popolno poznavanje - KL3.

Koeficient projektne prele ne sile v pritlilju BSC_d

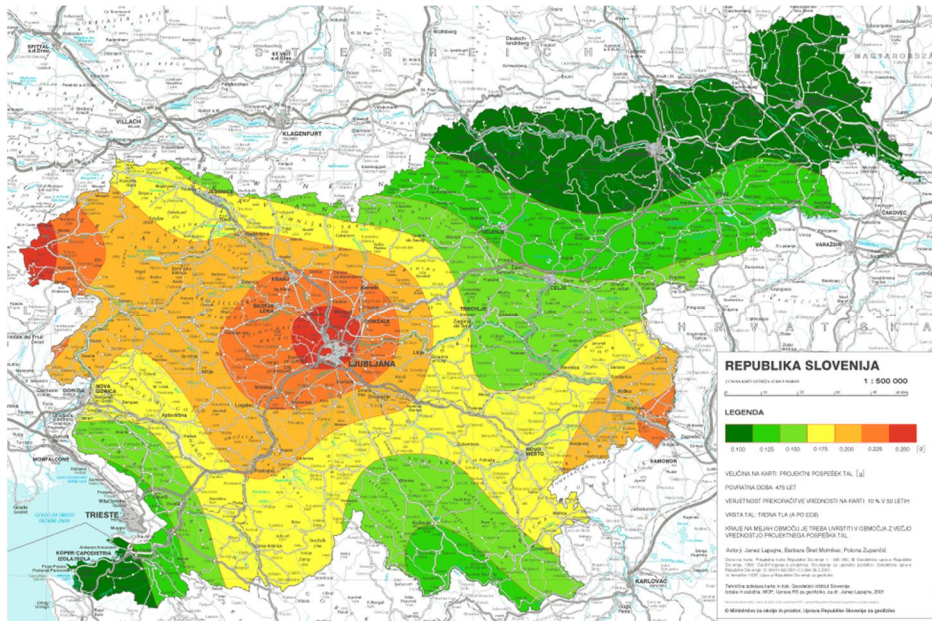
V Evrokod 8 je potresna obtežba izražena v obliki brezdimenzijskega koeficienta projektne prele ne sile v pritlilju BSC_d :

$$\begin{aligned} BSC_d &= \gamma_I \alpha S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & \dots \quad 0 \leq T \leq T_B; \\ BSC_d &= \gamma_I \alpha S \frac{2.5}{q} & \dots \quad T_B \leq T \leq T_C; \\ BSC_d &= \gamma_I \alpha S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right]; \quad BSC_d \geq \gamma_I \alpha 0.2 & \dots \quad T_C \leq T \leq T_D; \\ BSC_d &= \gamma_I \alpha S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]; \quad BSC_d \geq \gamma_I \alpha 0.2 & \dots \quad T \geq T_D; \end{aligned}$$

kjer so:

- α - razmerje med projektnim pospeškom temeljnih tal a_g in pospeškom prostega pada g. Odvisno je od seizmičnosti območja. Karta potresne nevarnosti (slika

5.1), sprejeta s strani tehničnega komiteja USM/TC KONWG 8 aprila 2001, je kot sestavni del Nacionalnega dodatka v Sloveniji prišla veljati s 1.1. 2002;



Slika 5.1: Karta potresne nevarnosti Slovenije - projektni pospeški temeljnih tal a_g

- S - parameter tal - vrednosti so v spodnji preglednici;
- q - faktor obnažanja konstrukcije, ki je odvisen od vrste nosilne konstrukcije. Za zidane konstrukcije so vrednosti sledele e:
- q = 1.5 ... za navadne zidane konstrukcije brez navpičnih vezi,
 - q = 2.0 ... za zidane konstrukcije z navpičnimi a.b. vezmi,
 - q = 2.5 ... za konstrukcije iz armiranega zidovja,
- T - lastna nihanja doba konstrukcije;
- T_B , T_C , T_D - vrednosti nihajnih časov v spektru odziva v **Evrokod 8**:

tip tal	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.7	0.10	0.4	2.0

- γ_I - faktor pomembnosti objekta;

kategorija pomembnosti	stavbe	faktor pomembnosti
IV	stavbe, katerih integriteta med potresi je življenjskega pomena za civilno zaščito, npr. bolnišnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno	1.4
III	stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve, npr. škole, dvorane za srečanja, kulturne ustanove in podobno	1.2
II	navadne stavbe, ki ne pripadajo drugim kategorijam	1.0
I	stavbe, manj pomembne za varnost ljudi, npr. kmetijski objekti in podobno	0.8

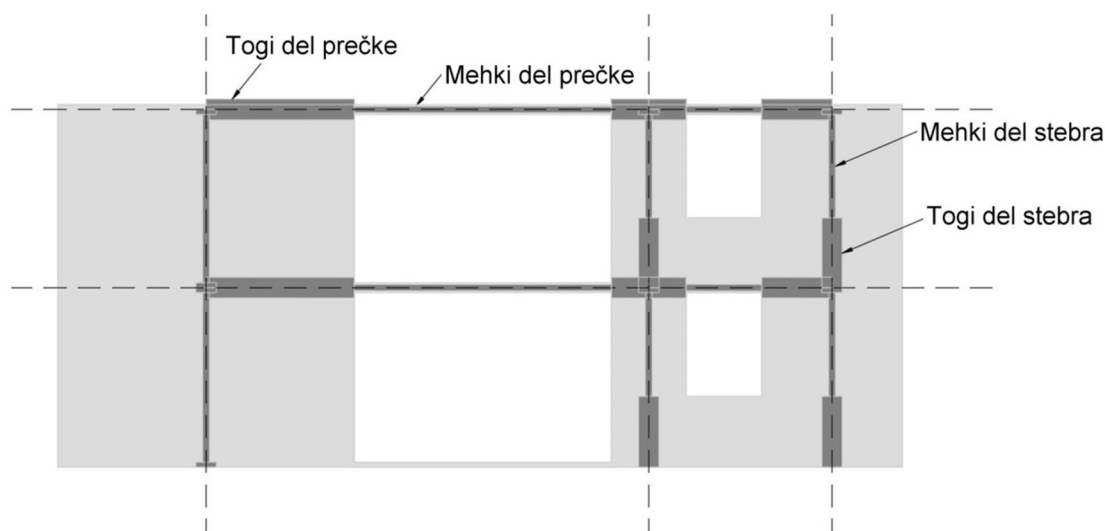
6. Potresna odpornost stolpnice v obstoječem stanju

Z upoštevanjem ocenjenih mehanskih lastnosti opelega zidovja (preglednica 4.5) smo analitično ocenili potresno odpornost stolpnice tipa A v obstoječem stanju. Pri analizi smo upoštevali konstrukcijske podrobnosti, ki jih ima stolpnica podtipa A1 in so razvidne iz opisov v poglavju 3 in v preglednici 3.1.

6.1 Računski model konstrukcije

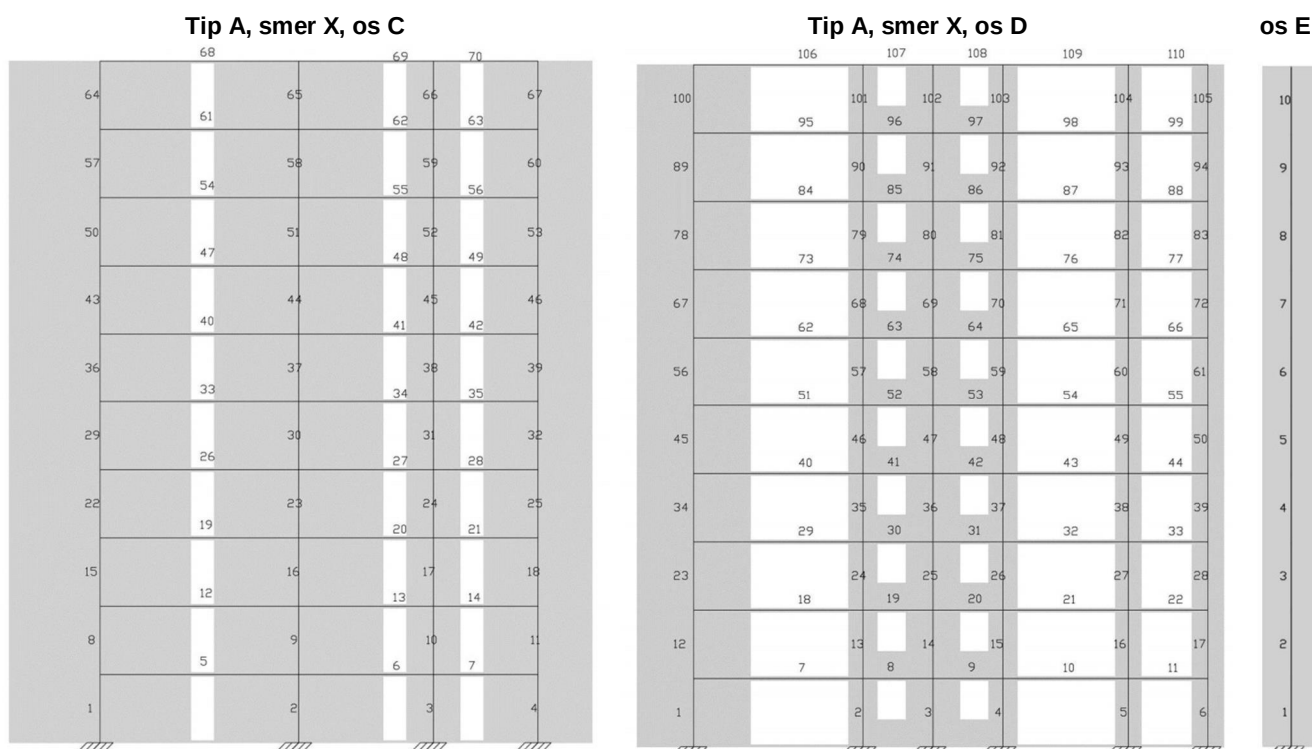
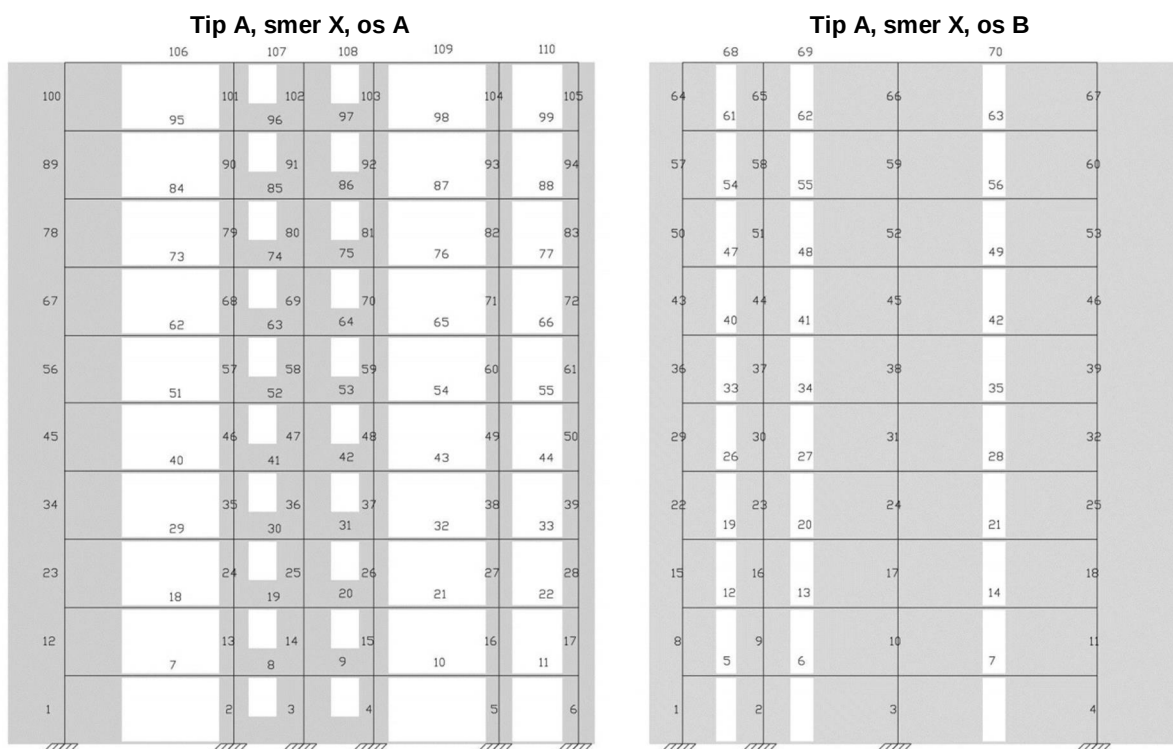
Konstrukcija stolpnice je sestavljena iz petih ravninskih podkonstrukcij v vzdolžni - x smeri (osi A, B, C, D in E) in devetih ravninskih podkonstrukcij v prečni - y smeri (osi 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7). Tloris konstrukcije z osmi podkonstrukcij je prikazan na sliki 3.1, pogledi na podkonstrukcije pa na slikah 6.2 in 6.3:

- Podkonstrukcije v oseh E, 2' in 5' so konzolni zidovi, brez preloka.
- Podkonstrukcije v vzdolžnih oseh A, B, C, D ter 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 so ravninski okviri:
 - Stebri okvirov so nosilni zidovi, praviloma pravokotnega prereza. Krajni zidovi okvirov v oseh A, D, 1 in 7 imajo na ustreznih mestih vgrajene palice vogalnih navpičnih vezi ($2\phi 20$ GA), daljši notranji zidovi v oseh 2, 3, 5 in 6 pa palice robnih navpičnih vezi ($1\phi 10$ GA). Palice navpičnih vezi so vgrajene v betonsko oblogo MB16 debeline 80 mm in gline, ki je enaka debelini zidu.
 - Preloke zunanjih okvirov pod okni so sestavljene iz zidanih podokenskih parapetov, ki so enako debeli kot zid in z zidarskimi zvezami povezani z zidovi, vodoravnih a.b. vezi (vzdolžna armatura $4\phi 10$ GA, stremena $\phi 6/30$ cm GA) in a.b. pločl pripadajočih gline. Pri računu upogibne nosilnosti preloka smo upoštevali tudi armaturo pločl.
 - Preloke zunanjih okvirov pod balkonskimi vrati in preloke notranjih okvirov pa so sestavljene le iz vodoravnih a.b. vezi in a.b. pločl pripadajočih gline, saj nad balkonskimi in notranjimi vrati ni dodatnih a.b. preklad.
 - Togi odseki so upoštevani pri stenah in prelokih, kot je prikazano na sliki 6.1.

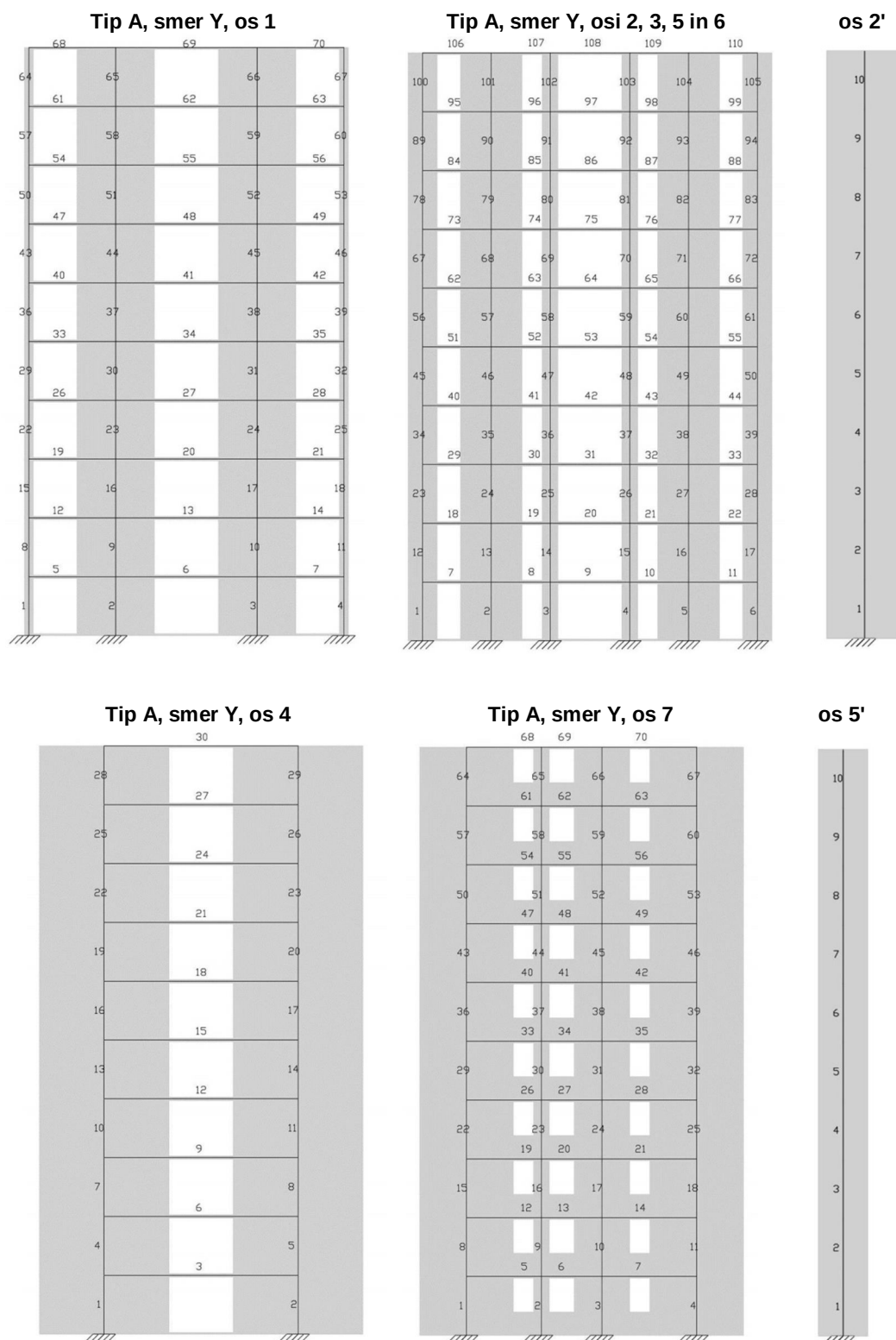


Slika 6.1: Stebri in preloki okvirov imajo mehki sredinski del in toga krajna dela.

Za vse elemente smo izračunali geometrijske lastnosti prereza (povrgino, strigno povrgino in vztrajnostne momente) ter upogibne in strigne interakcijske diagrame. Pri zidovih in parapetih smo upoštevali ocenjene mehanske lastnosti zidovja - različne v različnih etažah (preglednici 3.1 in 4.5).



Slika 6.2: Tip A, podkonstrukcije v vzdolžnih oseh - smer X.



Slika 6.3: Tip A, podkonstrukcije v prelj njih oseh - smer Y.

Za beton in armaturno jeklo, ki ju nismo preiskali, pa smo upoštevali sledeče mehanske lastnosti po Evrokod 2 [15]:

Beton MB16:

- tlačna trdnost: $f_{cm} = 16 \text{ MPa}$,
- natezna trdnost: $f_{ctm} = 1.3 \text{ MPa}$,
- elastični modul $E_{cm} = 27400 \text{ MPa}$,
- strigni modul $G_{cm} = 0.4 E_{cm} = 10960 \text{ MPa}$.

Gladko armaturno jeklo:

- meja elastičnosti: $f_y = 240 \text{ MPa}$,
- natezna trdnost: $f_u = 360 \text{ MPa}$.

Etažne višine vseh nadstropij znašajo 2.6 m.

Pri računu mas smo upoštevali podatke iz projektne dokumentacije P-A1 in pri tem upoštevali 100%-no lastno in stalno obtežbo ter 15%-no koristno obtežbo. Pri navpični obtežbi, ki obremenjuje elemente pri potisni analizi, pa smo upoštevali 100%-no lastno in stalno obtežbo ter 30%-no koristno obtežbo. Za stanovanjske prostore smo upoštevali koristno obtežbo 2.0 kN/m^2 , za stopnišča pa 3.0 kN/m^2 . Vso maso pozidav na terasi smo dodali masi 10. nadstropja, zato je le-ta sorazmerno visoka. Izračunane vrednosti so sledeče:

$m_i = 339.2 \text{ t}$ – 1. do 9. nadstropje,

$m_{10} = 467.1 \text{ t}$ – 10. nadstropje.

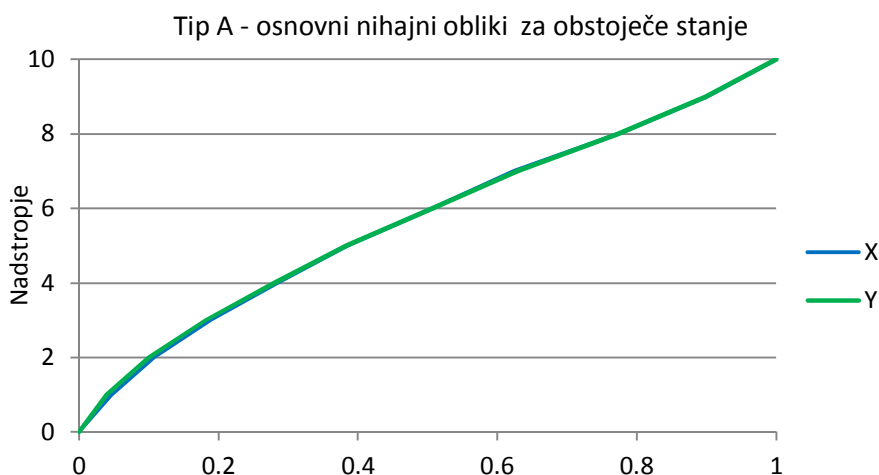
Vztrajnostne momente etaž smo izračunali na osnovi predpostavke, da je masa enakomerno razporejena po celotnem tlorisu etaže.

Če bolj kot iz tlorisa (slika 3.1) se tlorisna nepravilnost vidi s pogleda na krajni steni v oseh 1 in 7 (slika 6.3). Medtem ko ima stena v osi 1 tri dolge in visoke odprtine in vitka krajna stebra, ima stena v osi 7 tri kratke okenske odprtine in dolga krajna stebra.

6.2 Lastno nihanje

Izračunani osnovni nihajni obliki za vzdolžno in prečno smer, ki sta si zelo podobni, sta prikazani na sliki 6.4, osnovna lastna nihajna frekvenca pa imata naslednji vrednosti:

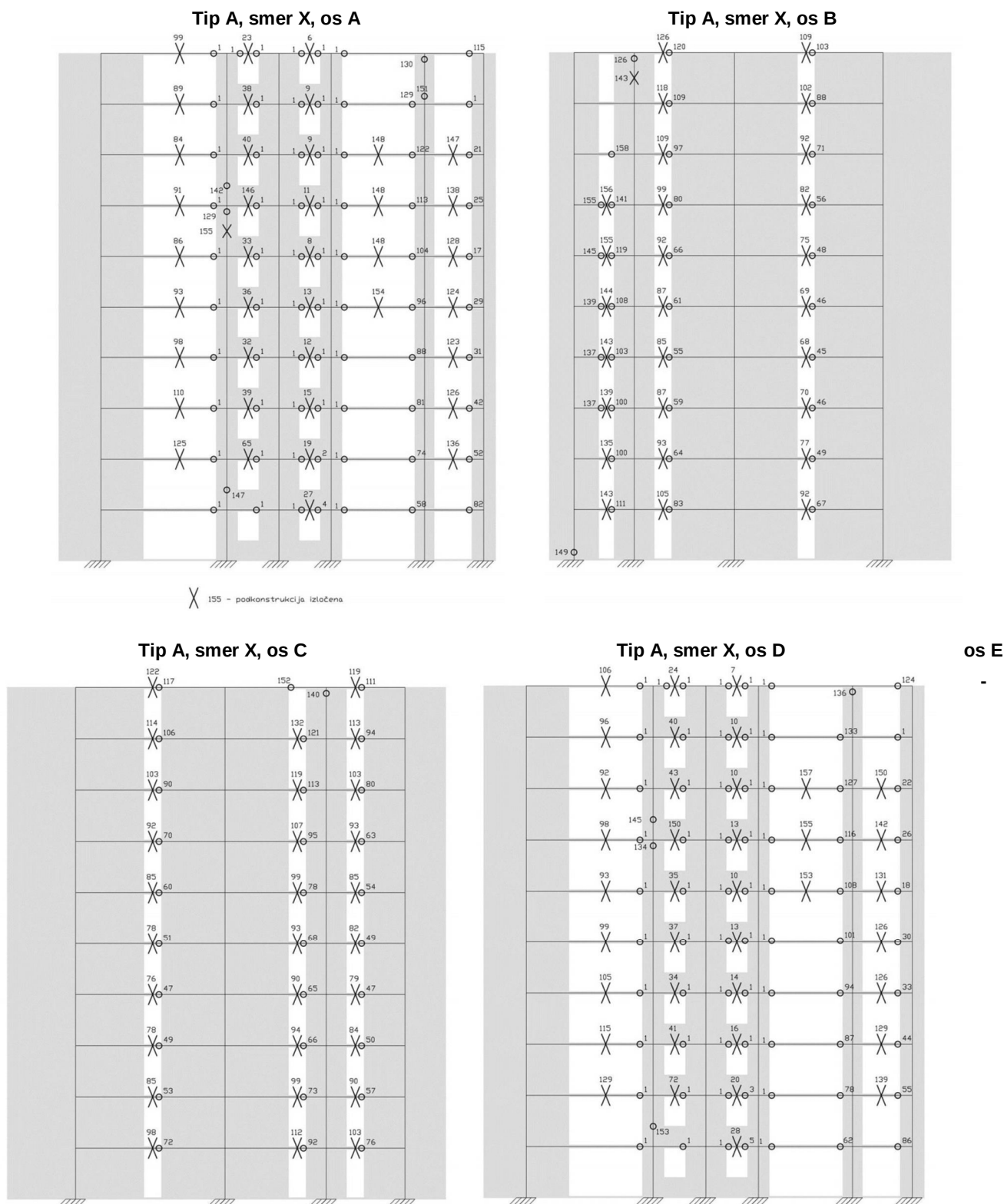
- vzdolžna smer:
 $T_{1-X} = 0.672 \text{ s}$,
- prečna smer:
 $T_{1-Y} = 0.811 \text{ s}$.



Slika 6.4: Tip A, obstoječi zidovi
- osnovni nihajni obliki v vzdolžni in prečni smeri.

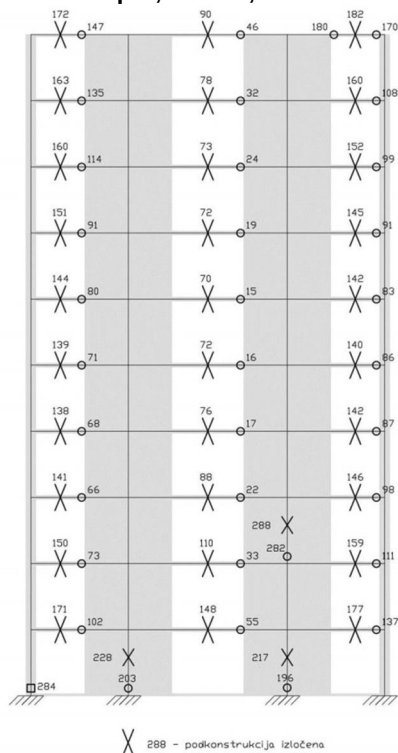
6.3 Ocenjena potresna odpornost

Računalniških izpisov programov PREREN, PREREZ in NASK zaradi obsežnosti ne prilagamo, nahaja pa se v arhivu ZAG. V nadaljevanju povzemamo bistvene rezultate analize. Mehanizem - vrstni red nastajanja plastičnih členkov je prikazan na sliki 6.5 za vzdolžno - X smer in na slikah 6.6 in 6.7 za prečno - Y smer.

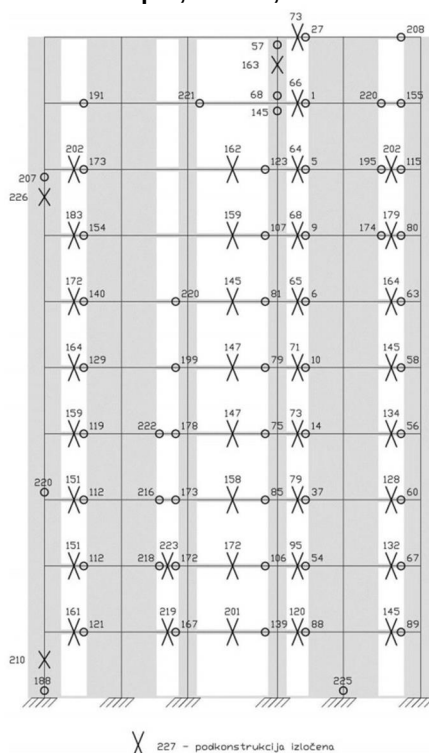


Slika 6.5: **Tip A, obstojel e** - zaporedje plastičnih členkov pri potisni analizi v smeri X (v ravnini konstrukcije: I - upogibni členek, II - strigni členek, X - odpoved elementa; izven ravnine konstrukcije: I - upogibni členek).

Tip A, smer Y, os 1



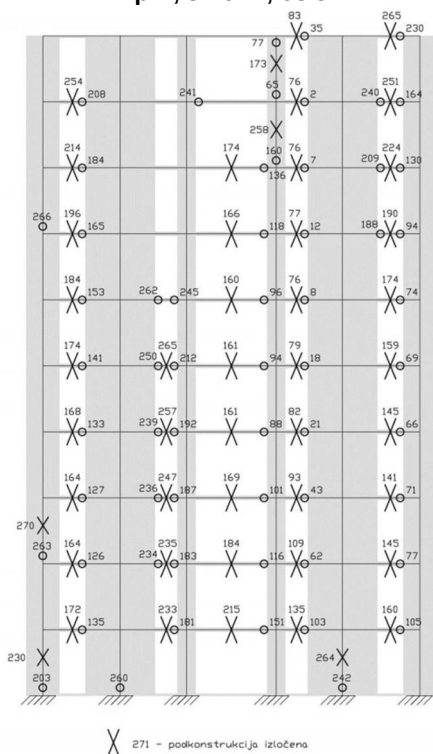
Tip A, smer Y, os 2



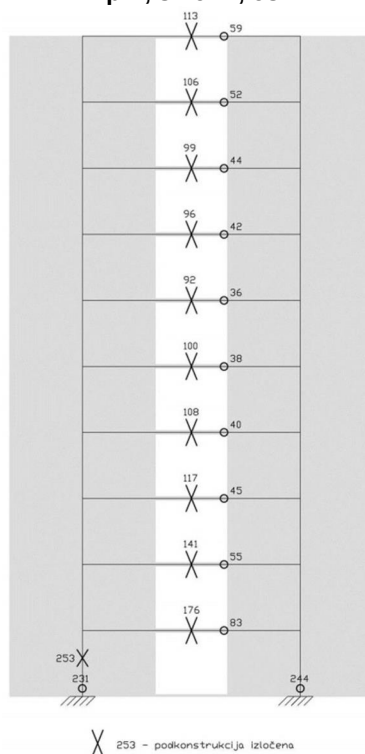
os 2'



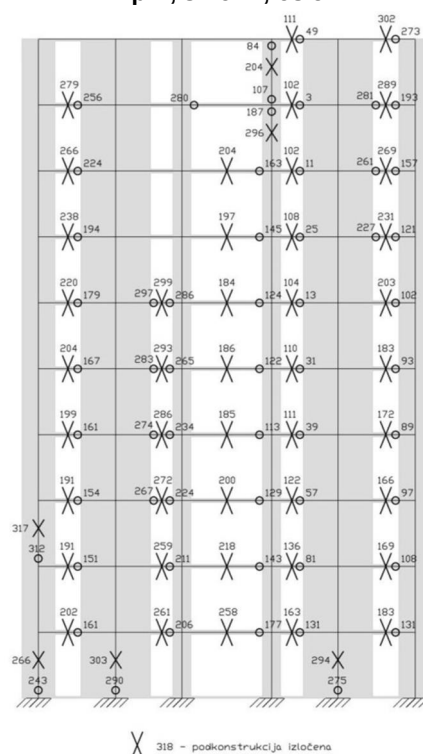
Tip A, smer Y, os 3



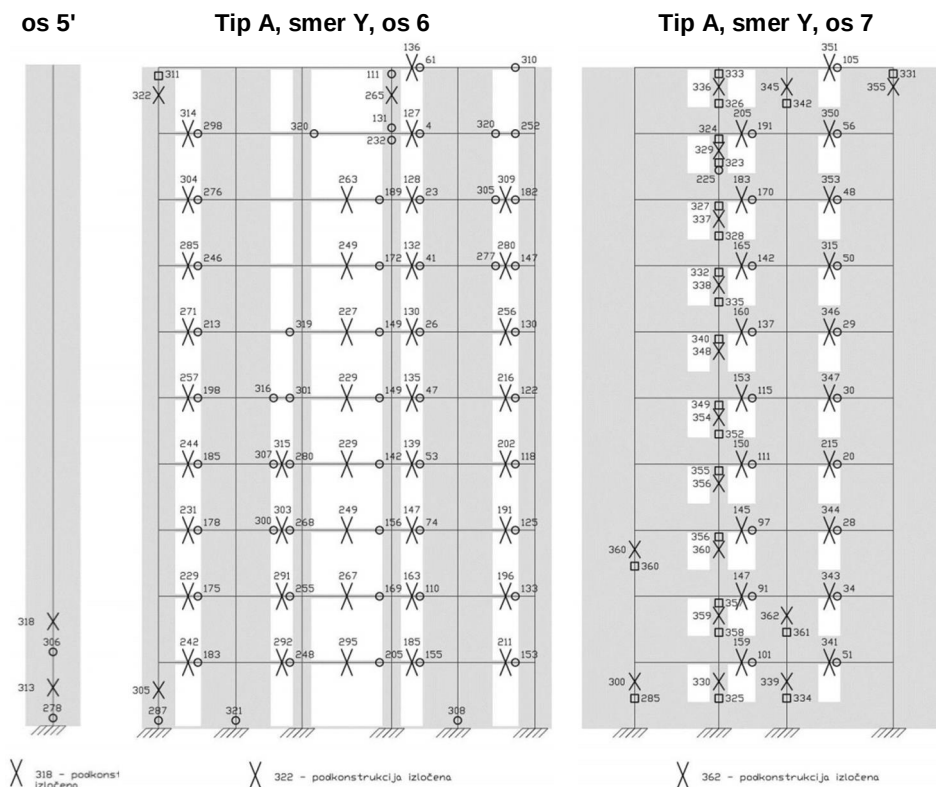
Tip A, smer Y, os 4



Tip A, smer Y, os 5



Slika 6.6: **Tip A, obstojel e** - zaporedje plastil njih i lenkov pri potisni analizi v smeri Y - podkonstrukcije 1 do 5 (v ravlini konstrukcije: : upogibni i lenek, II: strigni i lenek, X: odpoved elementa; izven ravlini konstrukcije: Ĥ : upogibni i lenek).



Slika 6.7: **Tip A, obstoječe** - zaporedje plastičnih lenkov pri potisni analizi v smeri Y - podkonstrukcije 5' do 7 (v ravnini konstrukcije: I : upogibni lenek, II: strižni lenek, X: odpoved elementa; izven ravnine konstrukcije: Ĥ : upogibni lenek).

Mehanizem potisne analize v smeri X oziroma vrstni red nastajanja lenkov v posameznih elementih (slika 6.5) je pravilen:

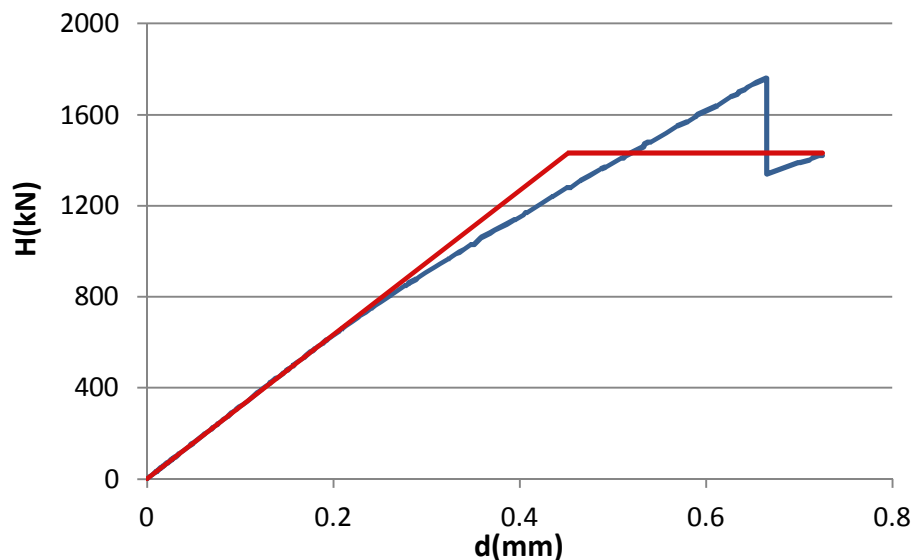
- upogibni lenki v prelokih (najprej v oseh A in D, nato v oseh B in C),
- mejne deformacije in izločitev preloka: najprej visokih prelokov pod okni (v oseh A in D), nato tudi nekaterih vitkejših prelokov,
- upogibni lenki v zidovih: v 10. nadstropju v oseh B in C ter 2., 7. in 8. nadstropju v oseh A in D.
- zaradi nestabilnosti odpove podkonstrukcija v osi A.

Mehanizem potisne analize v smeri Y (sliki 6.6 in 6.7) je prav tako pravilen, poleg tega lenki nastajajo zelo razpršeno, po vseh podkonstrukcijah, tudi v obeh konzolnih stenah. Upogibnim lenkom v prelokih sledijo prvi lenki v stebrih, nato odpovedi prelokov in nazadnje odpovedi stebrov. Zaradi tlorisne nepravilnosti, pri kateri je stena v osi 7 bolj toga od stene v osi 1, so enake podkonstrukcije v oseh 2, 3, 5 in 6 različno obremenjene, posledično različni en je tudi vrstni red nastajanja lenkov. Najprej nastanejo istoležeči lenki v osi 2, nazadnje v osi 6. Isti je vrstni red tudi pri nastopu nestabilnosti in odpovedi podkonstrukcij.

Na slikah 6.8 in 6.9 sta za posamezno tlorisno smer prikazani histerezni ovojnice odvisnosti med prelokom in silo in etažnim pomikom v 1. nadstropju.

Histerezna ovojnica v vzdolžni - X smeri

$H_{\max-X} = 1760 \text{ kN}$ é maksimalna vodoravna sila, ki jo stolpnica lahko doseže,
 $d_{1N}(H_{\max-X}) = 0.665 \text{ mm}$... etažni pomik v 1. nadstropju pri maksimalni vodoravni sili,
 $H_{id-X} = 1432 \text{ kN}$ é idealizirana vodoravna nosilnost,
 $d_{1N-id-X-el} = 0.452 \text{ mm}$... etažni pomik v 1. nadstropju pri idealizirani meji elastičnosti,
 $d_{1N-id-X-u} = 0.725 \text{ mm}$... mejni etažni pomik v 1. nadstropju.



Slika 6.8: Tip A, obstoječe - vzdolžna - X smer
 - histerezna ovojnica odvisnosti od prečne sile in etažnega pomika v 1. nadstropju.

Z izrazoma iz točke 5.3 izračunamo:

$\epsilon_u = 0.725 / 0.452 = 1.604$... faktor duktilnosti in

$q = \sqrt{2 \cdot 1.604 - 1} = 1.486$... pripadajoči faktor obnašanja.

Za orientacijo navajamo tudi:

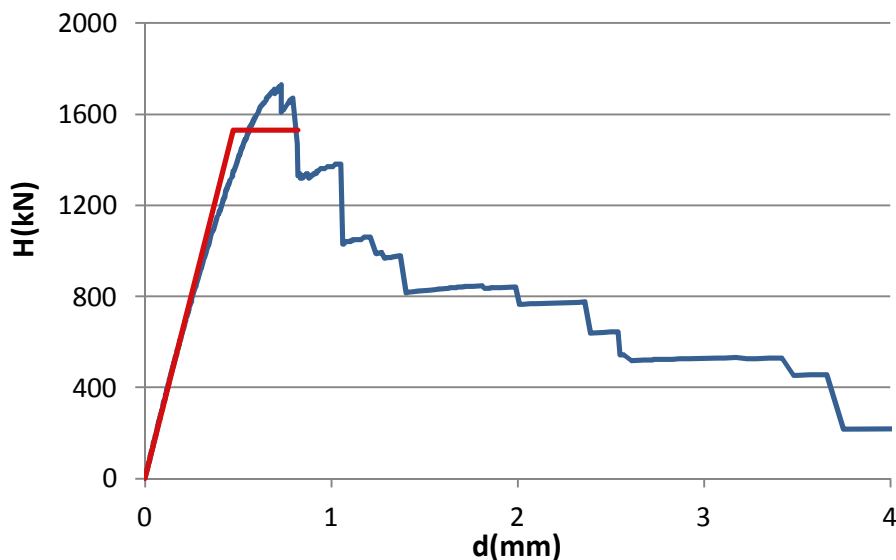
$d_{zg}(H_{\max-X}) = 21.36 \text{ mm}$... skupni pomik na vrhu stolpnice pri maksimalni vodoravni sili.

Histerezna ovojnica v prečni - Y smeri

$H_{\max-Y} = 1730 \text{ kN}$ é maksimalna vodoravna sila, ki jo stolpnica lahko doseže,
 $d_{1N}(H_{\max-Y}) = 0.732 \text{ mm}$... etažni pomik v 1. nadstropju pri maksimalni vodoravni sili,
 $H_{id-Y} = 1529 \text{ kN}$ é idealizirana vodoravna nosilnost,
 $d_{1N-id-el} = 0.473 \text{ mm}$... etažni pomik v 1. nadstropju pri idealizirani meji elastičnosti,
 $d_{1N-id-u} = 0.821 \text{ mm}$... mejni etažni pomik v 1. nadstropju.

$\epsilon_u = 0.821 / 0.473 = 1.736$... faktor duktilnosti in

$q = \sqrt{2 \cdot 1.736 - 1} = 1.572$... pripadajoči faktor obnašanja.



Slika 6.9: **Tip A, obstojel e - vzdolžna - Y smer**
- histerezna ovojnica odvisnosti od prejšnje sile in etažnega pomika v 1. nadstropju.

Za orientacijo navajamo tudi:

$d_{zg}(H_{max-x}) = 21.81 \text{ mm}$... skupni pomik na vrhu stolpnice pri maksimalni vodoravni sili.

6.4 Zahtevana potresna odpornosti po Evrokod 8

Predpisano potresna obtežba oziroma zahtevana potresna odpornost stolpnice podtipa A1 na dani lokaciji po Evrokod 8 znaša:

$$BSC_d = \frac{\gamma_I \alpha S \beta}{q}$$

$\gamma_I = 1.0$... faktor pomembnosti za objekt II. kategorije pomembnosti (stanovanjska),

$S = 1.15$... vrednost parametra tal, ob upoštevanju tipa tal C, ocenjenega za lokacijo stolpnice podtipa A1 (geomehansko poročilo ZAG, 810/18-710-2),

$\alpha = 0.250$... razmerje med projektnim pospežkom temeljnih tal a_g in pospežkom prostega pada g na lokaciji obravnavane stavbe,

$\beta = \beta_0 = 2.5$... v območju $T_B < T < T_C$;

$\beta = \beta_0 (T_C/T) = 2.5 (T_C/T)$... v območju $T_C < T < T_D$;

za osnovno nihajno dobo, smer X: $\beta = 2.5 (0.6 / 0.672) = 2.23$

za osnovno nihajno dobo, smer Y: $\beta = 2.5 (0.6 / 0.811) = 1.85$

$q = 1.5$... za zidane konstrukcije brez navpičnih vezi. V primerih, kjer je vrednost faktorja obnašanja, izračunana iz faktorja duktilnosti idealizirane histerezne ovojnice, manjša od vrednosti 1.5, upoštevamo manjšo:

$$q = \min \left(1.5, \frac{2\mu_u}{1} \right)$$

$BSC_{d-X} = 0.432$ é koeficient predpisane projektne potresne obtežbe v spodnji etaži - smer X,

$BSC_{d-Y} = 0.355$ é koeficient predpisane projektne potresne obtežbe v spodnji etaži - smer Y.

6.5 Presoja potresne odpornosti - primerjava z zahtevano

Za zadostitev predpisom mora imeti konstrukcija, poleg zadostitve minimalnih zahtev, predpisan nivo potresne odpornosti. To pomeni, da mora biti njena projektna potresna odpornost v vsaki tlorisni smeri velja ali enaka predpisani projektni potresni obtegi (izraz v toli ki 5.4). Ob upogtevanju vrednosti skupne tege stavbe, ki znaa $G_{tot} = 34529 \text{ kN}$, je primerjava sledeja a:

vzdoljna smer: $SRC_d = 1432 / 34529 = 0.0415 \ll 0.432 = BSC_d$ oz. $\frac{SRC_d}{BSC_d} = 9.6\%$,

prel na smer: $SRC_d = 1529 / 34529 = 0.0443 \ll 0.355 = BSC_d$ oz. $\frac{SRC_d}{BSC_d} = 12.5\%$.

Ugotovimo lahko, da sta ocenjeni vrednosti potresne odpornosti v obeh smereh bistveno manjgi od zahtevanih vrednosti. Izmed obeh smeri je kritil na vzdoljna - X smer, v kateri dosega le 9.6% predpisane vrednosti.

7. Potresna odpornost stolpnice v utrjenem stanju

7.1 Opis utrditve

To je stanje, pri katerem se stolpnica ohrani v obstoječih dimenzijah do 10. nadstropja in utrdi njena celotna navpič na nosilna konstrukcija. Zaradi neugodnega uinka mase pozidav na terasi, ki povzročajo precejšnje dodatne potresne sile, smo pri analizi upoštevali, da bi se le-te pri prenovi in utrditvi odstranile, ohranila bi se le obodni zid in ograja.

Utrditev navpič ne konstrukcije se izvede v obliki obojestranskih armiranih oblog na vseh nosilnih zidovih in nosilnih parapetih, v vseh etažah. Na trgu obstajajo različne vrste armiranih oblog iz različnih materialov. V danem primeru se lahko uporabi le tako, za katero obstajajo eksperimentalne raziskave in ovrednoten vpliv na povečanje nosilnosti in deformabilnosti, če obloge te vrste obojestransko namestijo na zidove iz polnih opečnih zidakov. Poleg tega mora biti na voljo računski model za analizo. Za opečno zidovje so bile v Sloveniji in v tujini izvedene številne raziskave uinkovitosti oblaganja opečnih zidov z armiranimi ometi, ki so pokazale možnosti in omejitve. Med možnimi vrstami armiranih oblog sta najpogostejši naslednji:

A. Obloge iz jeklenih armaturnih mrež in brizganega cementnega ometa. Mreže na obeh straneh zidu so medsebojno povezane z jeklenimi stremeni, obloga na vsaki strani zidu je debela vsaj 3 cm. Obloga mora biti vgrajena po celi svetli višini etaže - od zgornje površine spodnje medetažne ploče do spodnje površine zgornje medetažne ploče. Postopek oblaganja je sledeč :

- Odstranitev obstoječih ometov z vseh površin nosilnih zidov.
- Prefugiranje ali zamenjava dela slabe malte v spojnica zidovja (po potrebi).
- Injektiranje razpok v nosilnih zidovih s cementno suspenzijo (v primeru razpok).
- Nanos prvega sloja brizganega cementnega ometa (trdnosti 20 MPa) debeline 15 mm, ki je polovica končne debeline.
- Namestitev navpičnih palic na površino prvega sloja ometa, in sicer na robove nosilnih zidov. Navpične palice potekajo zvezno od kleti do vrha stavbe, spodaj so sidrane v temelje, zgoraj pa v zaključno a.b. vez. Palice robne armature na obeh straneh zidu se medsebojno povežejo s stremeni.
- Namestitev armaturnih mrež na obeh straneh vseh nosilnih zidov. Mrežni armaturi z obeh straneh zidu se medsebojno povežeta s stremeni, postavljenimi skozi predhodno izvrtane luknje (4 do 6 stremen na vsak m² zidne površine).
- Nanos drugega sloja brizganega cementnega ometa (trdnosti 20 MPa) v debelini 15 mm - do skupne debeline 30 mm.

B. Obloge iz GFRP - mreže iz steklenih vlaken v polimerni matrici. Mreže na obeh straneh zidu so medsebojno povezane z veznimi elementi, prav tako iz GFRP, in vgrajene v sloj malte visoke trdnosti. Obloga na vsaki strani zidu je debela vsaj 3 cm. Proizvajalec tovrstnega sistema poda opis postopka vgradnje in računski model za analizo.

7.2 Računske nosilnosti z armiranimi oblogami utrjenih zidov

Strižna nosilnost

Za sisteme obojestranskih armiranih ometov je bil eksperimentalno raziskan predvsem njihov vpliv na povečanje strižne nosilnosti zidov [26]. Strižni mehanizem je namreč pri potresih najpogostejši, vsaj pri zidanih stavbah obiljnih vijčin.

Preiskave so pokazale velik vpliv inek armiranih oblog, ki sta armaturi oblog ne eni in drugi strani zidu medsebojno povezani z ustreznim številom enakomerno razporejenih veznih stremen. Vpliv inek armiranih oblog pa je pri obeh tipih armiranih ometov odvisen od trdnosti zidovja, nosilnosti mrež in debeline zidu [26, 34]. Vpliv inek je večji pri zidovih nižje trdnosti in pri zidovih manjših debelin.

Analiza rezultatov večjega števila laboratorijskih in in-situ preiskav strižne nosilnosti zidov, utrjenih z armiranimi oblogami vrste B [35, 36, 37] je pokazala določene zakonitosti in povečanje strižne nosilnosti, ki jih je mogoče doseči [34]. Za armirane obloge vrste B so bile ugotovljene vrednosti faktorja povečanja α_{CRM} , t.j. razmerja med ekvivalentno natezno trdnostjo utrjenega in natezno trdnostjo osnovnega zidovja. Vrednosti so bile ugotovljene za različne kombinacije osnovnih treh parametrov: trdnosti zidovja, debeline zidu in nosilnosti mrež. Z dobljenimi vrednostmi faktorja povečanja se zelo dobro ujemajo tudi rezultati ostalih preiskav [26, 32, 33].

Za analizo utrjene stolpnice tipa A smo iz navedene literature uporabili največje vrednosti faktorja povečanja strižne nosilnosti, ki bi jih bilo mogoče doseči za zidovje danih trdnosti in danih debelin. Vrednosti so povzete v preglednici 7.1.

Preglednica 7.1: Vpliv oblaganja zidovja iz polnih opekljenih zidakov z armiranimi ometi - največje dosežene vrednosti faktorja $\alpha_{CRM-max}$, ki je razmerje med ekvivalentno natezno trdnostjo obloženega zidovja in natezno trdnostjo osnovnega zidovja [34].

Natezna trdnost obstoječega zidovja f_t	Faktor $\alpha_{CRM-max}$ za zid debeline 25 cm	Faktor $\alpha_{CRM-max}$ za zid debeline 38 cm
0.40 MPa	1.60	1.40
0.30 MPa	1.75	1.50
0.25 MPa	1.90	1.60
0.20 MPa	2.00	1.65
0.10 MPa	2.10	1.70

Pri računu strižne nosilnosti zidov z obojestranskimi oblogami smo uporabili izraz iz poglavja 5.1, ekvivalentno natezno trdnost zidovja posamezne vrste pa izračunali iz preglednice 7.1.

Upogibna nosilnost

Manj kot na povečanje strižne nosilnosti zidov je bil raziskan vpliv armiranih oblog na povečanje upogibne nosilnosti zidov. Ta vpliv je prisoten, kadar se v oblogo poleg mrežne armature vgradi tudi navpična robna armatura, ki poteka zvezno od temeljev do zaključne vezi oziroma se jo vmes ustrezno stikuje.

Ta vpliv smo ocenili ob upoštevanju rezultatov preiskav zidov, ki so imeli vgrajeno robno navpično armaturo. Iz izbranih preiskav [28, 29, 30, 31, 38, 39] smo ocenili tiste vrednosti kolikšne robne navpične armature, pri katerih je bila navpična robna armatura izkoriščena,

upogibne nosilnosti preiskanih zidov, izražane z upogtevanjem te koli in armature, pa so se dobro ujemale z eksperimentalno doseženimi.

Na podlagi ugotovitev smo ocenili koli ino navpi ne robne armature, ki bi računsko dala dosegljivo upogibno nosilnost za ope ne zidove stolpnice tipa A. Izrazili smo jo v obliki geometrijskega odstotka (glede na površino obstoje ega prereza zidu), pomnoženega z razmerjem med tlačno trdnostjo zidovja in mejo elastičnosti armaturnega jekla:

$$\mu_{rob} = 5\% \frac{f_{zid}}{f_{y-arm}}$$

S temi vrednostmi navpi ne robne armature, razporejene na 1/10 dolžine na vsaki strani zidu, smo z uporabo programov PREREZ in PREREN izračunali upogibne interakcijske diagrame.

Opozoriti pa je potrebno tudi na dodatno ugotovitev preiskav, da je koli ino navpi ne robne armature, ki zagotavlja ustrezno sodelovanje vodoravne armature, nekoliko višja od zgoraj navedene. Zato je priporočljivo, da se za konkretne vrste zidovja in za konkretni sistem armiranih oblog poišče ustrezne podatke in računske osnove v poročilih opravljenih preiskav.

7.3 Analizirani razliki

Analizo smo izdelali na računskem modelu konstrukcije, ki je prikazana na slikah 6.2 in 6.3, pri geometrijskih lastnostih ter upogibnih in strignih nosilnostih pa upogtevali utrjeno stanje. Analizirali smo dve razliki. Pri obeh so bili vsi zidovi in vsi nosilni parapeti v utrjeni z armiranimi ometi. Pri parapetih je bila dodana robna vodoravna armatura le na zgornjem robu. Koli ino te armature smo izračunali z izrazom, ki je v točki 7.2 naveden kot izraz za izračun navpi ne robne armature v stenah. Na spodnjem robu pa imajo prečke zadostno vodoravno armaturo v vodoravnih vezeh in ploščah.

Pri prvi razliki smo nadalje upogtevali, da se z dodatno armaturo utrdijo tudi medetažne plošče, ki predstavljajo t.i. mehke prečke - prečke brez zidanih parapetov. Analiza te razlike utrditve je po priključitvi pokazala, da utrditev mehkih prečk ne prispeva k ustreznemu odzivu. Pri tej razliki utrditve se, predvsem pri prečnih okvirih, najprej pojavijo prelomi v stebrih namesto v prečkah. Pri drugi - končni razliki smo utrditev mehkih prečk zato opustili. V nadaljevanju so predstavljeni rezultati te variante.

7.4 Lastno nihanje

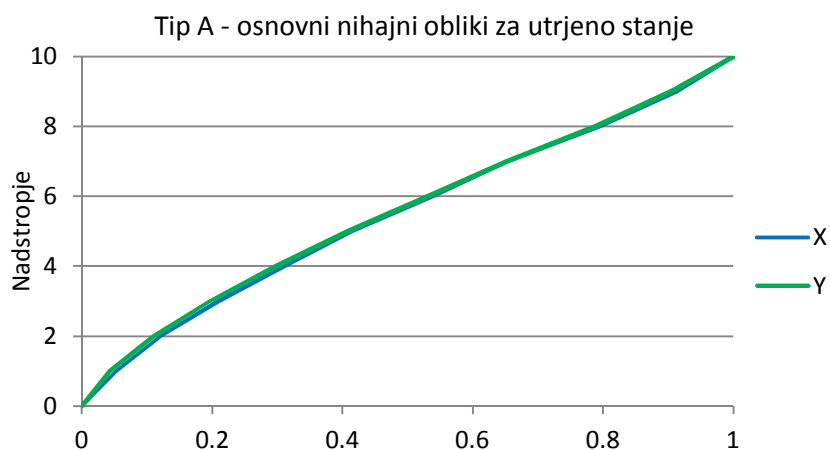
Z opisanimi armiranimi oblogami, ki povzročijo povečanje teže in mas, in odstranitvijo pozidav na terasi, ki zmanjšujejo težo in maso v 10. nadstropju, se mase spremenijo in značajo:

$m_i = 367.6 \text{ t}$ é 1. do 9. nadstropje,

$m_{10} = 390.6 \text{ t}$ é 10. nadstropje.

Izračunani osnovni nihajni obliki za vzdolžno in prečno smer sta prikazani na sliki 7.1 osnovna lastna nihajna oblika pa imata naslednji vrednosti:

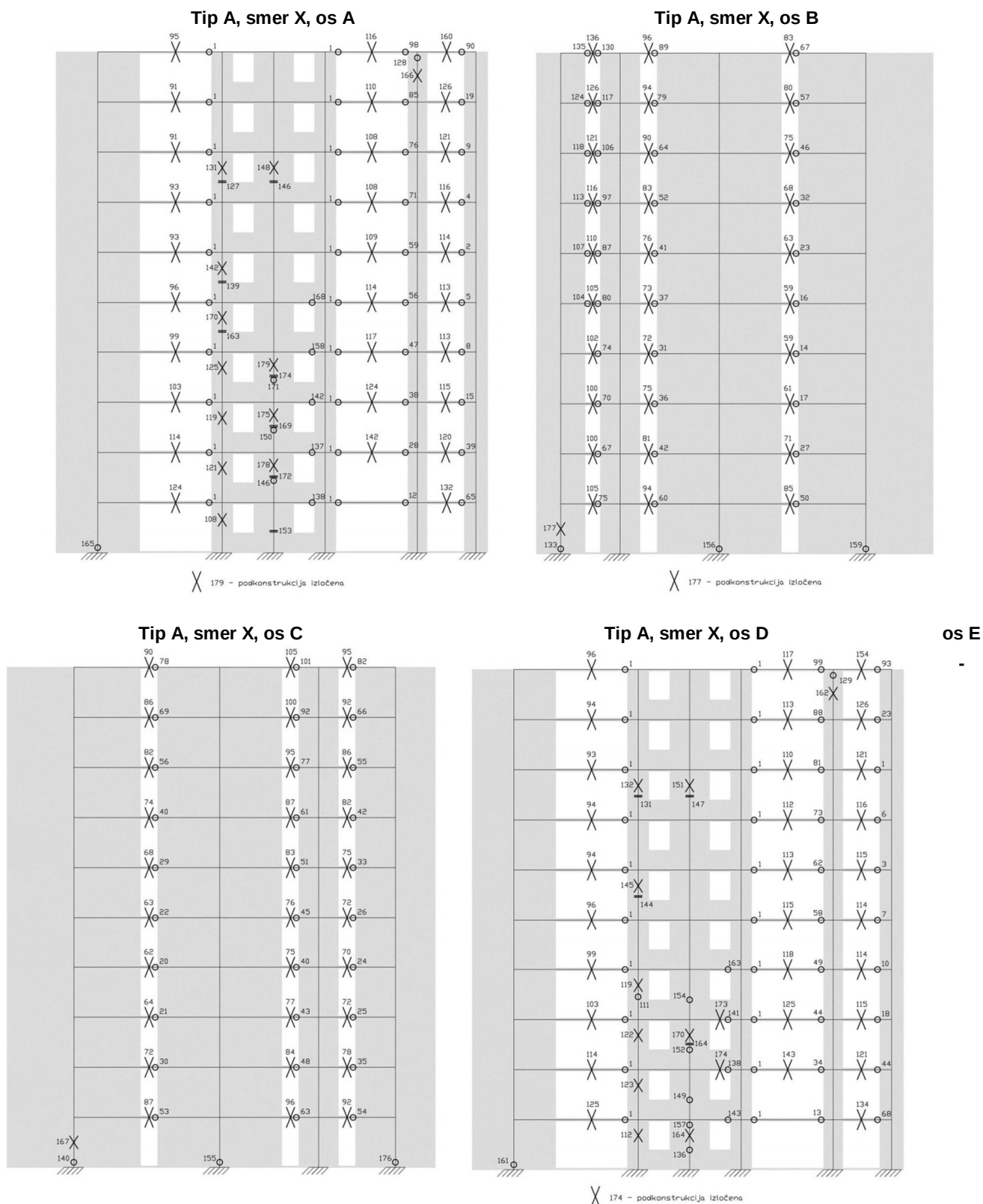
- vzdolžna smer:
 $T_{1-X} = 0.564 \text{ s}$,
- prečna smer:
 $T_{1-Y} = 0.686 \text{ s}$.



Slika 7.1: Tip A, utrjeni zidovi - osnovni nihajni obliki v vzdolžni in prečni smeri.

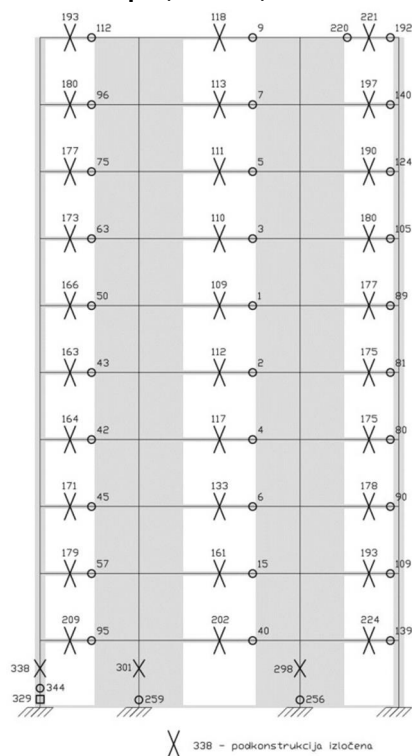
7.5 Ocenjena potresna odpornost

Mehanizem - vrstni red nastajanja plastiĝ nih i lenkov je prikazan na sliki 7.2 za vzdolĝno - X smer in na slikah 7.3 in 7.4 za preĝno - Y smer.

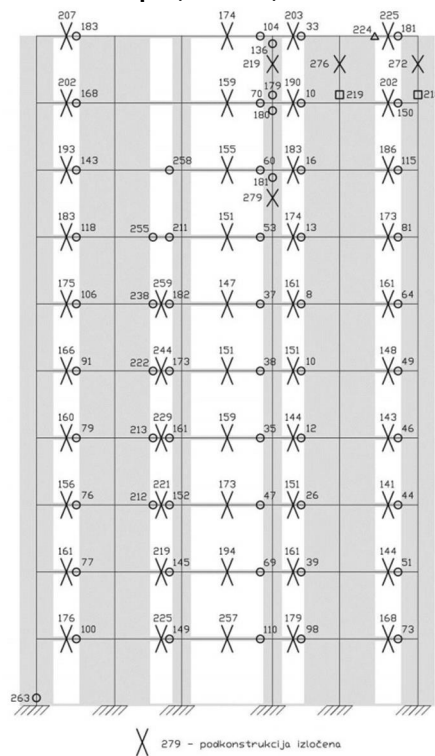


Slika 7.2: **Tip A, utrjeno** - zaporedje plastiĝ nih i lenkov pri potisni analizi v smeri X (v ravnini konstrukcije: I : upogibni i lenek, II : strigni i lenek, X: odgovod elementa; izven ravnine konstrukcije: I : upogibni i lenek).

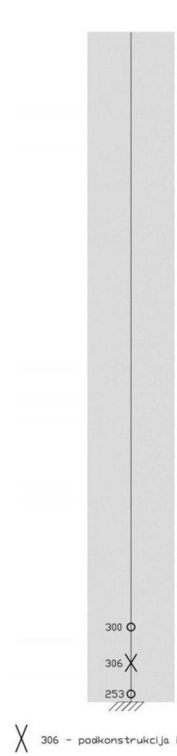
Tip A, smer Y, os 1



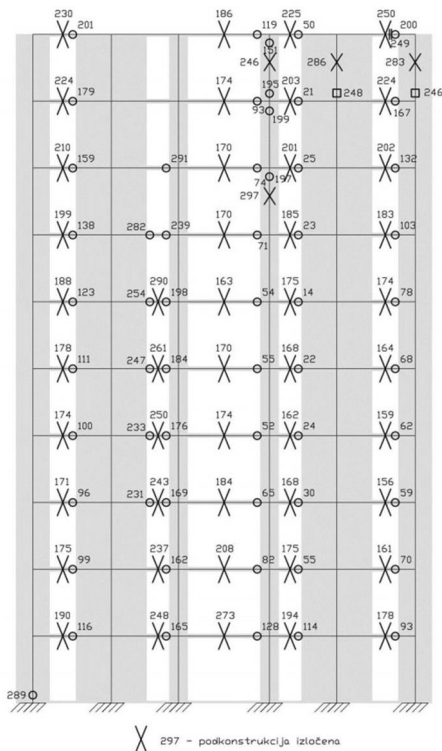
Tip A, smer Y, os 2



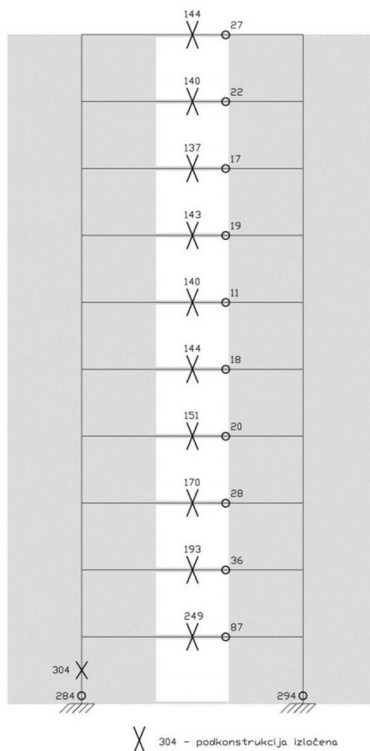
os 2'



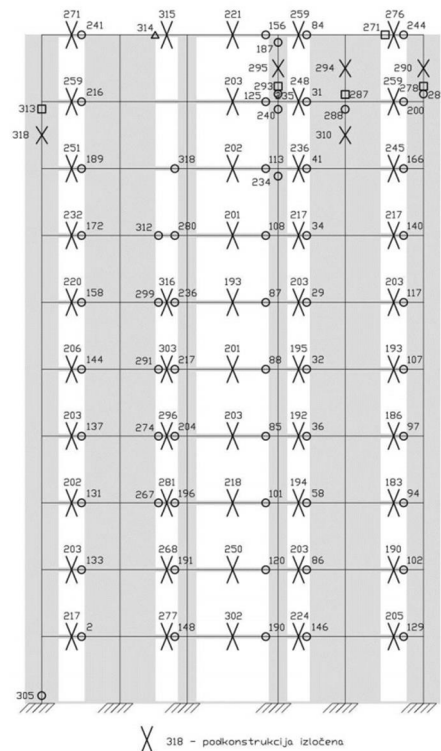
Tip A, smer Y, os 3



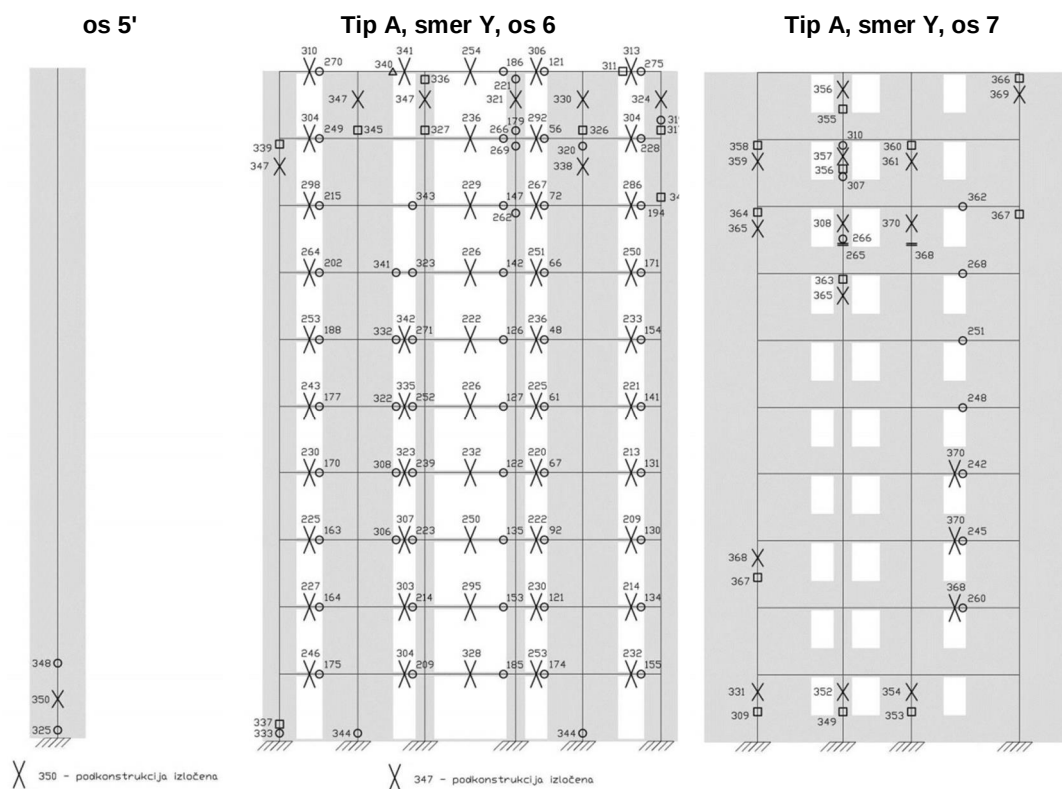
Tip A, smer Y, os 4



Tip A, smer Y, os 5



Slika 7.3: **Tip A, utrjeno** - zaporedje plastičnih lenkov pri potisni analizi v smeri Y - podkonstrukcije 1 do 5 (v ravnini konstrukcije: : upogibni lenek, II: strigni lenek, X: odpoved elementa; izven ravnine konstrukcije: Ĥ : upogibni lenek).



Slika 7.4: **Tip A, utrjeno** - zaporedje plastičnih lenkov pri potisni analizi v smeri Y - podkonstrukcije 5' do 7 (v ravnini konstrukcije: : upogibni lenek, II: strigni lenek, X: odpoved elementa; izven ravnine konstrukcije: Ĥ : upogibni lenek).

Mehanizem potisne analize v smeri X oziroma vrstni red nastajanja lenkov v posameznih elementih utrjene konstrukcije (slika 7.2) je že vedno pravilen, vendar nekoliko drugačen kot pri obstoju konstrukcije:

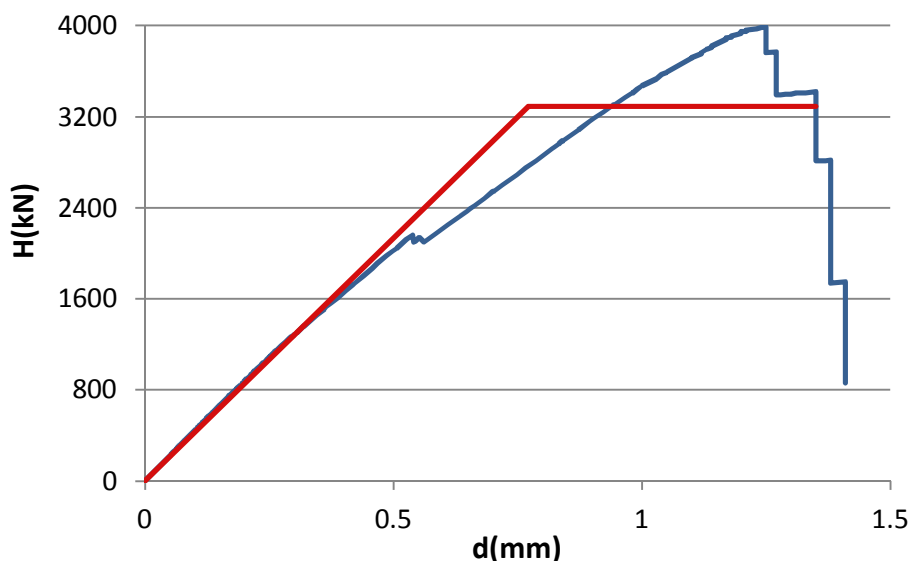
- upogibni lenki v prelikih prav tako nastanejo v oseh A in D ter kasneje v B in C, vendar le v vitkih prelikih, medtem ko v togih prelikih s parapeti (v oseh A in D) ne nastanejo, saj je upogibna nosilnost prelika z armiranimi oblogami precej povečana,
- mejne upogibne deformacije in izločitev prelika,
- upogibni oziroma strigni lenki v zidovih, različno lege in v različnih oseh, tako da sodelujejo podkonstrukcije v vseh oseh precej enakomerno
- upogibni lenki v nekaterih togih prelikih s parapeti,
- pri upogibni odpovedi togih prelika v osi D nastopi nestabilnost podkonstrukcije v tej osi,
- pri upogibni odpovedi zidu v osi B nastopi nestabilnost podkonstrukcije v tej osi,
- za odpoved podkonstrukcije v osi A pa je ključna odpoved enega od zidov.

Mehanizem potisne analize v smeri Y (sliki 7.3 in 7.4) se pri utrjeni konstrukciji od mehanizma pri obstoju razlikuje na isti način kot v smeri X. Togim prelikom, ki so tu le v osi 7, se z armiranimi oblogami na parapetih upogibna nosilnost poveča v tolikšni meri, da niso kritične. Sicer lenki nastajajo zelo razpršeno, po vseh podkonstrukcijah, tudi v obeh konzolnih stenah. Upogibnim lenkom v vitkih prelikih sledijo prvi lenki v stebrih, nato odpovedi vitkih prelika in nazadnje odpovedi stebrov. Tlorisna nepravilnost se z utrditvijo ne spremeni, podkonstrukcija v osi 7 je tudi tu bolj toga od podkonstrukcije v osi 1. Posledično je bolj obremenjena in prej odpove podkonstrukcija v osi 2 kot enaka podkonstrukcija v osi 6. Enaka ugotovitev velja za podkonstrukcije v oseh 3 in 5.

Na slikah 7.5 in 7.6 sta za posamezno tlorsno smer prikazani histerezni ovojnice odvisnosti med preljno silo in etažnim pomikom v 1. nadstropju.

Histerezna ovojnica v vzdolžni - X smeri

$H_{\max-X} = 3990 \text{ kN}$ é maksimalna vodoravna sila, ki jo stolpnica lahko doseže,
 $d_{1N}(H_{\max-X}) = 1.250 \text{ mm}$... etažni pomik v 1. nadstropju pri maksimalni vodoravni sili,
 $H_{id-X} = 3288 \text{ kN}$ é idealizirana vodoravna nosilnost,
 $d_{1N-id-X-el} = 0.772 \text{ mm}$... etažni pomik v 1. nadstropju pri idealizirani meji elastičnosti,
 $d_{1N-id-X-u} = 1.350 \text{ mm}$... mejni etažni pomik v 1. nadstropju.



Slika 7.5: **Tip A, utrjeno - vzdolžna - X smer**
 - histerezna ovojnica odvisnosti od preljne sile in etažnega pomika v 1. nadstropju.

Z izrazoma iz točke 5.3 izračunamo:

$\epsilon_u = 1.350 / 0.772 = 1.748$... faktor duktilnosti in

$q = \sqrt{2 \cdot 1.748 - 1} = 1.580$... pripadajoči faktor obnašanja.

Za orientacijo navajamo tudi:

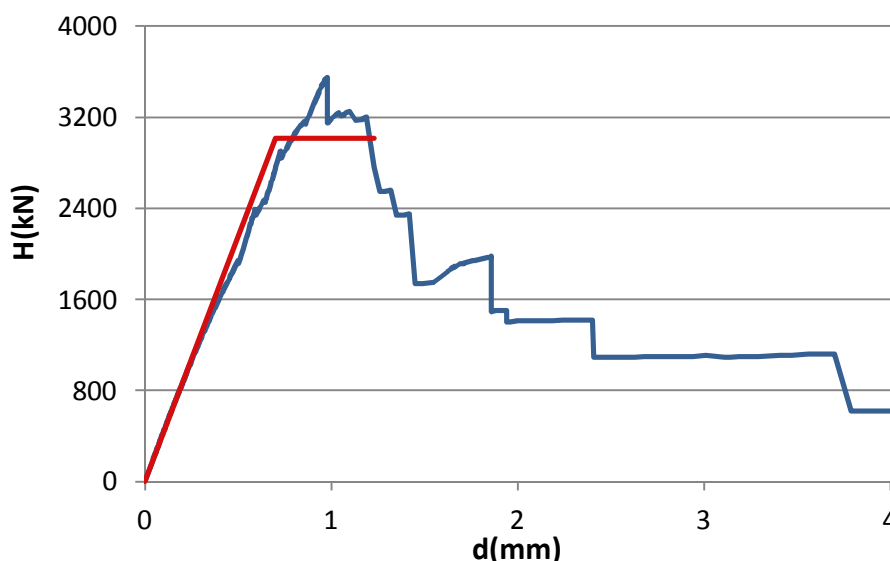
$d_{zg}(H_{\max-X}) = 34.07 \text{ mm}$... skupni pomik na vrhu stolpnice pri maksimalni vodoravni sili.

Histerezna ovojnica v prečni - Y smeri

$H_{\max-Y} = 3550 \text{ kN}$ é maksimalna vodoravna sila, ki jo stolpnica lahko doseže,
 $d_{1N}(H_{\max-Y}) = 0.978 \text{ mm}$... etažni pomik v 1. nadstropju pri maksimalni vodoravni sili,
 $H_{id-Y} = 3017 \text{ kN}$ é idealizirana vodoravna nosilnost,
 $d_{1N-id-el} = 0.700 \text{ mm}$... etažni pomik v 1. nadstropju pri idealizirani meji elastičnosti,
 $d_{1N-id-u} = 1.230 \text{ mm}$... mejni etažni pomik v 1. nadstropju.

$\epsilon_u = 1.230 / 0.700 = 1.757$... faktor duktilnosti in

$q = \sqrt{2 \cdot 1.757 - 1} = 1.586$... pripadajoči faktor obnašanja.



Slika 7.6: Tip A, utrjeno - vzdolžna - Y smer
- histerezna ovojnica odvisnosti od preležne sile in etažnega pomika v 1. nadstropju.

Za orientacijo navajamo tudi:

$d_{zg}(H_{max-x}) = 24.52 \text{ mm}$... skupni pomik na vrhu stolpnice pri maksimalni vodoravni sili.

7.6 Zahtevana potresna odpornost

Spremenjeni vrednosti osnovnih nihajnih β asov spremenita vrednosti koeficienta predpisane projektne potresne obtežbe:

$\beta = \beta_0 = 2.5$... v območju $T_B < T < T_C$;

za osnovno nihajno dobo, smer X: $T_{1-X} = 0.564 \text{ s} < 0.6 \text{ s} = T_C$

$\beta = \beta_0 (T_C/T) = 2.5 (T_C/T)$... v območju $T_C < T < T_D$;

za osnovno nihajno dobo, smer Y: $\beta = 2.5 (0.6 / 0.686) = 2.187$

$BSC_{d-X} = 0.479$ é koeficient predpisane projektne potresne obtežbe v spodnji etaži - smer X,

$BSC_{d-Y} = 0.419$ é koeficient predpisane projektne potresne obtežbe v spodnji etaži - smer Y.

7.7 Presoja potresne odpornosti - primerjava z zahtevano

Ob upoštevanju povečane vrednosti skupne teže stavbe, ki znaša $G_{tot} = 36284 \text{ kN}$, je zahtevana primerjava med projektno potresno odpornostjo in predpisano projektno potresno obtežbo stavbe v utrjenem stanju sledeč a:

vzdolžna smer: $SRC_d = 3288 / 36284 = 0.0906 < 0.479 = BSC_d$ oz. $\frac{SRC_d}{BSC_d} = 18.9\%$,

preležna smer: $SRC_d = 3017 / 36284 = 0.0831 < 0.419 = BSC_d$ oz. $\frac{SRC_d}{BSC_d} = 19.8\%$.

Ugotovimo lahko, da sta se ocenjeni vrednosti koeficienta potresne odpornosti v obeh smereh z ugotovitvijo konstrukcije znatno povečali: 85% v smeri X in 59% v smeri Y, relativno glede na zahtevani vrednosti. Kljub temu pa sta še vedno precej manjši od zahtevanih vrednosti. Izmed obeh smeri je kritična vzdolžna - X smer, v kateri dosega le 18.9% predpisane vrednosti.

8. Prevzem potresne obtege z dodatno obodno konstrukcijo

8.1 Opis obodne konstrukcije

V nekaterih primerih, ko so možnosti za doseg zahtevane potresne odpornosti stavbe z ugotovitvijo njene obstoječe konstrukcije omejene, se lahko potresno varnost stavbe doseže z novo dodatno konstrukcijo. Kjer so za to prostorske možnosti, se nova dodatna konstrukcija lahko vgradi v samo stavbo, v nasprotnem primeru se jo lahko dogradi zunaj - po obodu stavbe. V vsakem primeru se novo dodatno konstrukcijo z obstoječo konstrukcijo toga poveže. V večini primerov je potrebno pri zasnovi dodatne konstrukcije slediti naslednjim ciljem:

- dodatna konstrukcija mora biti dovolj nosilna, da lahko prevzame predpisano potresno obtego celotne stolpnice,
- dodatna konstrukcija mora biti dovolj toga, da omeji premike in deformacije na nivo, ki ga lahko obstoječa konstrukcija stavbe prenese z omejenimi poškodbami,
- obstoječa konstrukcija se ohrani in prevzema vso dosedanje navpično obtego.

Zagotavljanje togosti oziroma omejitev premikov in deformacij sta za novo obodno konstrukcijo mnogo zahtevnejši cilj kot zagotavljanje ustrezne nosilnosti. Zato se ju v praksi težko pogosto opušta oziroma se opušta preverjanje vpliva predpisane potresne obtege na obstoječo konstrukcijo. Obstoječa konstrukcija je namreč tista, ki bo morala tudi v primeru potresa obstati in zagotavljati prevzem navpične obtege.

Za stolpnico tipa A smo analizirali nekaj različic dodatne konstrukcije, situirane na obodu stolpnice, da bi dosegli zgoraj navedene cilje. Pri tem je bil poudarek na zagotavljanju zadostne togosti, ki bi omejila premike in deformacije obstoječe zidane konstrukcije. Pri postavitvi omejitev premikov smo upoštevali rezultate analize potresne odpornosti stolpnice v obstoječem stanju.

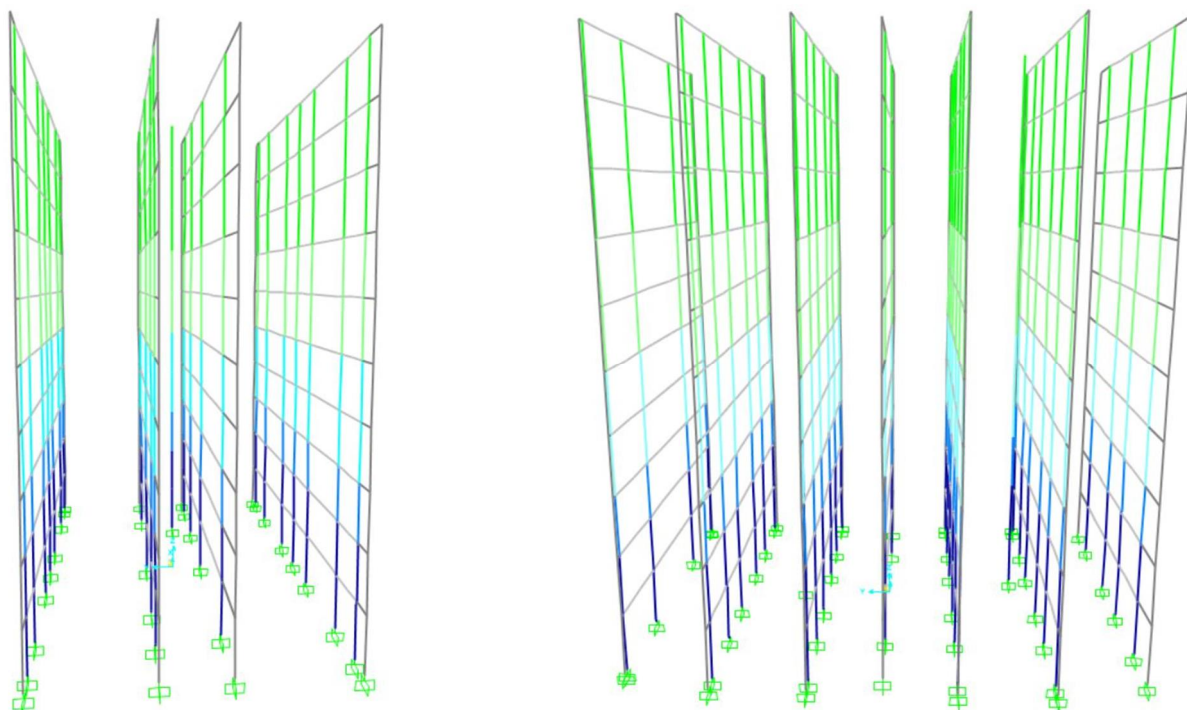
Obodna konstrukcija je sestavljena iz armiranobetonskih sten, situiranih v obstoječih nosilnih oseh in toga priključena na obstoječo konstrukcijo. Obstoječa zidana konstrukcija stolpnice v nadstropjih se pri tem pretežno ohrani oziroma izvede le manjše posege, potrebne za vzpostavitev dostopa do dodatnih prostorov v obodu stolpnice. Bo pa potrebno obstoječe betonske zidove v kleti in pritličju utrditi z obojestranskimi armiranobetonskimi oblogami. A.b. oblaganje namreč znatneje poveča nosilnost pri nearmiranih betonskih kot pri opešnih zidovih. Povečanje nosilnosti betonskih zidov v kleti in pritličju pa je potrebno zato, ker so bistveno bolj togi kot opešni zidovi v nadstropjih in bodo zato v svoji etaži prevzeli sorazmerno visok del potresne obtege, večji kot ga v obstoječem stanju lahko.

8.2 Analiza konstrukcije pri predpisani potresni obtegi

V tem poglavju nas je zanimalo predvsem to, ali bo imela obodna konstrukcija določene dimenzije zadostno togost, da bodo premiki in deformacije, ki jih bo povzročila predpisana potresna obtega na celotni konstrukciji, dovolj majhni - le tolikšni, ki bi jih obstoječa konstrukcija stavbe lahko prenesla brez poružitve.

Zato smo posamezne različice analizirali z modalno analizo s spektri odziva po Evrokod 8, celotno konstrukcijo obstoječe stolpnice in novega oboda pa smo modelirali z več etažnimi ravninskimi okviri v posameznih nosilnih oseh. Za modeliranje konstrukcije in modalno analizo s spektri odziva smo uporabili računalniški program SAP 2000 [40].

Računska modela konstrukcije za eno in drugo tlorisno smer sta prikazana na sliki 8.1, tlorisi posameznih razližic pa so prikazani v nadaljevanju.

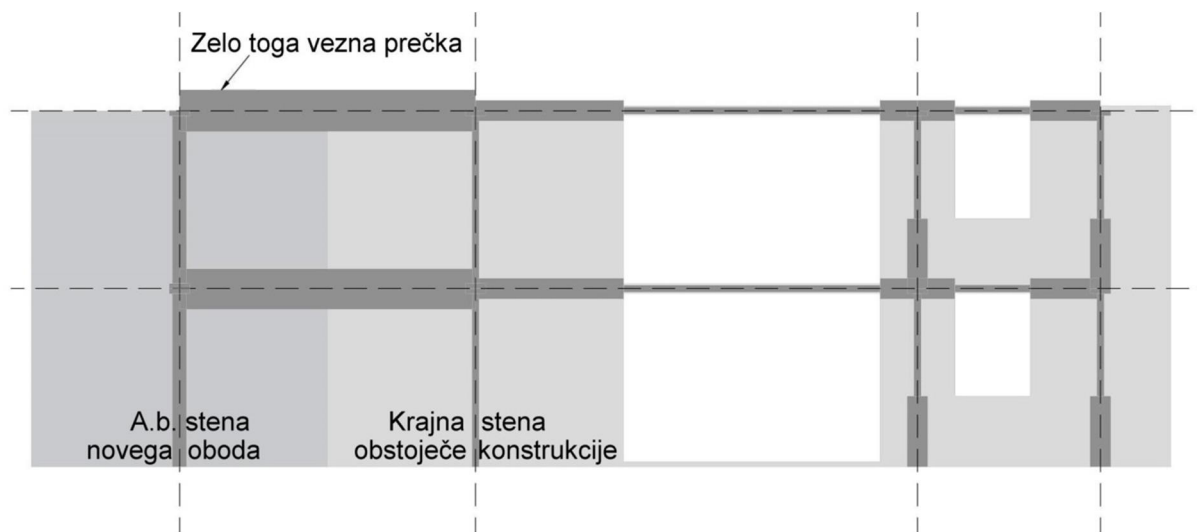


Slika 8.1: Tip A, model celotne konstrukcije v SAP 2000 - podkonstrukcije v vzdolžni - X smeri (levo) in podkonstrukcije v prečni - Y smeri (desno), barve stebrov ponazarjajo trdnosti zidovja.

Skupne bistvene značilnosti modela so sledele:

- Ravnski okvir sestavljajo stebri in prečke. Vsak stebel oziroma vsako prečko obstoječe konstrukcije smo v splošnem modelirali s po tremi zaporednimi linijskimi elementi. S tem smo modelirali toga odseka ob vozliščih in mehki srednji del v območju okna oziroma vrat (slika 6.1). Za krajna elementa (toga odseka) smo upoštevali 1000 x višje vrednosti presekov, stržnih presekov in vztrajnostnih momentov kot srednji element. Osi prečk v posamezni etaži potekajo v sredini medetažne plošče, osi stebrov pa na sredini debeline zidov. Prečke obstoječe konstrukcije so sestavljene iz nosilnih parapetov, a.b. vezi in pripadajoče žirine medetažne plošče, kot je to opisano v točki 6.1. Pri programu SAP 2000 smo sestavljene prereze modelirali s pomočjo opcije "Section Designer", ki omogoča prereze nepravilnih oblik in iz več materialov, ki imajo različne mehanske lastnosti.
- Nove a.b. stene obodne konstrukcije so s togimi prečkami povezane s krajnimi zidovi obstoječe konstrukcije (slika 8.2). Za toge vezne prečke smo upoštevali 1000 x višje vrednosti presekov, stržnih presekov in vztrajnostnih momentov kot bi jih imela prečka, katere višina bi bila enaka etažni višini, žirina bi bila enaka debelini krajnega zidu, iz betona novih a.b. sten.
- Medetažne plošče smo upoštevali kot toge diafragme v svoji ravnini in neskončno podajne izven svoje ravnine.
- Mase in masne vztrajnostne momente smo koncentrirali v masnem središču posamezne etaže, le-ta pa sovpada s koordinatnim izhodiščem modela. Masa posamezne etaže je sestavljena iz mase obstoječe etaže (točka 6.1) in mase etaže v novem obodnem delu, pri čemer se slednja od različice do različice obodne konstrukcije razlikuje. Maso etaže v novem obodnem delu sestavljajo masa novih a.b. sten, masa nove medetažne

konstrukcije in pripadajoča masa nove fasade. Pri novih a.b. stenah smo upoštevali specifično težo armiranega betona $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$, pri novih medetažnih konstrukcijah lastno težo 3.40 kN/m^2 in koristno obtežbo 2.0 kN/m^2 , pri novi fasadi pa lastno težo 0.5 kN/m^2 .



Slika 8.2: Toga povezava med novo obodno in obstoječo zidano konstrukcijo je modelirana z zelo togimi prečkami.

- Mehanske lastnosti obstoječega zidovja in obstoječega betona so navedene v točki 6.1. Za a.b. stene nove obodne konstrukcije smo upoštevali beton C40/50 (elastični modul $E = 35000 \text{ MPa}$, in strižni modul $G = 14583 \text{ MPa}$). Zaradi primerljivosti rezultatov te analize z rezultati analize obstoječega stanja smo za elastično upogibno in strižno togost upoštevali polno vrednost.
- Zaradi velike togosti kletne in pritlične etaže smo modelirali konstrukcijo nad tem nivojem. Konstrukcija tako zajema deset nadstropnih etaž, ki so polno vpete na nivoju stropne konstrukcije nad pritličjem.
- Vplivov slučajne torzije v analizi nismo upoštevali.
- Potresne vplive smo določili z modalno analizo s spektri odziva po Evrokodu 8. Spekter odziva je definiran z maksimalnim pospeškom tal, kategorijo pomembnosti objekta, tipom tal in faktorjem obnažanja, kot je opisano v točki 5.4. Upoštevali smo tip tal C ($S = 1.15$, $T_B = 0.2 \text{ s}$, $T_C = 0.6 \text{ s}$ in $T_D = 2.0 \text{ s}$), projektni pospešek temeljnih tal $a_g = 0.25 \text{ g}$, faktor pomembnosti $\gamma_I = 1.0$. Ob predpostavki, da bodo nove a.b. stene dodatne obodne konstrukcije dovolj nosilne, da bi lahko prevzele vso potresno obtežbo, smo upoštevali veliko vrednost faktorja obnažanja - $q = 3.0$, ki velja za sistem nepovezanih konzolnih sten in srednji razred duktilnosti DCM ($\ddot{U}_l/\ddot{U}_1 = 10$). V analizi smo upoštevali 5% viskoznega dušenja.
- Z analizo lastnega nihanja so bile izražene nihanjske oblike in določeni nihanjski lasi. Za kombinacijo nihanjskih oblik pri modalni analizi smo upoštevali popolno kvadratno kombinacijo (CQC).

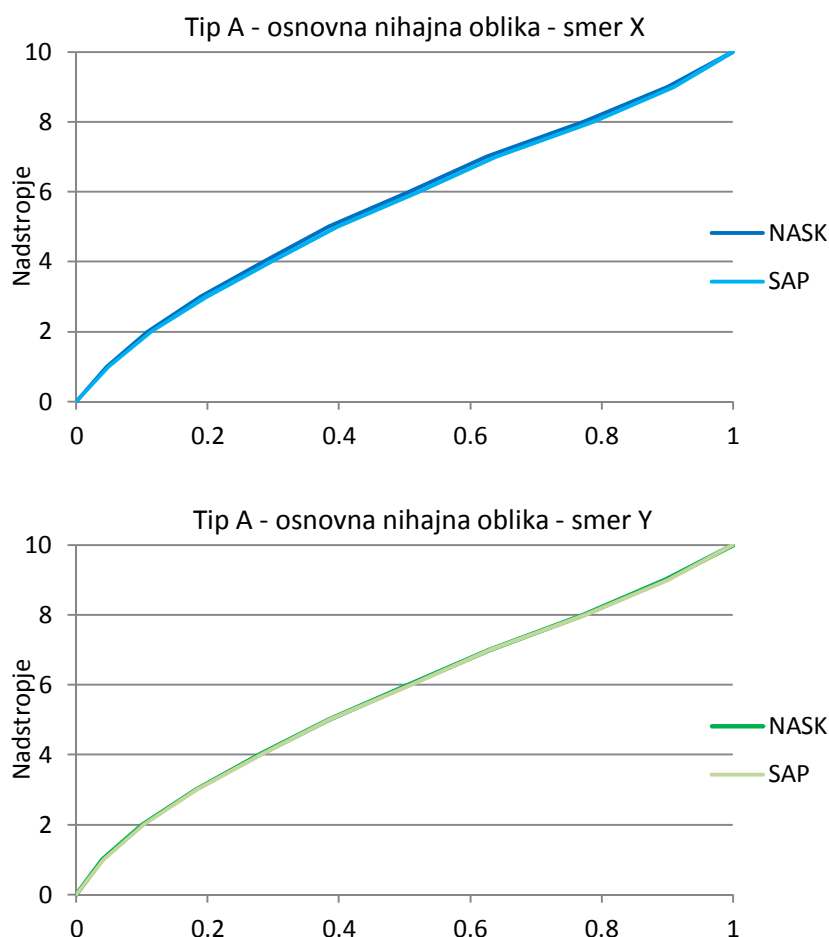
8.3 Analizirane razlike

Najprej smo izdelali analizo lastnega nihanja obstoječe konstrukcije, da bi medsebojno primerjali lastne nihajne lase in oblike, dobljene s programoma SAP 2000 in NASK. Vrednosti osnovnega lastnega nihajnega lasa se bolje ujemata v smeri X (preglednica 8.1), osnovni lastni nihajni obliki pa bolje v smeri Y (slika 8.3).

Ocenjujemo, da je na razliko v vrednosti osnovnega lastnega nihajnega lasa v prečni - Y smeri po NASK in SAP 2000 lahko vplivala tlorisna nepravilnost konstrukcije in prisotnost torzije.

Preglednica 8.1: Osnovna lastna nihajna lasa po programih NASK in SAP 2000.

Program za analizo	vzdolžna - X smer: T_{1-X}	prečni - Y smer: T_{1-Y}
NASK	0.672 s	0.811 s
SAP 2000	0.684 s	0.726 s



Slika 8.3: Tip A, obstoječa konstrukcija, primerjava osnovnih nihajnih oblik po programih NASK in SAP 2000, v vzdolžni smeri (zgoraj) in prečni smeri (spodaj).

Nadaljevali smo z analizo celotne konstrukcije, sestavljene iz obstojele konstrukcije in novih a.b. sten v obodu. Različice dodatne obodne konstrukcije smo oblikovali sproti, na osnovi rezultatov analize predhodne različice in primerjave le-teh z zastavljenimi cilji.

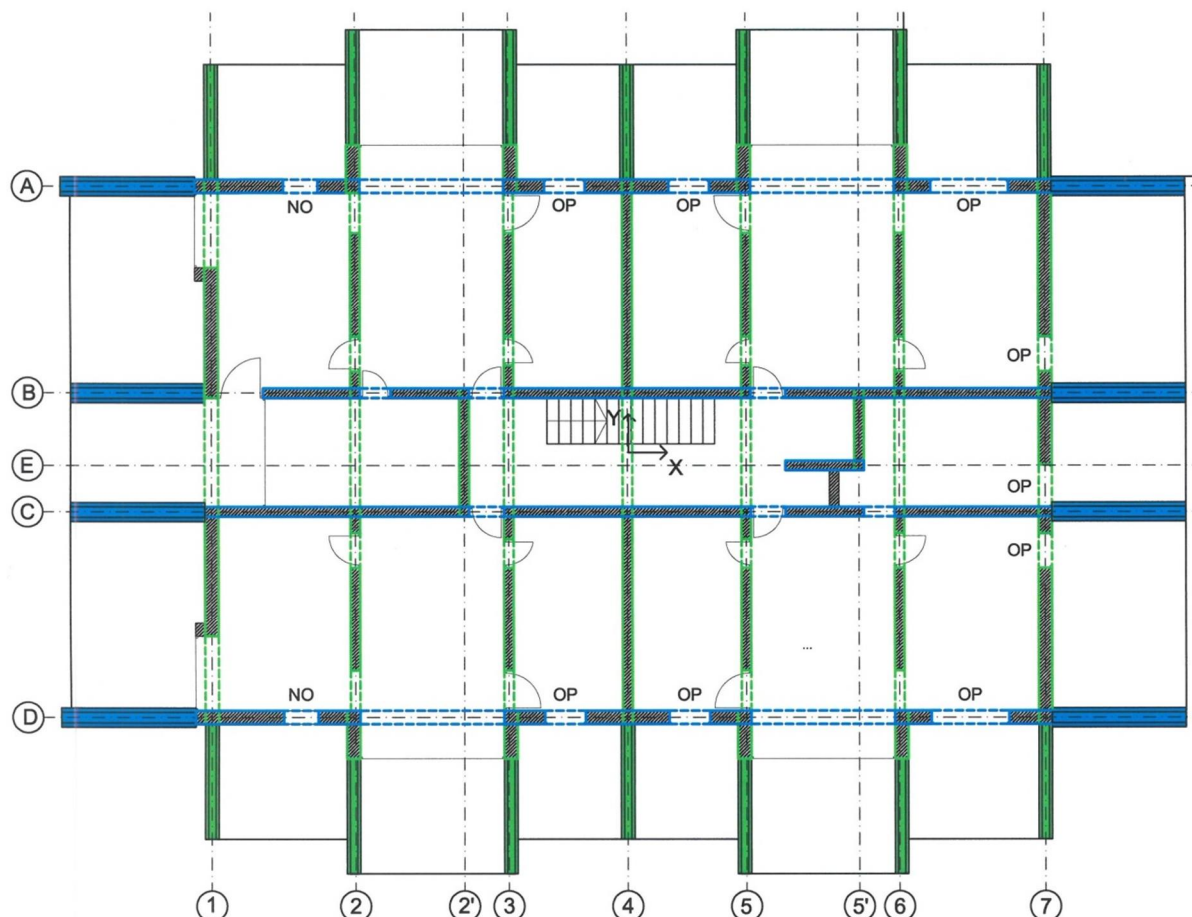
Različice so podrobneje predstavljene v nadaljevanju, skupne značilnosti vseh pa so naslednje:

- Dolžina novih a.b. sten je v vseh etažah enaka, debelina sten pa se od etaže do etaže zmanjšuje. Pri zmanjševanju debeline sten smo sledili zmanjševanju togosti obstojele zidane konstrukcije. Debeline obstojele zidov se od etaže do etaže sicer ne spreminjajo (izjema so le nekateri notranji zidovi pri stolpnica podtipa A-2), se pa na dolojenih prehodih med etažami zmanjšata E in G modul zidovja, kar na tem prehodu zmanjša togost etaže. Pri novih a.b. stenah pa se E modul ne spreminja, zato smo za zmanjšanje togosti od etaže do etaže zmanjšali debelino sten. Zmanjševanje togosti z zmanjševanjem debeline po višini stavbe ima še en pozitiven učinek: v zgornjih etažah so dodatne mase manjše in posledično je manjša potresna obtežba na celotno stolpnico.
- Dolžino novih a.b. sten smo izbrali ob upoštevanju arhitekturne stroke, kar se tiče sorazmernosti, osvetljenosti in dostopnosti prostorov (Studio Krištof). A.b. stene v vzdolžnih oseh A, B, C in D so dolge 3.5 m (na slikah od 8.4 do 8.9 so obarvane z modro), a.b. stene v prečnih oseh od 1 do 7 pa 3.0 m (na slikah od 8.4 do 8.9 so obarvane z zeleno). Ta razlika v izbranih dolžinah je povezana z dejstvom, da ima stolpnica v vzdolžni smeri le štiri nosilne osi, v prečni smeri pa jih ima sedem.
- Na obstojele konstrukcije se odstranijo nosilni parapeti pod okni v oseh A, D in 7, tako da se okenske odprtine nadomestijo s prehodnimi odprtinami - za prehod med obstoječimi prostori in prostori v novem obodu.

Za posamezno različico so v nadaljevanju podani opis, razporeditev novih a.b. sten na tlorisu in dimenzije novih a.b. sten v preglednici. Oznaka različice je sestavljena iz črke in številke. Črka označuje tip razporeditve novih a.b. sten, številka pa nivo debelin novih a.b. sten. Za posamezen tip razporeditve sten je predstavljena podrazličica s končnim - najvišjim nivojem debelin novih a.b. sten.

8.3.1. Razliž ica V7

- Nove a.b. stene, ki so pravokotne na progl elja, so v vseh oseh (slika 8.4: A do D in 1 do 7).
- V dveh obstojel ih zidovih (v oseh A in D, odsek med osmi 1 in 2) se izdelata po ena vrata odprtina za prehod med obstojel imi prostori in prostori v novem obodu.
- Dimenzije sten so podane v preglednici 8.2. Debelina sten se od 1. do 10. nadstropja v vsakem naslednjem nadstropju zmanjša za 5% debeline v 1. nadstropju.



Slika 8.4: Tip A, tloris rekonstruirane obstojel e stolpnice in novih a.b. sten v obodu - **razliž ica V7** (OP: odstranjen parapet, NO: nova odprtina).

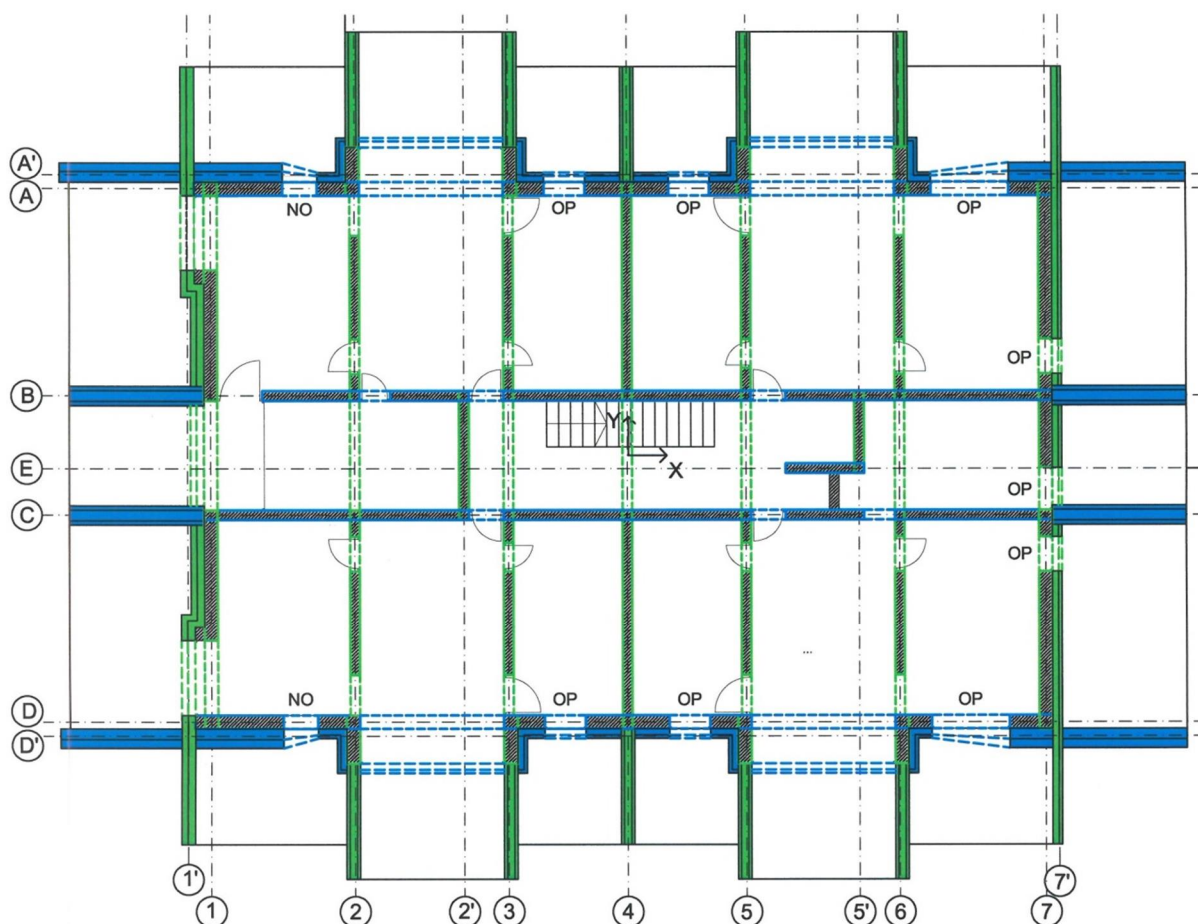
Preglednica 8.2: **Razliž ica V7** - dimenzije novih a.b. sten.

Etaža	Debeline sten (m)	
	Osi A do D: dolžina sten 3.5 m	Osi 1 do 7: dolžina sten 3.0 m
N10	0.275	0.1925
N9	0.300	0.2100
N8	0.325	0.2275
N7	0.350	0.2450
N6	0.375	0.2625
N5	0.400	0.2800
N4	0.425	0.2975
N3	0.450	0.3150
N2	0.475	0.3325
N1	0.500	0.3500

8.3.2. Razliž ica O2

Togost obodne konstrukcije se je pri razliž ici V7 izkazala kot prenizka, pomiki pri predpisani potresni obtegi pa kot preveliki (preglednica 8.9). Razliž ico O2 smo z namenom povečanja togosti zasnovali tako, da smo stenam iz razliž ice V7 dodali stene z odprtinami vzdolž vseh gtirih proelij. Razliž ica O2 je prikazana na sliki 8.5, opis pa je sledeč :

- Nove a.b. stene, ki so pravokotne na proelja, so le v vmesnih obstojih oseh (slika 8.5). V oseh B in C so dolge 3.5 m, v oseh od 2 do 6 pa 3.0 m (enako kot pri razliž ici V7).
- Nove a.b. stene z odprtinami so v zamaknjenih krajnih oseh - na zunanji strani obstojih zunanjih zidov (osi A', D', 1' in 7') in segajo preko vogalov za enako dolžino kot so dolge nove a.b. stene v vmesnih oseh. V stenah so odprtine na mestu odprtin v obstojih zidovih, vse pa imajo 0.4 m visoke prečke. Stene v teh oseh so debeleje v prostem delu in v krajnem delu - do prve odprtine, nato se zožajo. (preglednica 8.3).
- Debeline sten so podane v preglednici 8.3. Od 1. do 10. nadstropja se v vsakem naslednjem nadstropju zmanjša za 5% oziroma 4% debeline v 1. nadstropju.



Slika 8.5: Tip A, tloris rekonstruirane obstojih stolpnice in novih a.b. sten v obodu - **razliž ica O2** (OP: odstranjen parapet, NO: nova odprtina).

Preglednica 8.3: **Razliž ica O2** - debeline novih a.b. sten.

Etaža	Debeline sten (m)				
	Osi A' in D', prosti in krajni deli	Osi A' in D', sredina	Os 1'	Osi 2 do 6	Os 7'
N10	0.275	0.16	0.1925	0.1925	0.16
N9	0.300	0.17	0.2100	0.2100	0.17
N8	0.325	0.18	0.2275	0.2275	0.18
N7	0.350	0.19	0.2450	0.2450	0.19
N6	0.375	0.20	0.2625	0.2625	0.20
N5	0.400	0.21	0.2800	0.2800	0.21
N4	0.425	0.22	0.2975	0.2975	0.22
N3	0.450	0.23	0.3150	0.3150	0.23
N2	0.475	0.24	0.3325	0.3325	0.24
N1	0.500	0.25	0.3500	0.3500	0.25

8.3.3. Razliž ica N2

Pri razliž ica V7 in O2 se je pokazalo, da sta problematiji ni zaradi tlorisne nepravilnosti, ki ji daje podlago že tlorisna nepravilnost obstojele konstrukcije. Velikost in razpored obstojele odprtini sta v osi 1 bistveno drugače na kot v osi 7. Problem sta predvsem veliki odprtini, ki sta v osi 1 ob obeh vogalih.

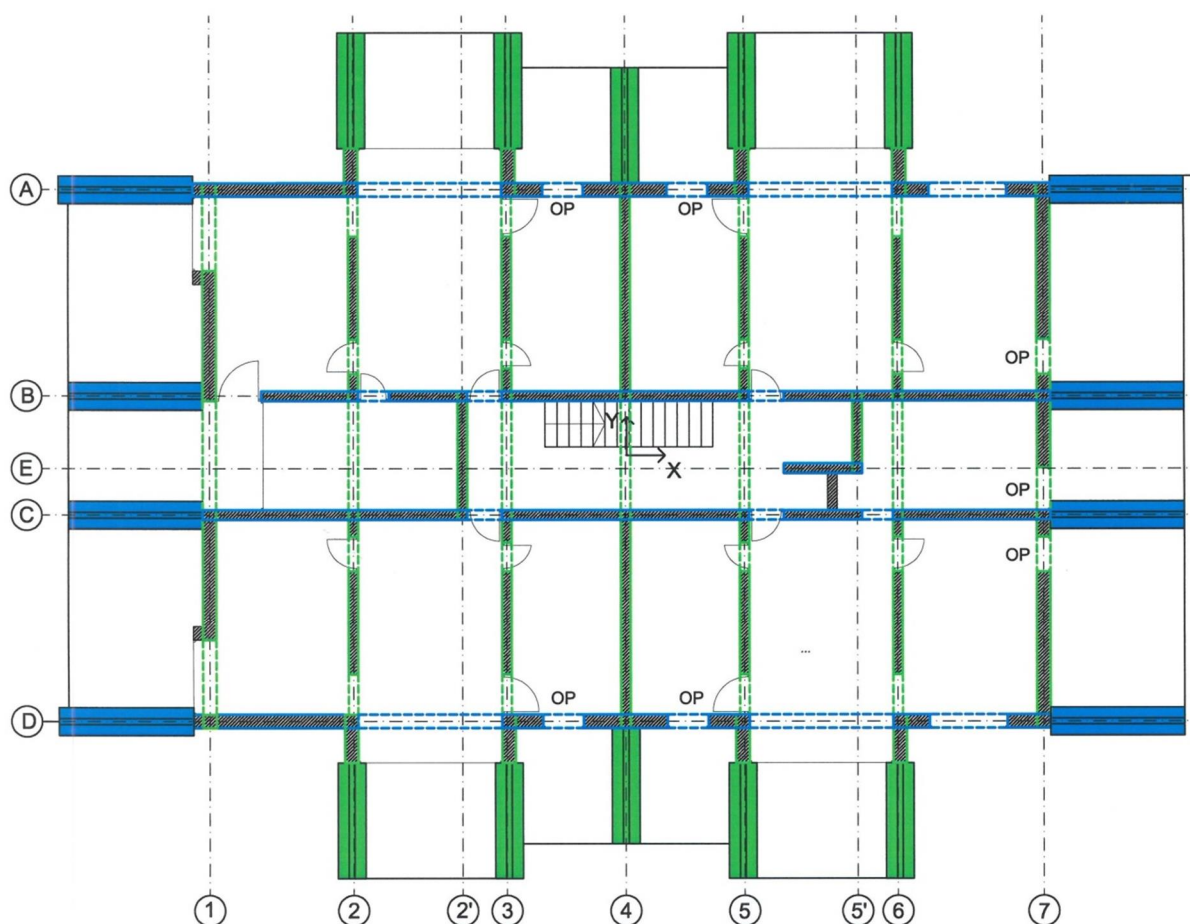
Obstojeli preliki nad tema odprtinama sta dolgi in vitki in ne omogočata, da bi bili novi a.b. steni v osi 1 pri razliž ica V7 dovolj uinkoviti pri povečanju togosti v tej osi. Togost podkonstrukcije v osi 1 se z novima stenama poveča manj kot se z novima stenama poveča togost podkonstrukcije v osi 7. Zato je tlorisna nepravilnost večja v utrjenem kot v obstoječem stanju, kar se kaže v zasukih etaže (razmerje d_7/d_1 v preglednici 8.10).

Bistvenega izboljšanja ni niti pri razliž ica O2. Zaradi velikih krajnih odprtini, nad katerimi so vitke nove preliki, je nova a.b. stena v osi 1 bistveno manj toga od nove a.b. stene v osi 7'.

Na osnovi teh ugotovitev smo ocenili, da nove a.b. stene ne morejo biti uinkovite, v kolikor niso dovolj togo povezane z obstoječo konstrukcijo. V kolikor pa niso uinkovite, jih je bolj opustiti, saj sicer zgolj povečujejo maso in potresne sile.

Zato smo nove a.b. stene v oseh 1 in 7 pri razliž ica N2 opustili. Razliž ica N2 je prikazana na sliki 8.6, opis pa je sledeč :

- Nove a.b. stene, ki so pravokotne na proleja, so v oseh A, B, C in D ter 2 do 6.
- Dimenzije sten so podane v preglednici 8.4. Debelina sten se od 1. do 10. nadstropja v vsakem naslednjem nadstropju, koraki so vedno manjši, vrednosti debelin pa zaokrožene.



Slika 8.6: Tip A, tloris rekonstruirane obstoječe stolpnice in novih a.b. sten v obodu - **razliž ica N2** (OP: odstranjen parapet).

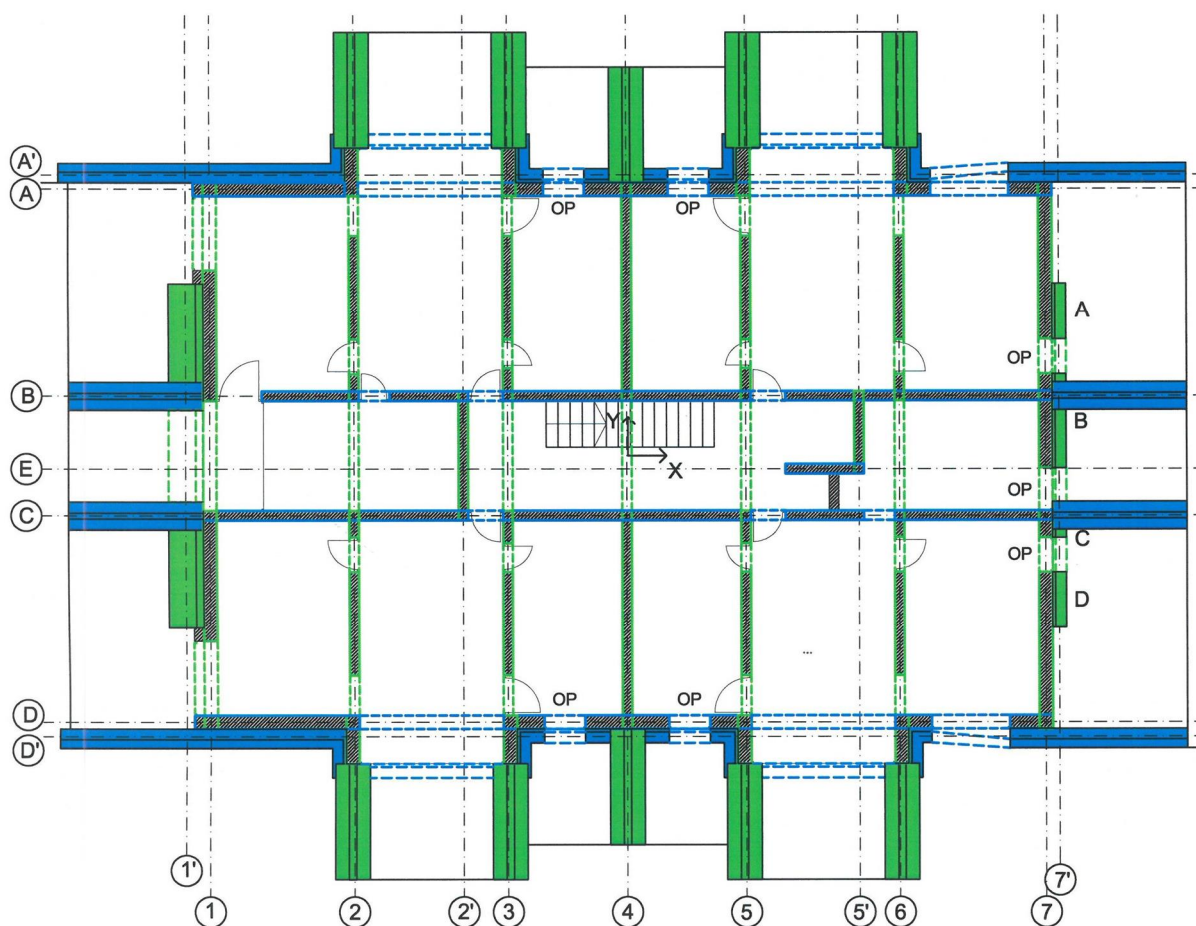
Preglednica 8.4: **Razliž ica N2** - dimenzije novih a.b. sten.

Etaža	Debeline sten (m)	
	Osi A do D: dolžina sten 3.5 m	Osi 2 do 6: dolžina sten 3.0 m
N10	0.15	0.15
N9	0.17	0.17
N8	0.21	0.21
N7	0.26	0.26
N6	0.32	0.32
N5	0.39	0.39
N4	0.48	0.48
N3	0.58	0.58
N2	0.65	0.65
N1	0.72	0.72

8.3.4. Razliž ica S1

Razliž ica N2 se je izkazala kot tlorisno pravilnejša, a premalo toga. Zato smo poskusili z razliž ico S1, ki je modificirana razliž ica O2. A.b. steni z odprtinami, ki sta v oseh A' in D' sta enako dolgi kot pri O2, novi a.b. steni z odprtinami v oseh 1' in 7' pa sta prilagojeni. Razliž ica S1 je prikazana na sliki 8.7, opis pa je sledeč :

- Nove a.b. stene, ki so pravokotne na progl elja, so le v vmesnih obstojel ih oseh. V oseh B in C so dolge 3.5 m, v oseh od 2 do 6 pa 3.0 m (enako kot pri razliž ici N2).
- V krajnih oseh so nove a.b. stene zamaknjene - situirane so na zunanji strani obstojel ih zunanjih zidov (osi A', D', 1' in 7'). V vzdolžni smeri (v oseh A' in D') segajo po celotni dolžini progl elij in že preko vogalov, za enako dolžino kot nove a.b. stene v vmesnih oseh. V pregl ni smeri (v oseh 1' in 7') pa so situirane le na osrednjem delu progl elja, v obeh oseh 1' in 7' v enaki skupni dolžini, a razliž ni debelini. To je tudi kljuē na razlika med to razliž ico in razliž ico O2. Zaradi razlik med osmi 1 in 7 glede velikosti in razporeditve odprt in posledil no glede togosti, ki povzroē ajo tlorisno nepravilnost v pregl ni smeri, smo s to prilagoditvijo ēeleli zmanjšati tlorisno nepravilnost in torzijske uēinke pri obteēbi v pregl ni smeri. V stenah so odprtine na mestu odprt in v obstojel ih zidovih, vse pa imajo 0.4 m visoke pregl ke. Stene v teh oseh so debeleje v prostem delu in v krajnem delu - do prve odprtine, nato se zoēajo. (preglednica 8.5).
- Debeline sten so podane v preglednici 8.5. Od 1. do 10. nadstropja se v vsakem naslednjem nadstropju, koraki so vedno manjši, vrednosti debelin pa zaokroēene.



Slika 8.7: Tip A, tloris rekonstruirane obstojel e stolpnice in novih a.b. sten v obodu - **razliž ica S1** (OP: odstranjen parapet).

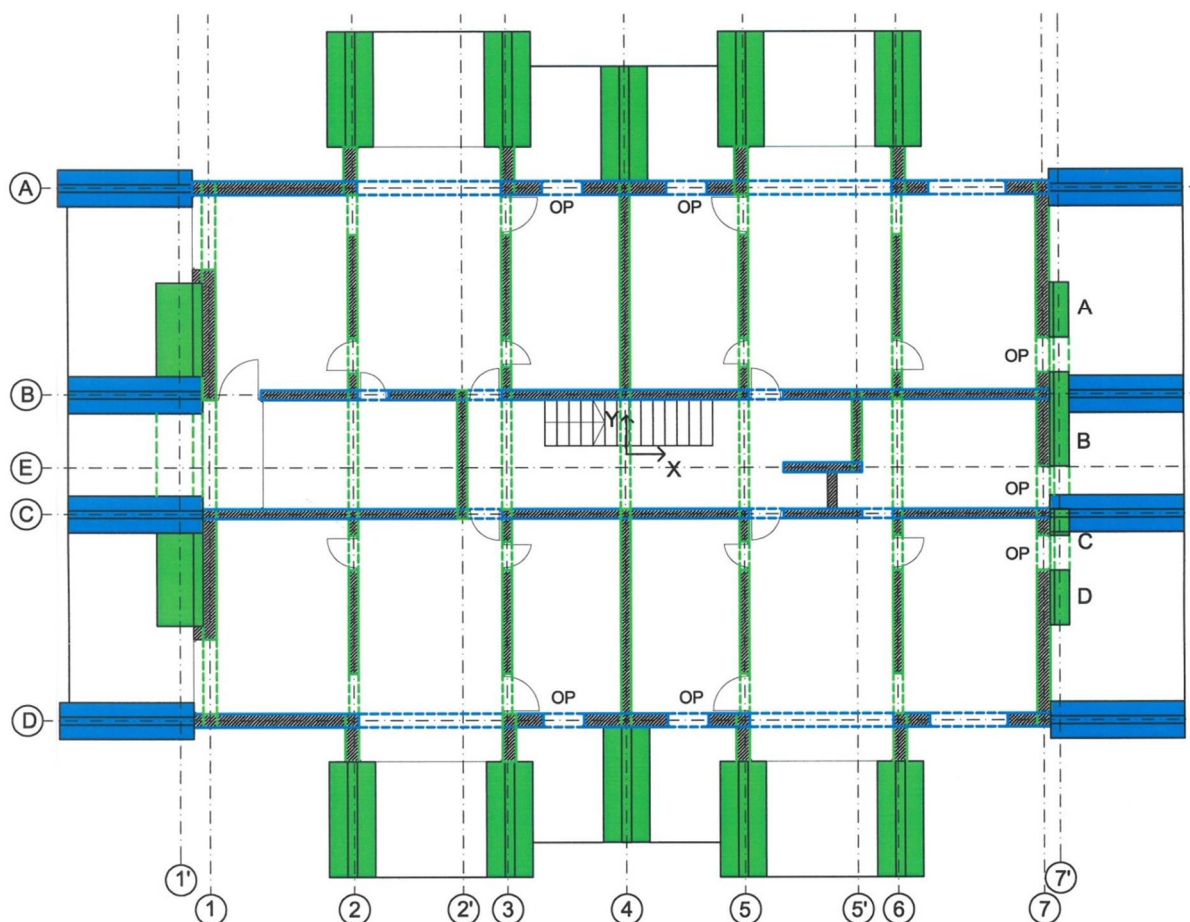
Preglednica 8.5: **Razliž ica S1** - dimenzije novih a.b. sten.

Etaža	Debeline sten (m)				
	Osi A' in D', prosti in krajni deli	Osi A' in D', sredina	Os 1' dve steni dolžine po 3.03 m, povezani z a.b. prelj kami vigine 0.4 m	Osi 2 do 6: dolžina sten 3.0 m	Os 7' stene dolžin 1.46 m, 2.44 m, 0.7 m in 1.46 m (A, B, C, D), povezane z a.b. prelj kami vigine 0.4 m
N10	0.15	0.08	0.19	0.19	0.08
N9	0.17	0.09	0.21	0.21	0.09
N8	0.21	0.11	0.26	0.26	0.11
N7	0.26	0.13	0.33	0.33	0.13
N6	0.32	0.16	0.40	0.40	0.16
N5	0.39	0.20	0.49	0.49	0.20
N4	0.48	0.24	0.60	0.60	0.24
N3	0.58	0.29	0.73	0.73	0.29
N2	0.65	0.33	0.81	0.81	0.33
N1	0.72	0.36	0.90	0.90	0.36

8.3.5. Razliž ica P3

Ker se je pri razliž ici S1 pokazalo, da je njena togost v smeri X večja kot je potrebno, togost v smeri Y pa še vedno prenizka, smo poskusili z opustitvijo novih a.b. sten na zunanji strani daljših prolij. Namesto tega smo raje poveali ali debeline novih a.b. sten v oseh A, B, C in D. Razliž ica P3 je prikazana na sliki 8.8, opis pa je sledeaj :

- Nove a.b. stene, ki so pravokotne na prolij elja, so v oseh A do D in 2 do 6.
- Nove a.b. stene ob prolij eljih, ki so povezane s prelj kami vigine 0.4 m, sta le v oseh 1' in 7'.
- Dimenzije sten so podane v preglednici 8.6. Debelina sten se od 1. do 10. nadstropja v vsakem naslednjem nadstropju, koraki so vedno manjji, vrednosti debelin pa zaokrožene.



Slika 8.8: Tip A, tloris rekonstruirane obstojel e stolpnice in novih a.b. sten v obodu - **razliĳ ica P3** (OP: odstranjen parapet).

Preglednica 8.6: **Razliĳ ica P3** - dimenzije novih a.b. sten.

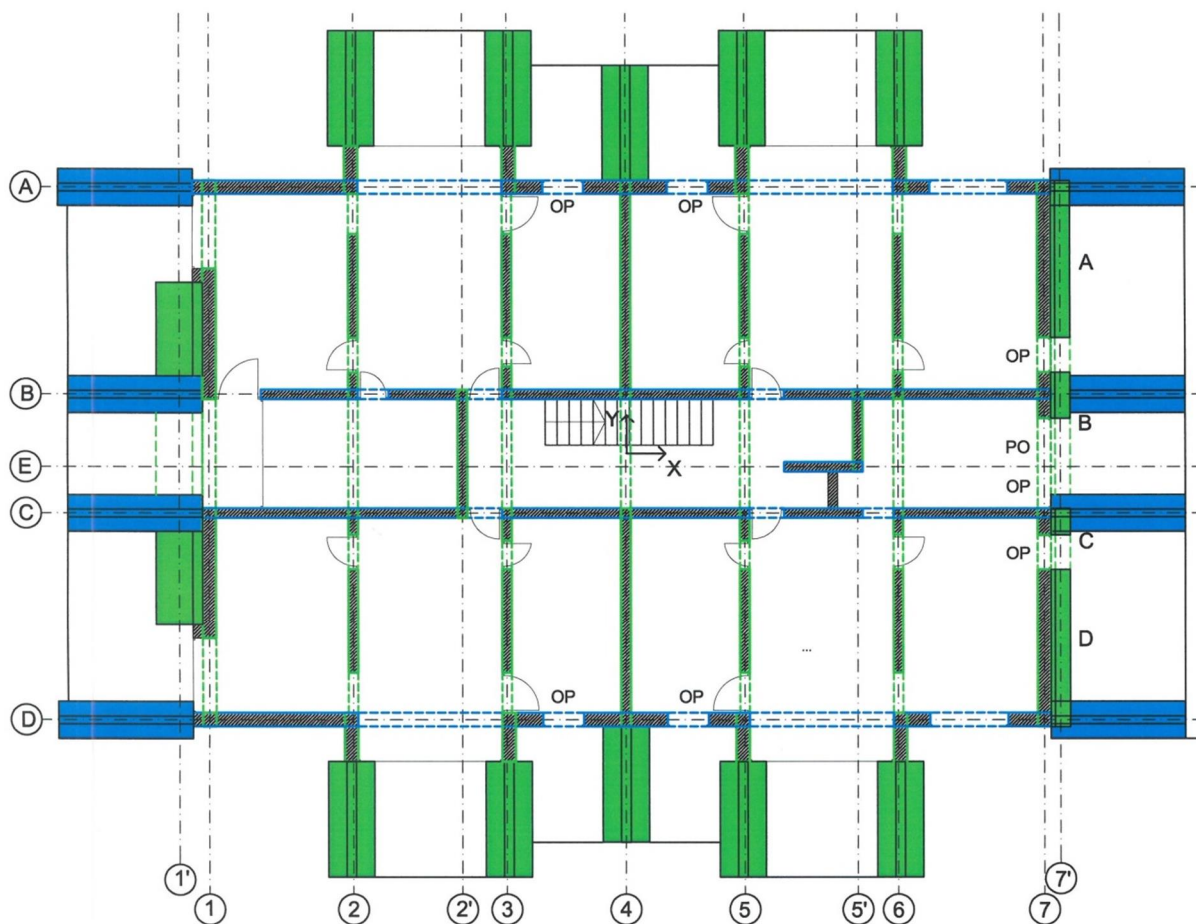
Etaĳa	Debeline sten (m)			
	Osi A do D: dolĳina sten 3.5 m	Os 1': dve steni dolĳine po 3.03 m, povezani z a.b. preĳ kami vĳine 0.4 m	Osi 2 do 6: dolĳina sten 3.0 m	Os 7': stene dolĳin 1.46 m, 2.44 m, 0.7 m in 1.46 m (A, B, C, D), povezane z a.b. preĳ kami vĳine 0.4 m
N10	0.20	0.25	0.25	0.10
N9	0.23	0.28	0.28	0.12
N8	0.28	0.35	0.35	0.14
N7	0.35	0.44	0.44	0.18
N6	0.43	0.53	0.53	0.22
N5	0.52	0.65	0.65	0.26
N4	0.64	0.80	0.80	0.32
N3	0.77	0.97	0.97	0.39
N2	0.87	1.08	1.08	0.44
N1	0.96	1.20	1.20	0.48

8.3.6. Razliž ica D3

Razliž ica P3 predstavlja okvirno rešitev v konstrukcijskem smislu. Dodatno razliž ico smo zasnovali in analizirali iz arhitekturnih razlogov, da bi pridobili prehodne odprtine ustreznih dimenzij v osi 7'. Pri spremembah nove a.b. stene v osi 7' od P3 do D3 smo upoštevali lastnosti obstoječe konstrukcije podtipa stolpnice A1, katerega lastnosti smo upoštevali pri modeliranju konstrukcije. Podtip A1 ima namreč v pritilju v zunanjem zidu v osi 7 daljšo odprtino v sredini (med osmi B in C), kar je razvidno s slike 2.9. Zato smo ocenili, da vzpostavitev enakih odprtin v nadstropjih ni problematično.

Razliž ica D3 se od razliž ica P3 razlikuje v sledečem (slika 8.9, preglednica 8.7):

- Del obstoječega zidu v osi 7, dolžine 1.24 m, na odseku med osmi B in C se odstrani poleg parapeta. Kljub temu, da zidu na tem odseku v pritilju ni (le pri podtipu stolpnice A1) in da so tam s prejšnjim zidom povezani daljši vzdolžni zidovi, bi bilo pred dokončno odločitvijo o dolžini odstranjenega zidu preveriti napetosti v zidovih zaradi navpične obtege in po potrebi utrditi prekladne konstrukcije.
- Nova a.b. stena v osi 7 sega od osi A do osi D.



Slika 8.9: Tip A, tloris rekonstruirane obstoječe stolpnice in novih a.b. sten v obodu - **razliž ica D3**
(OP: odstranjen parapet, PO: povečana odprtina).

Preglednica 8.7: **Različica D3** - dimenzije novih a.b. sten.

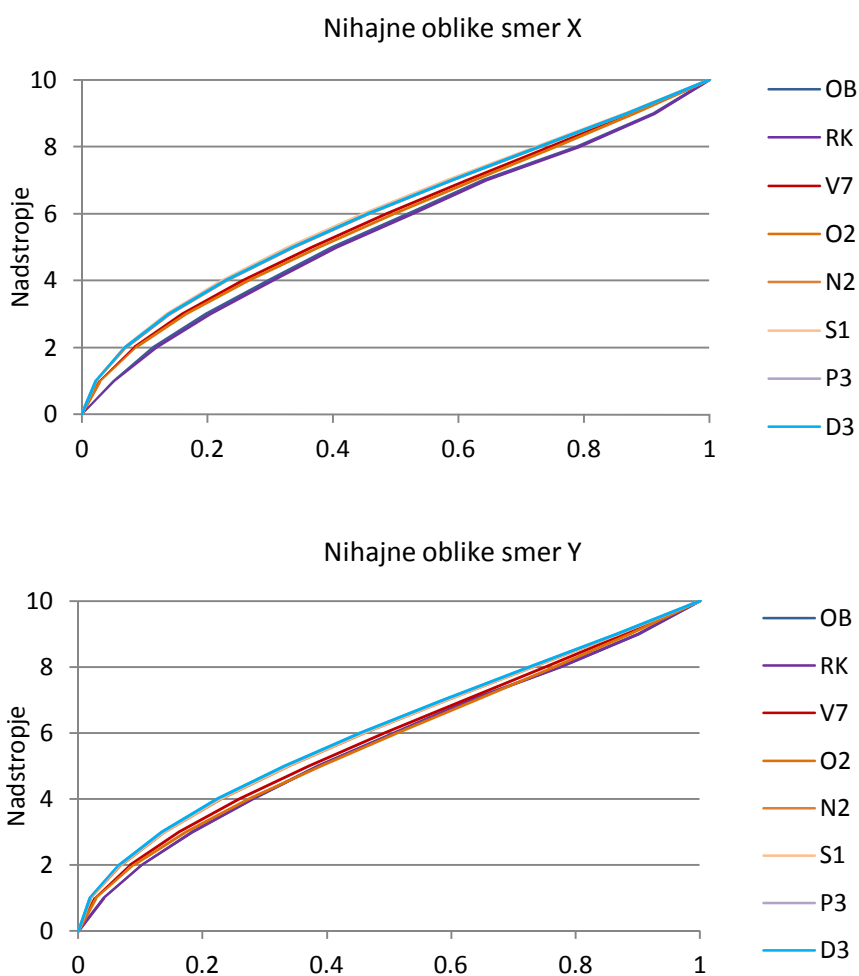
Etaža	Debeline sten (m)			
	osi A do D: dolžina sten 3.5 m	os 1': dve steni dolžine po 3.03 m, povezani z a.b. prej kami vigine 0.4 m	osi 2 do 6: dolžina sten 3.0 m	os 7': stene dolžin 4.13 m, 1.20 m, 0.7 m in 4.13 m (A, B, C, D), povezane z a.b. prej kami vigine 0.4 m
N10	0.20	0.25	0.25	0.10
N9	0.23	0.28	0.28	0.11
N8	0.28	0.35	0.35	0.12
N7	0.35	0.44	0.44	0.14
N6	0.43	0.53	0.53	0.16
N5	0.52	0.65	0.65	0.19
N4	0.64	0.80	0.80	0.22
N3	0.77	0.97	0.97	0.25
N2	0.87	1.08	1.08	0.28
N1	0.96	1.20	1.20	0.30

8.4 Primerjava rezultatov in ocena ušinkovitosti obodne konstrukcije

V nadaljevanju so predstavljeni rezultati analiz, iz katerih smo ugotovili vpliv obodne konstrukcije na odziv celotne konstrukcije na vodoravno potresno obtežbo v posamezni smeri in njeno ušinkovitost glede na zastavljene cilje.

Preglednica 8.8: Osnovna lastna nihajna lasa za posamezna stanja oziroma razlii ice obodne konstrukcije.

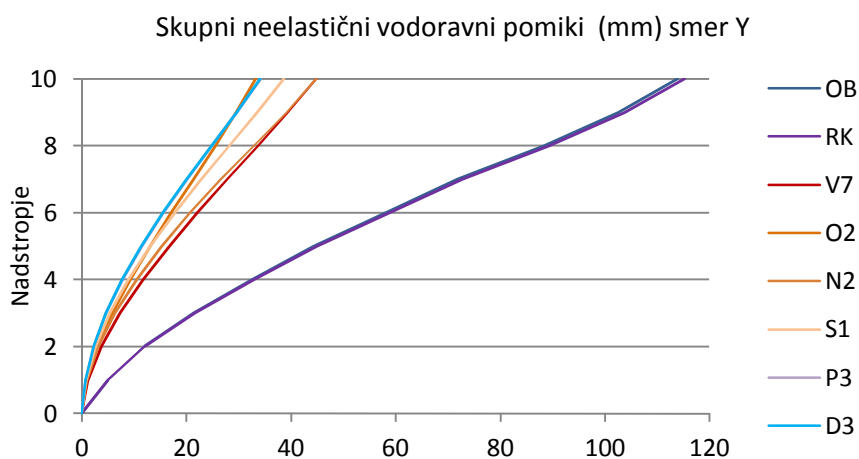
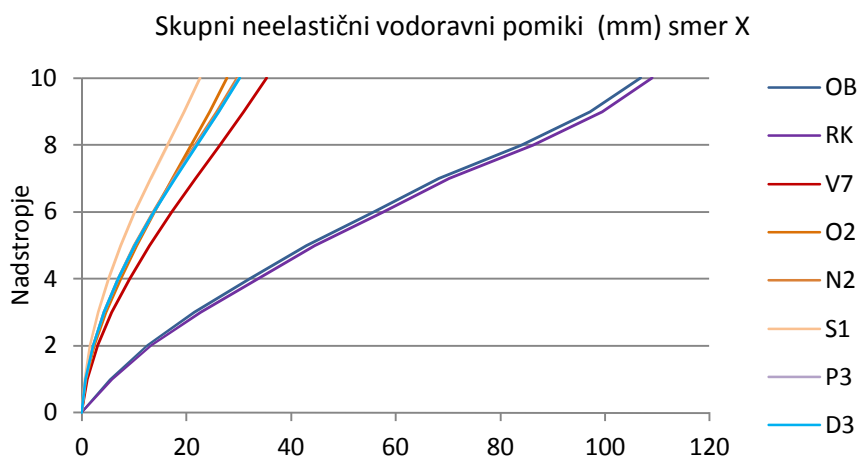
Analizirana razlii ica - stanje konstrukcije	Vzdolžna - X smer T_{1-X}	Prečni - Y smer T_{1-Y}
obstojele (OB)	0.684 s	0.726 s
rekonstruirano brez oboda (RK)	0.698 s	0.734 s
V7	0.366 s	0.413 s
O2	0.323 s	0.356 s
N2	0.332 s	0.409 s
S1	0.286 s	0.375 s
P3	0.330 s	0.352 s
D3	0.331 s	0.352 s



Slika 8.10: Tip A, primerjava osnovnih nihajnih oblik za posamezna stanja oziroma razlii ice obodne konstrukcije, v vzdolžni smeri (zgoraj) in prečni smeri (spodaj).

Preglednica 8.9: Etađni pomik masnega srediđl a v 1. nadstropju in skupni vodoravni pomik masnega srediđl a v 10. nadstropju (na vrhu) - za posamezna stanja oziroma razliđ ica obodne konstrukcije.

Analizirana razliđ ica - stanje konstrukcije	Smer X		Smer Y	
	Etađni pomik 1. nadstropje (mm)	Vodoravni pomik 10. nadstropje (mm)	Etađni pomik 1. nadstropje (mm)	Vodoravni pomik 10. nadstropje (mm)
OB	5.45	106.8	4.91	113.9
RK	5.81	109.0	4.92	115.2
V7	1.01	35.4	1.21	44.8
O2	0.81	27.8	0.97	33.3
N2	0.70	29.6	0.96	44.9
S1	0.51	22.5	0.80	38.6
P3	0.68	30.1	0.67	34.2
D3	0.68	30.2	0.66	34.1



Slika 8.11: Tip A, primerjava skupnih vodoravnih pomikov v masnih srediđl ih posameznih nadstropij, za posamezna stanja oziroma razliđ ica obodne konstrukcije, v vzdolđni smeri (zgoraj) in pređ ni smeri (spodaj).

Preglednica 8.10: Skupni vodoravni pomiki krajnih osi v 10. nadstropju (na vrhu) - za posamezna stanja oziroma razliĝ ica obodne konstrukcije.

Analizirana razliĝ ica - stanje konstrukcije	Smer X			Smer Y		
	Vodoravni pomik na vrhu (mm)		Zasuk (d_D / d_A)	Vodoravni pomik na vrhu (mm)		Zasuk (d_7 / d_1)
	os A	os D		os 1	os 7	
OB	109.5	104.4	0.95	150.6	77.1	0.51
RK	111.9	106.2	0.95	145.2	85.2	0.59
V7	35.4	35.4	1.00	61.5	27.9	0.45
O2	27.3	27.3	1.00	45.9	21.0	0.46
N2	29.7	29.7	1.00	50.1	39.6	0.79
S1	22.5	22.5	1.00	39.3	37.8	0.96
P3	30.0	30.0	1.00	34.5	33.9	0.98
D3	30.0	30.0	1.00	34.8	33.6	0.97

Iz preglednice 8.10 je razvidno, kako sta se tlorisna nepravilnost konstrukcije in rotacija vrhnje etaĝe spreminjali od razliĝ ica do razliĝ ica. Pri potresni obteĝbi v smeri X so rotacije obstojel e konstrukcije minimalne, s pravilno obodno konstrukcijo pa so celo odpravljene. Pri potresni obteĝbi v smeri Y pa se rotacije (d_7/d_1) spreminjajo v odvisnosti od ekscentril nosti srediĝ a togosti glede na srediĝ e mas. Nepravilnost konstrukcije v smeri Y se je od znatne v obstojel em stanju celo poveĝ ala pri razliĝ ica V7 in O2, nato pa z ustreznimi spremembami obodne konstrukcije zmanĝala na minimalni nivo pri razliĝ ica S1, P3 in D3.

Pri konĝ ni razliĝ ici D3 lahko nove a.b. stene v 1. nadstropju prevzamejo 94% skupne preĝ ne sile v smeri X in 95% skupne preĝ ne sile v smeri Y (preglednica 8.11).

Preglednica 8.11: Vrednosti neelastiĝ nih preĝ nih sil v 1. nadstropju - del, ki obremeni obstojel o konstrukcijo in del, ki obremeni novo obodno konstrukcijo, za posamezna stanja oziroma razliĝ ica obodne konstrukcije.

Analizirana razliĝ ica - stanje konstrukcije	Smer X - preĝ na sila v 1. nadstropju (kN)			Smer Y - preĝ na sila v 1. nadstropju (kN)		
	obstojel i zidovi *	nove a.b. stene	skupaj	obstojel i zidovi *	nove a.b. stene	skupaj
OB	5320	-	5320	4982	-	4982
RK	5256	-	5256	4926	-	4926
V7	842	8348	9191	1075	8123	9198
O2	671	9647	10319	866	9515	10381
N2	587	7778	8365	795	7548	8342
S1	409	9030	9439	659	8793	9452
P3	556	9111	9667	541	9033	9574
D3	558	9141	9698	500	9099	9599

* ... ob upoĝtevanju vrednosti faktorja obnaĝanja $q = 3.0$, ki velja za sistem a.b. sten in ne velja za obstojel o zidano konstrukcijo, za katero je $q = 1.5$ (sile v zgornji preglednici bi bile 100% veĝ je).

Kot je razvidno iz preglednice 8.9 bi potresna obteĝba, ki je predpisana po Evrokod 8, na celotni nosilni konstrukciji stolpnice, utrjeni z novimi a.b. stenami na obodu obstojel ega

tlorisa, povzroči la neelastični etažni pomik v 1. nadstropju v vrednosti 0.68 mm v smeri X in 0.66 mm v smeri Y.

Navedeni vrednosti etažnega pomika v 1. nadstropju sta zelo blizu vrednosti, ki ju obstoječa konstrukcija lahko prenese. Vrednost v smeri X je namreč le za 2% večja, vrednost v smeri Y pa celo za 10% manjša od vrednosti etažnega pomika v pritlji pri doseženi nosilnosti obstoječe konstrukcije, t.j. $d_{N1}(H_{\max-X}) = 0.665 \text{ mm}$ in $d_{N1}(H_{\max-Y}) = 0.732 \text{ mm}$ (točka 6.3). Zato bi lahko konstrukcija stolpnice, ki je utrjena z novimi a.b. stenami na obodu, prevzela 98% predpisane potresne obtežbe v smeri X in celo 111% predpisane potresne obtežbe v smeri Y.

9. Povzetki in priporočila

Navpična nosilna konstrukcija, ki prevzema in v temelje prenaša vodoravno potresno obtežbo, je pri stolpnicih tipa A sestavljena iz nosilnih zidov. Ti so v kleti in pritličju izdelani iz nearmiranega betona (beton trdnostnega razreda MB16), v nadstropjih pa so zidani iz polnih opečih zidakov in so debeli 38 cm oziroma 25 cm. V projektu, po katerem so bile stolpnice zgrajene, so bili za opečih zidove predvideni trije trdnostni razredi opečih zidakov in tri vrste oziroma trije trdnostni razredi malte. V spodnjih nadstropjih so zidaki in malta najvišjih trdnosti, proti vrhu stolpnice pa se trdnostna razreda zidakov in malte stopenjsko zmanjšujeta.

Iz opečih zidovja smo odvzeli skupno 9 vzorcev iz zidakov in 9 vzorcev malte. Na podlagi preiskav smo ocenili njihove tlačne trdnosti. Za tri vzorce iz zidakov najvišjega trdnostnega razreda (MO20) je ocenjena trdnost manjša od projektne trdnosti ($15.0 \text{ MPa} < 20 \text{ MPa}$). Za srednji in nižji trdnostni razred sta ocenjeni tlačni trdnosti vzorcev večji od projektnih trdnosti (MO15: $15.8 \text{ MPa} > 15.0 \text{ MPa}$; MO11: $29.2 \text{ MPa} > 11 \text{ MPa}$). Pri maltah pa so s preiskavami ocenjene tlačne trdnosti v sorazmerju z vrsto malte in priporočenimi vrednostmi.

Analizo potresne odpornosti stolpnice smo izdelali za osnovni podtip A1. Ocenjujemo pa, da bi bili rezultati in ugotovitve pri podtipu A2 le nekoliko drugačni zaradi manjših razlik v nosilni konstrukciji. Dodatne razlike bi lahko povzročile morebitna odstopanja v lastnostih gradiv.

Nosilna konstrukcija ima določeno nepravilnost v tlorisu, ki bi v primeru potresa v prečni smeri povzročila neugodne torzijske obremenitve. Nepravilnost izvira iz razlik v velikosti odprtin v krajnjih prečelih. Dolge balkonske odprtine v južnem prečelu so namreč bistveno večje kot ozka balkonska in okenski odprtini v severnem prečelu. Nepravilnost konstrukcije po višini pa predstavlja sprememba materiala nosilnih sten - monolitni beton do pritličja in opečih zidovje od 1. nadstropja navzgor.

Potresno odpornost stolpnice smo najprej analizirali za obstoječe stanje. Pri analizi smo upoštevali lastnosti opečih zidovja, ocenjene na podlagi opravljenih preiskav, ter ostale lastnosti konstrukcije in navpične obtežbe konstrukcije, povzete iz projekta za izgradnjo stolpnice. Na računskem modelu konstrukcije (slike 3.1, 6.2 in 6.3) smo opravili nelinearno potresno analizo za vzdolžno in prečno tlorisno smer. Mehanizem obnažanja konstrukcije pri potresu je pravilen v obeh smereh (slike od 6.5 do 6.7). Prevladujejo upogibni momenti in leni v prečkah, kar omogoča sipanje potresne energije, v zadnjih fazah pa nastopijo leni in odpovedi tudi v zidovih. Nizke nosilnosti prečka in zidov so razlog, da je potresna odpornost obstoječe konstrukcije kot celote nizka. Ocenjeni vrednosti potresne odpornosti sta v obeh smereh bistveno manjši od zahtevanih vrednosti. Kljub temu, da je količina zidov v prečni smeri nekoliko manjša kot v vzdolžni smeri in kljub temu, da je konstrukcija v prečni smeri nekoliko nepravilna, je izmed obeh smeri kritična vzdolžna smer, v kateri je doseženo le 9.6% predpisane potresne odpornosti.

Potresno odpornost smo nato analizirali za stanje konstrukcije, pri katerem so vsi nosilni zidovi utrjeni z obojestranskimi armiranimi oblogami. To je t.i. notranja utrditev stolpnice, opisana v točki 7.1. Mehanske lastnosti utrjenega zidovja smo ocenili na podlagi razlikih eksperimentalnih raziskav opečih zidov, utrjenih na primerljiv način. Mehanizem obnažanja pri potresu je v primeru utrjene konstrukcije nekoliko drugačen, a še vedno pravilen v obeh smereh (slike od 7.2 do 7.4). Vrednosti koeficienta potresne odpornosti sta se z utrditvijo konstrukcije povečali za obe tlorisni smeri: za 85% v vzdolžni in za 59% v prečni smeri, relativno glede na zahtevani vrednosti. Kljub temu pa sta še vedno precej manjši od

zahtevanih vrednosti. Tudi v utrjenem stanju je kritična vzdolžna smer, v kateri je doseženo le 18.9% predpisane potresne odpornosti.

Nazadnje smo analizirali potresno odpornost konstrukcije, ki jo sestavljata obstoječa konstrukcija stolpnice v notranjosti in nova konstrukcija na obodu tlorisa, obe konstrukciji pa sta medsebojno toga povezani. To je t.i. zunanja utrditev stolpnice. Nova konstrukcija je sestavljena iz armiranobetonskih sten, katerih debelina se z višino stolpnice zmanjšuje. Pri zadnji analizirani različici, prikazani na sliki 8.9 je analiza pokazala, da bi bila nova a.b. konstrukcija dovolj toga, da bi lahko prevzela 98% potresne obtežbe, predpisane z obveznim standardom Evrokod 8, vodoravni pomiki pa pri tem ne bi presegli meje, ki jo obstoječa konstrukcija stolpnice že lahko prenese.

V zaključku lahko ugotovimo, da t.i. notranja utrditev stolpnice ne more zagotoviti predpisane potresne odpornosti, medtem ko bi s t.i. zunanjo utrditvijo stolpnice lahko stolpnici zagotovili ustrezno potresno varnost. Obodna konstrukcija je sestavljena iz a.b. sten, ki so pravokotne na vsa pročelja, ob krajnjih pročeljih pa sta a.b. steni z odprtini oziroma a.b. steni, medsebojno povezani z a.b. prečkami.

V kolikor se bodo lastniki odločili za t.i. zunanjo utrditev stolpnice, bo potrebno najprej izvesti:

- detajlni pregled in preiskave konkretne stolpnice, vključno z geomehanskimi raziskavami,
- preiskave vgrajenih gradiv vseh tipov (opek, zidaki, malta, beton - iz zidov v kletih in pritličju ter iz a.b. plošč) in vseh trdnostnih razredov ter v obsegu, ki ga predpisuje veljavni standard Evrokod 8 - 3. del,
- analizo potresne odpornosti projektirane stolpnice, z vsemi ugotovljenimi lastnostmi in posebnosti, s katerimi konkretna stolpnica odstopa od tipa, analiziranega v tem projektu,

nato pa pristopiti k projektiranju. V okviru projektiranja bo potrebno najprej optimizirati obodno konstrukcijo, in sicer na podlagi rezultatov zgoraj navedenih pregleda, preiskav, analiz in v tem poročilu podanih izhodil. Z optimizacijo bo potrebno za različice, ki smo jo v tem projektu med analiziranimi prepoznali kot najbolj učinkovito, iterativno poiskati optimalne debeline novih a.b. sten v posameznih oseh in posameznih etažah tako, da bo obodna konstrukcija na eni strani čim manj teža, na drugi strani pa dovolj visoko togost, da bo lahko prevzela celotno potresno obtežbo in pri tem premiki v nobeni etaži ne bodo večji od tistih, ki jih je ta etaža obstoječe konstrukcije sposobna prenesti. Da bo skupna teža stolpnice čim manjša, priporočamo odstranitev obstoječih pozidav na terasi, ki niso v uporabi.

V okviru tega projekta smo analizirali zidano konstrukcijo od 1. nadstropja navzgor, ki je bistveno gibkejša od betonske v kleti in pritličju. Zato so debeline novih a.b. sten obodne konstrukcije v tem poročilu navedene od 1. nadstropja navzgor. Za a.b. stene nove obodne konstrukcije v kletih in pritličju pa smatramo za ustrezno ali vsaj za ustrezno izhodilo pri projektiranju, da so enako debele kot v 1. nadstropju. Vendar bo v tem primeru potrebno obstoječe betonske zidove v kleti in pritličju utrditi z a.b. oblogami. Razmerje med potresnimi silami, ki jih bodo prevzeli obstoječi zidovi in tistimi, ki jih bodo prevzele nove a.b. stene obodne konstrukcije bo namreč bistveno večje v kletih in pritličju kot v nadstropjih in bo utrditev potrebna. Ker pa je utrditev z a.b. oblogami pri betonskih zidovih precej bolj učinkovita kot pri opek, bo ustrezno povečanje nosilnosti mogoče doseči.

V okviru projekta bo med drugim potrebno dimenzionirati:

- armaturo a.b. sten in a.b. prečk obodne konstrukcije,

- a.b. obloge obstoječih betonskih zidov v kleti in pritličju,
- medetažne konstrukcije v obodnem delu,
- elemente toge povezave med novo obodno in obstoječo notranjo konstrukcijo,
- temeljenje nove obodne konstrukcije in utrditev obstoječega temeljenja.

Izhodišča za temeljenje nove obodne konstrukcije in utrditev obstoječega temeljenja so opisana v geomehanskem poročilu (ZAG št. 810/18-710-7).

Medetažne konstrukcije obodnega dela morajo biti toge v svoji ravnini in togo povezane z novimi a.b. stenami in obstoječimi medetažnimi a.b. ploščami. V izogib povečanju osnih obremenitev obstoječih zidov naj bodo primarno podprte z novimi a.b. stenami.

Togo povezavo med novo obodno in obstoječo notranjo konstrukcijo bo potrebno zagotoviti s sidri ali drugimi ustreznimi veznimi elementi, in sicer:

- Obstojelne a.b. plošče se togo povežejo bodisi z novimi medetažnimi konstrukcijami, ki se v medsebojnem stiku, bodisi se jih togo poveže z novimi a.b. stenami. Kjer pa so a.b. stene, s katerimi so obstojelne a.b. plošče v stiku, tanjše, lahko vezni elementi potekajo skozi stene in so na eni strani sidrani v obstojelne a.b. plošče, na drugi strani pa v nove stropne konstrukcije.
- Obstoječi zidovi se togo povežejo z novimi a.b. stenami, in sicer se sidra vgradijo vzdolž vseh navpičnih stikov, kjer se nove a.b. stene pravokotno stikajo s proglji, po celotni višini stolpnice. Sidra so vgrajena na eni strani v opelel zid, na drugi strani v novo a.b. steno.

Sidra oziroma ustrezni vezni elementi bodo morali imeti deklarirane ustrezen namen uporabe in vse mehanske lastnosti, potrebne za dimenzioniranje. Dimenzionirati oziroma preveriti jih bo potrebno na vse vrste obremenitev (strigne, natezne in tlačne), ki jih bo v togih veznih prelokih (slika 8.2) izkazala analiza konstrukcije pri predpisani potresni obtežbi. Možno je, da na tržiču ne bo na voljo sider ali drugih veznih elementov, ki bodo deklarirana za uporabo v takem opelelnem zidovju oziroma takem betonu stropnih plošč, kot bosta s pregledom in preiskavami ugotovljena pri projektirani stolpnici. V tem primeru bo potrebno na projektirani stolpnici izvesti ustrezne preizkuse, na podlagi katerih bodo določene vse mehanske lastnosti, potrebne za projektiranje.

Glede na starost stolpnice, njihovo visoko potresno ogroženost ter strogovno in izvedbeno zahtevnost t.i. zunanje utrditve je priporočljiva presoja možnosti, da se jih poruči in na njihovih mestih zgradi nove stolpnice - take, ki bodo v skladu z vsemi bistvenimi in ostalimi zahtevami, ki jih narekuje veljavna tehnika na zakonodaja. Nove stolpnice se lahko zgradi v gabaritih in v podobi obstoječih, njihova nosilna konstrukcija pa naj bo armiranobetonska, sestavljena iz a.b. sten in a.b. plošč.

Nova konstrukcija naj bo, kolikor mogoče, pravilna v tlorisu oz. simetrična v smereh X in Y, pravilna po višini (enaka lega sten in odprtín od kleti do zadnje etaže) in brez nesimetrij v prečni smeri - dimenzije in razporeditev sten in odprtín v oseh 1 in 7 naj bodo enake. Kolikor in nosilnih elementov naj bo približno enaka v obeh smereh X in Y.

Možna alternativa bi bila konstrukcija, pri kateri bi bili stenski in medetažni elementi izdelani iz krigelem-lepljenega lesa in bi bila požarnovarna. Pomembna parametra, ki vplivata na izbiro variante sta namreč čas gradnje in cena konstrukcije. Čas gradnje z lesenimi paneli je lahko bistveno krajši, kar skrajša čas najema stanovanj za začasno namestitve stanovalcev.

10. Viri in literatura

1. Greifenhagen, C., Lestuzzi, P.: Static cyclic tests on lightly reinforced concrete shear walls, *Engineering Structures*, 27 (2005), pp. 1703-1712.
2. Grünthal, G. (ur.), 1998: European Macroseismic Scale 1998 (EMS-98). Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Luxembourg 99 pp., 1998; spletni vir (dostopno 19. 11. 2013): http://media.gfz-potsdam.de/gfz/sec26/resources/documents/PDF/EMS-98_Original_englisch.pdf.
3. Hildago, P. A., Ledezma, C. A., Jordan, R. M.: Seismic Behavior of Squat Reinforced Concrete Shear Walls, *Earthquake Spectra*, Volume 18, No. 2, pp. 287-308, May 2002.
4. Lapajne, J.: Potresna mikrorajonizacija Ljubljane, 1974.
5. Lapajne, J., Ğket Motnikar, B., Zupančič, P. 2001: Karta potresne nevarnosti Slovenije i projektni pospegek tal in Tolmač. Ministrstvo za okolje, prostor in energijo, Uprava RS za geofiziko oz. Agencija RS za okolje, Ljubljana.
6. Lutman, M. 1996: NASK - Nelinearna analiza stenastih konstrukcij - računalniški program in interni priročnik za uporabo. Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana.
7. Lutman, M.: Zbirni pregled dosedanjih ocen in analiz potresne odpornosti objektov v Mestni občini Ljubljana, št. poročila P 800/02-650-1, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana, 06.09.2002.
8. Lutman, M.: Ugotovitev analitičnih korelacij med rezultati starejših in nove metode za oceno potresne odpornosti ter aplikacija ugotovljene analitične korelacije na rezultatih starejših ocen, št. poročila P 1030/03-650-1, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana, 29.10.2003.
9. Lutman, M.: Ocena potresne ogroženosti Mestne občine Ljubljana - Dopolnitev baze ocen potresne odpornosti in ranljivosti, št. poročila P 1213/11-650-1, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana, 07.11.2012.
10. Lutman, M., Weiss, P., Klemenc, I., Zupančič, P., Ğket Motnikar, B., Banovec, P., Cerk, M.: POTROG Potresna ogroženost v Sloveniji za potrebe Civilne zaščite, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Agencija Republike Slovenije za okolje, Inštitut za vodarstvo, Ljubljana, junij 2013 - http://www.sos112.si/slo/tdocs/naloga_99.pdf.
11. Lutman, M., Kreslin, M., Banovec, P., Cerk, M.: POTROG 2 Nadgradnja sistema za določanje potresne ogroženosti in odzivnosti za potrebe zaščite in reševanja v Sloveniji, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Inštitut za vodarstvo, Ljubljana, oktober 2016 - http://www.sos112.si/slo/tdocs/naloga_102.pdf.
12. Lutman, M., Banovec, P., Cerk, M. 2018: POTROG 3 Nadgradnja sistema za določanje potresne ogroženosti in odzivnosti za potrebe zaščite in reševanja v Sloveniji, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Inštitut za vodarstvo, Ljubljana, oktober 2018 - http://www.sos112.si/slo/tdocs/naloga_104-1.pdf, [104-2.pdf](http://www.sos112.si/slo/tdocs/naloga_104-2.pdf), [104-3.pdf](http://www.sos112.si/slo/tdocs/naloga_104-3.pdf).
13. Peruć, I., Fajfar, P., Reflak, J.: Potresna ogroženost in varstvo pred potresi i Metodologija za oceno potresne ranljivosti obstoječih gradbenih objektov: zidane in armiranobetonske konstrukcije stavb, Poročilo št. 1, Univerza v Ljubljani, FGG, IKPIR, december 1995.
14. Ribarič, V. (1987), Seizmološka karta SFRJ (za območje SR Slovenije), Seizmološki zavod SR Slovenije, Ljubljana.

15. Evrokod **2**: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe (SIST EN 1992-1-1:2005/A1:2015) skupaj z Nacionalnim dodatkom (SIST EN 1992-1-1:2005/A101:2006).
16. Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila za stavbe - Pravila za armirano in nearmirano zidovje, slovenski standard (SIST EN 1996-1-1:2006+A1:2013) skupaj z Nacionalnim dodatkom (SIST EN 1996-1-1:2006+A1:2013/A101:2016), Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2013 in 2016.
17. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. 1. del Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe, slovenski standard (SIST EN 1998-1:2005), skupaj z Nacionalnim dodatkom (SIST EN 1998-1:2005/A101:2009), Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2005 in 2009.
18. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. 3. del: Ocena in prenova stavb, slovenski standard (SIST EN 1998-3:2005), skupaj z Nacionalnim dodatkom (SIST EN 1998-3:2005/AC:2013) Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2005 in 2013.
19. Tomaževič, M., Sheppard, P., Bergant, M., Lutman, M.: Potresna ogroženost mesta Ljubljane I (DN 382/90), ZRMK IKFIS Ljubljana, 29.03.1991.
20. Ur. l. SRS 18/63, Odredba o dimenzioniranju in izvedbi gradbenih objektov v potresnih območjih.
21. Ur. l. SFRJ, št. 39/1964, Pravilnik o zahtevnih tehničnih predpisih za gradnjo na seizmičnih področjih.
22. Ur. l. SFRJ, št. 17-214/1970, Pravilnik o tehničnih ukrepih in pogojih za izvajanje zidov stavb.
23. Ur. l. SFRJ 31/1981, 49/1982, 29/1983, 21/1988 in 52/1990, Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih s spremembami in dopolnitvami.
24. Ur. l. SFRJ 11/1987, Pravilnik o tehničnih normativih za beton in armirani beton (PBAB).
25. Ur. l. RS, št. 101/2005, Pravilnik o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov.
26. Tomaževič, M.: Zidane zgradbe na potresnih območjih, Univerza v Ljubljani, 1987.
27. Tomaževič, M.: Potresno odporne zidane stavbe, Tehnis, Ljubljana, 2009.
28. Tomaževič, M., Čarni, R.: Vpliv horizontalne armature na nosilnost in duktilnost zidov pri strigljivih porušitvah - II del., Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij, poročilo ZRMK/IKPI-85/04, Ljubljana, 1985.
29. Tomaževič, M., Velechovsky, T., Čarni, R.: Preiskave nosilnosti armiranih zidov, Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij, poročilo ZRMK/IKPI-86/01, Ljubljana, november 1986.
30. Tomaževič, M., Lutman, M., Velechovsky, T., Čarni, R.: Potresna odpornost armiranih zidov, rezultati preiskav - I. del, Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij, poročilo ZRMK/IKPI-86/03, Ljubljana, 1986.
31. Tomaževič, M., Lutman, M., Čnidarič, A., Čarni, R.: Potresna odpornost armiranih zidov, rezultati preiskav - II. del, Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij, poročilo ZRMK/IKPI-87/05, Ljubljana, 1987.

32. Triller, P., Tomaževič, M., Gams, M., Potresni odziv več etažnih strganih zidanih sten in ulinek utrjevanja s kompozitnimi oblogami, Gradbeni vestnik: glasilo Zveze društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije, april 2018.
33. Triller, P., Tomaževič, M., Lutman, M., Gams, M.: Seismic behavior of strengthened URM masonry - an overview of research at ZAG. Procedia engineering, ISSN 1877-7058, International Conference on Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures AMCM 2017, 2017, vol. 193, str. 66-73, ilustr. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705817327352>.
34. Lutman, M.: CRM - Sistem za utrjevanje zidanih konstrukcij, sestavljen iz maltne obloge, FRP mreže in FRP sider - strokovne podlage in smernice za projektiranje, št. poročila P 595/18-610-1, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana, 13.07.2018.
35. Gattesco, N., Dudine, A.: Experimental study of the effectiveness of the masonry reinforcement system with implementation of a fibre-reinforced GFRP mesh. Technical Report, Department of Engineering and Architecture, University of Trieste, 2010.
36. Borri, A.: Diagonal compression tests, existing residential building Porta Napoli - mod. D and E, L'Aquila, Italy - Test Report, UNILAB S.r.l. Perugia, 2011.
37. Borri, A.: Diagonal compression tests, shear-compression test with existing confinement pressure and characterization tests on plaster mortar, existing building in San Felice sul Panaro, Italy - Test Report, Test Laboratory on Structures and Materials, University of Perugia, 2013.
38. Tomaževič, M., Lutman, M., Petković, L.: Predhodne raziskave obnašanja zidov, sezidanih s protipotresnim zidakom Krajnc, pri potresni obteži. Ljubljana: Zavod za gradbeništvo - ZRMK, 1996. XIII, 92, A58 str., ilustr.
39. Tomaževič, M., Lutman, M., Bosiljkov, V.: Robustness of hollow clay masonry units and seismic behaviour of masonry walls. Construction & building materials, 2006, vol. 20, nr. 10, str. 1028-1039.
40. Structural Software for Analysis and Design SAP2000 v15, Advanced International - Network.