

Oddelek za konstrukcije

Odsek za stavbe in potresno inženirstvo

Ljubljana, 30.07.2015

POROČILO**št. P 644/15-610-1**

**Pregled in preiskave konstrukcije ter
analiza potresne odpornosti stavbe
URI - Soča (oddelki ABCD)
na Linhartovi cesti 51 v Ljubljani,
s smernicami za sanacijo in utrditev
1. del**

Naročnik:	URI - Soča, Linhartova cesta 51, 1000 Ljubljana
Naročilo/pogodba:	Naročilnica št. 15-N003544 z dne 15.06.2015

Nosilka naloge:

mag. Marjana Lutman, univ.dipl.inž.grad.

**V.d. direktorja:**

izr.prof.dr. Andraž Legat, univ.dipl.fiz.

VSEBINA:

1. UVOD	3
2. OPIS STAVBE IN NOSILNE KONSTRUKCIJE	3
3. PREGLED ELEMENTOV NOSILNE KONSTRUKCIJE	10
3.1 Program pregleda in opis opaženih poškodb	10
3.2 Opečno zidovje	13
3.3 A.b. stebri	16
4. ANALIZA OBREMENITEV NOSILNIH ZIDOV ZARADI NAVPIČNE OBTEŽBE	18
5. ANALIZA POTRESNE ODPORNOSTI	20
5.1 Potresna odpornost	20
5.2 Predpisana potresna obtežba	23
5.3 Presoja potresne odpornosti	23
6. POVZETEK IN PRIPOROČILA	26
6.1 Obstoječe stanje	26
6.2 Priporočeni ukrepi za trakt B	26

PRILOGE:

- A. Poročilo o preiskavi vzorcev opečnih zidakov in betona
- B. Poročilo o preiskavi vzorcev malte
- C. Analiza zidovja in analiza potresne odpornosti zidanih zgradb - računski metodi in zahteve predpisov



1. Uvod

Univerzitetni rehabilitacijski inštitut - Soča je pri Zavodu za gradbeništvo Slovenije (ZAG) naročil pregled in preiskavo nosilne konstrukcije ter analizo potresne odpornosti stavbe URI-Soča, v kateri se nahajajo oddelki ABCD, ter smernice za potrebne sanacijske in utrditvene ukrepe, ki bodo osnova projektantu, da bo ukrepe vključil v projekt za prenovo. To zahteva veljavni standard Evrokod 8-3: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - 3. del: Ocena in prenova stavb (SIST EN 1998-3: 2005). Ljubljana se namreč nahaja v področju, kjer lahko pričakujemo potrese s projektnim pospeškom tal 0.25 g.

Pri delu smo upoštevali sledečo tehnično dokumentacijo, ki nam jo je posodil naročnik:

1. Gradnja Zavoda za rehabilitacijo invalidov LRS - glavni projekt, II. etapa, Splošni projektivni biro Ljubljana, 1955;
2. Projekt IVD za oddelka B in D - načrt arhitekture PZI - tlorisa pritličja in nadstropja, Arhitektura MJ Ljubljana, št. proj. BD-2015, april 2015;
3. Rekonstrukcija objekta Soča - projekt gradbenih konstrukcij PZI, Mprojekt Krška vas, št. proj. 24/15, maj 2015.

V poročilu so omenjeni sledeči standardi in pravilniki:

4. *Pravilnik o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov* (Ur.l.RS št. 101/2005),
5. *Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila za stavbe - Pravila za armirano in nearmirano zidovje* (SIST ENV 1996-1-1:2004),
6. *Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - 1. del Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe* (SIST EN 1998-1:2005) skupaj z Nacionalnim dodatkom (SIST EN 1998-1:2005/A101),
7. *Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih* (Ur.l.SFRJ št. 31/1981).

V tem poročilu so podani rezultati pregleda in preiskav celotne stavbe, rezultati analize potresne odpornosti in smernice za utrditev pa le za vzhodni trakt - trakt B, v katerem se nahajata oddelka B in D.

2. Opis stavbe in nosilne konstrukcije

Kot je razvidno s slike 2.1, ima stavba v tlorisu obliko črke L. Starejši zahodni trakt - trakt A je bil projektiran v letu 1955 [1], za kasneje zgrajen trakt B pa projektna dokumentacija ni bila na voljo. Karakteristične dimenzije obeh traktov so prikazane v preglednici 2.1.

Trakt A ima klet le na severnem delu tlorisa, sicer imata oba trakta pritličje in eno nadstropje. Izjema je SV vogal trakta A, kjer so znotraj višinskega gabarita stavbe pritličje in dve nadstropji.

Preglednica 2.1: Karakteristične dimenzije traktov A in B.

trakt	etažnost	tloris	tloris kleti	kota pritličja*	etažna višina		
					klet	pritličje	nadstropje
trakt A	(K+)P+1 (+2)**	47.2 x 15.0 m	24.4 x 15.0 m	0.6 m	3.10 m	3.75 m (2.65 m)**	3.60 m (2.65 m+ 2.80 m)**
trakt B	P+1	32.5 x 14.6 m	-	0.6 m	-	3.75 m	3.60 m

* nad okolnim terenom

** del ob stopnišču na SV vogalu trakta A, ki ima pritličje in dve nadstropji.



Pogledi na posamezna pročelja sta prikazana na slikah 2.2 do 2.5. Karakteristični načrti za trakt A iz [1] so prikazani na slikah 2.6 do 2.8, za celo stavbo je tloris pritličja, skupaj s predvidenimi posegi, prikazan na sliki 2.9, za trakt B in severni del trakta A pa sta tlorisa pritličja in nadstropja v stanju po predvideni prenovi prikazana na slikah 2.10 in 2.11.



Slika 2.1: Situacija obravnavane stavbe URI - Soča (vir: Spletni atlas okolja ARSO).



Slika 2.2: Zahodno pročelje trakta A.



Slika 2.3: Vzhodno pročelje trakta A (zadaj) in južno pročelje trakta B (desno).

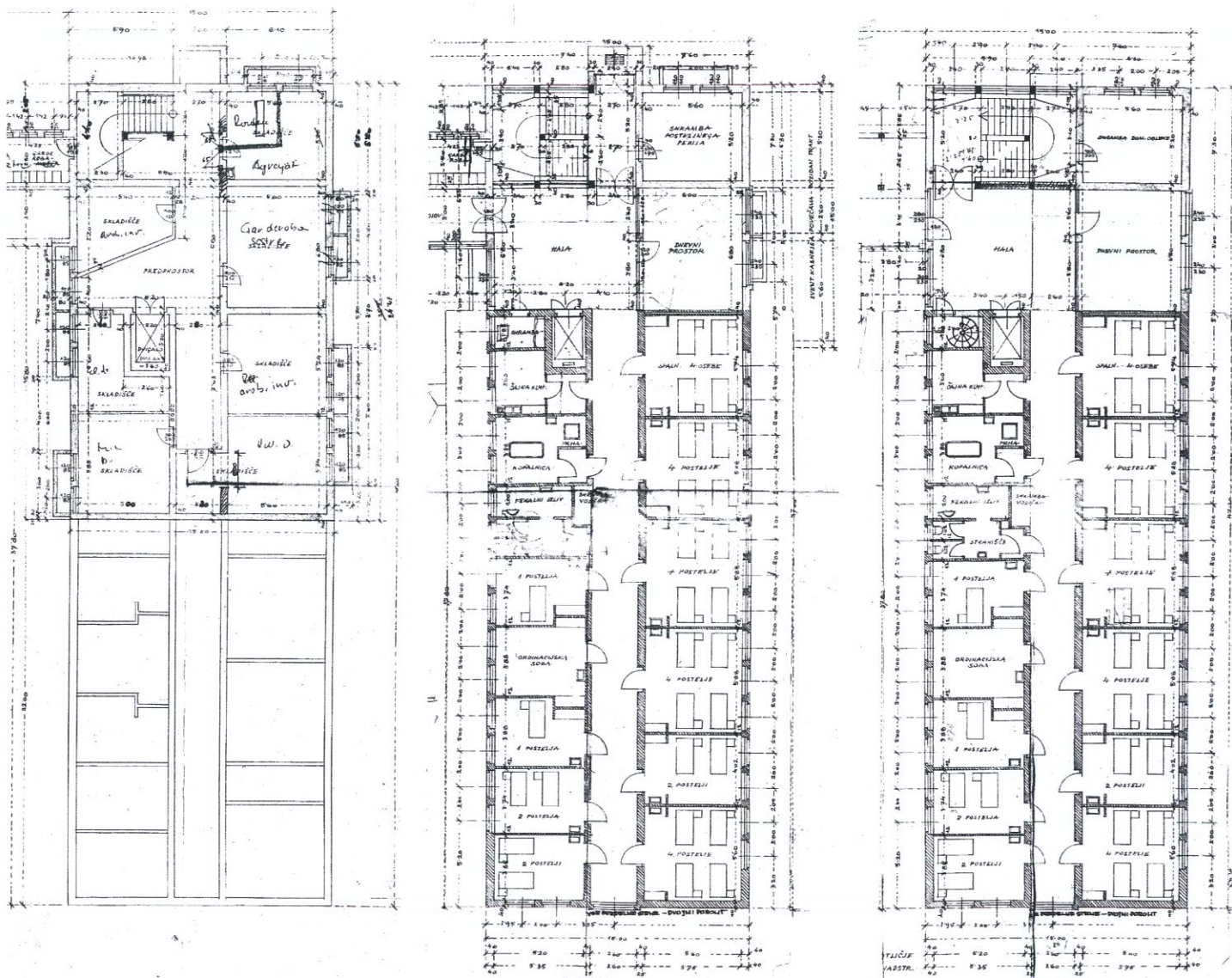


Slika 2.4: Trakt B - južno pročelje in krajše vzhodno pročelje s požarnim stopniščem.

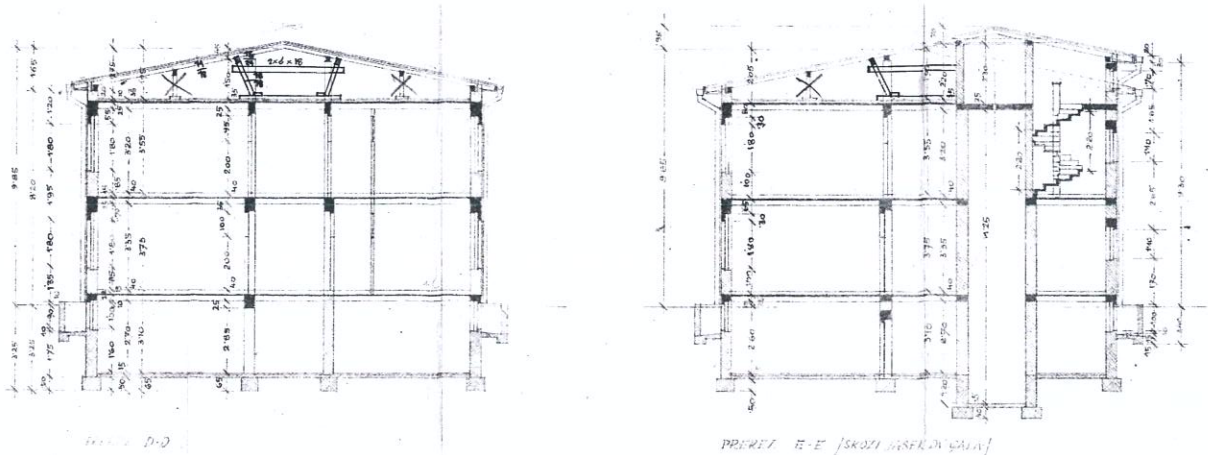


Slika 2.5: Severno pročelje trakta B in delno trakta A
- območja ob stopnišču, ki ima pritličje in dve nadstropji (krajni par oken na desni strani).

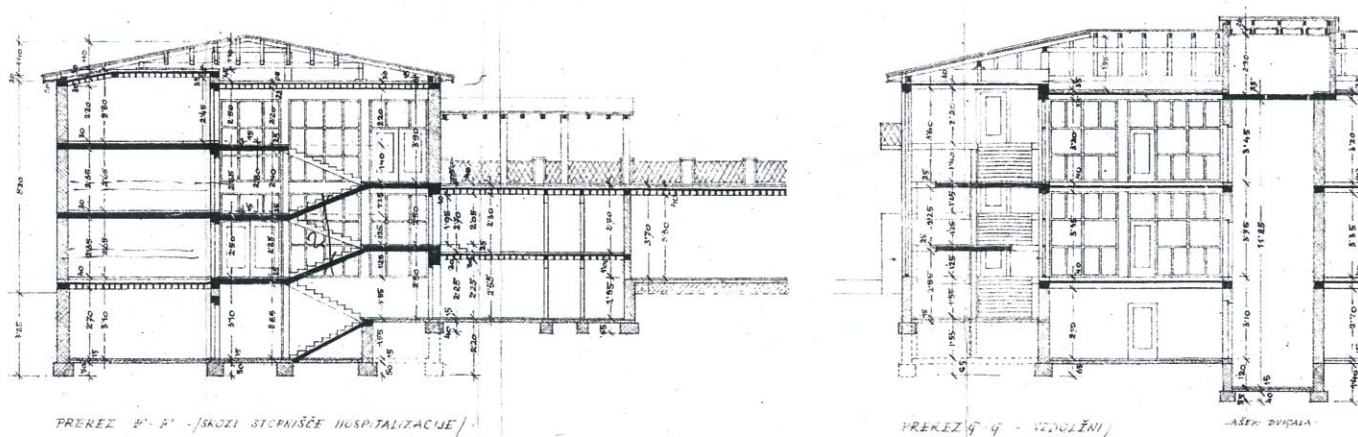




Slika 2.6: Tlorisi kleti (levo), pritličja (v sredini) in nadstropja (desno) [1].



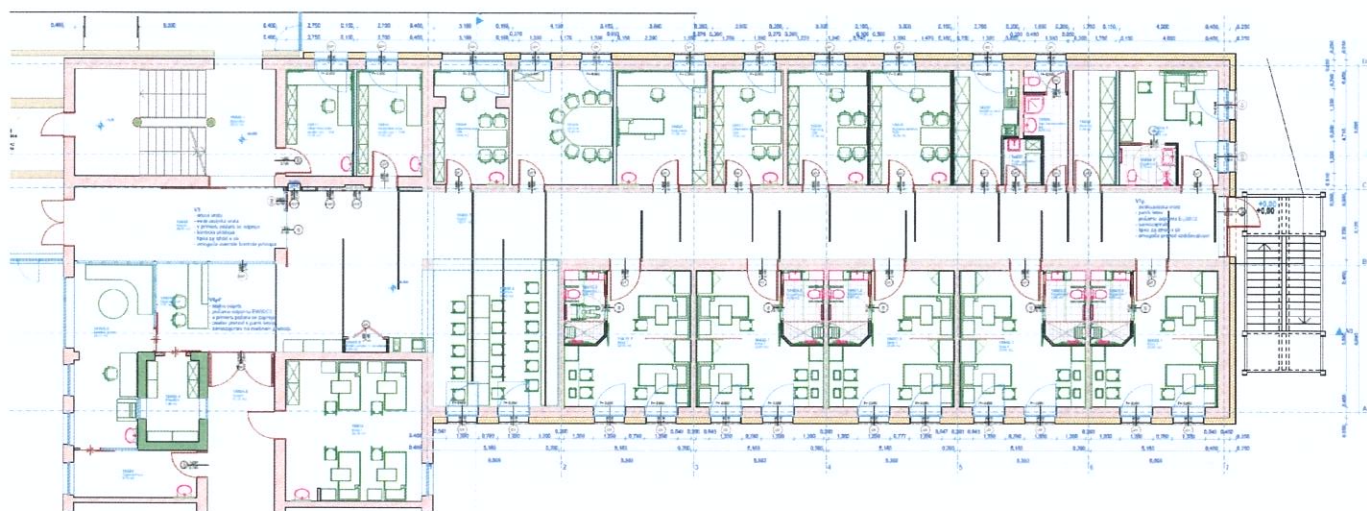
Slika 2.7: Tipična prereza: preko sob (levo), preko dvigalnega jaška (desno) [1].



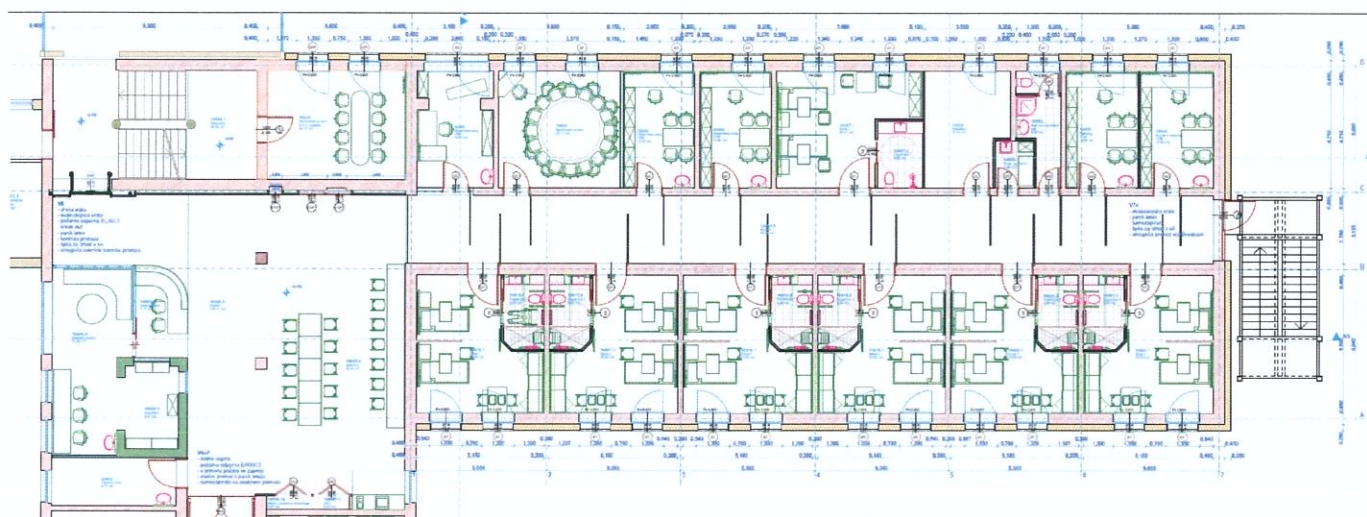
Slika 2.8: Tipična prereza preko stopnišča: prečni (levo), kjer je razvidna različna etažnost SV dela in vzdolžni (desno) [1].



Slika 2.9: Pozicijski načrt pritličja [3].



Slika 2.10: Severni del trakta A in trakt B - tloris pritličja po predvideni prenovi [2].



Slika 2.11: Severni del trakta A in trakt B - tloris nadstropja po predvideni prenovi [2].

Nosilno konstrukcijo posameznega trakta sestavljajo nosilni zidovi na pasovnih betonskih temeljih, masivne medetažne konstrukcije in leseno ostrešje.

Kot je razvidno iz arhivske dokumentacije [1], so vse stropne konstrukcije rebričaste armiranobetonske z opečnimi polnili, a različnih tipov (super, monta in LGD stropovi). Nosilni zidovi so zidani iz polnih opečnih zidakov v apneni malti, za medokenske slope pa je projekt [1] predvidel uporabo podaljšane apneno-cementne malte. V traktu B je notranji vzdolžni zid na severni strani hodnika debel 25 cm, vsi ostali nosilni zidovi v traktih A in B pa so debeli 38 cm. Zidovi so v višini medetažnih konstrukcij povezani z vodoravnimi a.b. vezmi. Navpično nosilno konstrukcijo v traktu A dopolnjujejo a.b. stebri na stopnišču (okroglega preseka ϕ 30 cm) in v avli (kvadratnega preseka 40/40 cm). Nekateri predelni zidovi so v debelini 12 cm zidani s polnimi opečnimi zidaki, večina pa z opečnimi votlaki (porolit).

Kasneje zidan trakt B od trakta A ni ločen z dilatacijo ustrezne širine. Stični zidovi trakta B so zidani tik ob robovih zidov trakta A, vendar medsebojno niso povezani z zidarskimi zvezami. Zato lahko smatramo, da sta oba trakta samostojni konstrukcijski celoti, ki se bosta

v primeru potresa do določene mere obnašali samostojno. To domnevo potrjujejo tudi nastale razpoke na navpičnih stikih med traktoma.

S pregledom smo ugotovili nekatera odstopanja od projekta, ki so opisana v nadaljevanju.

Razporeditev nosilnih zidov po tlorisu in višini je enakomerna. Količina nosilnih zidov v vzdolžni smeri posameznega trakta je solidna, medtem ko prečnih nosilnih zidov praktično ni oziroma jih je zelo malo. To predstavlja bistveno pomanjkljivost konstrukcije za primer potresa v prečni tlorisni smeri.



3. Pregled elementov nosilne konstrukcije

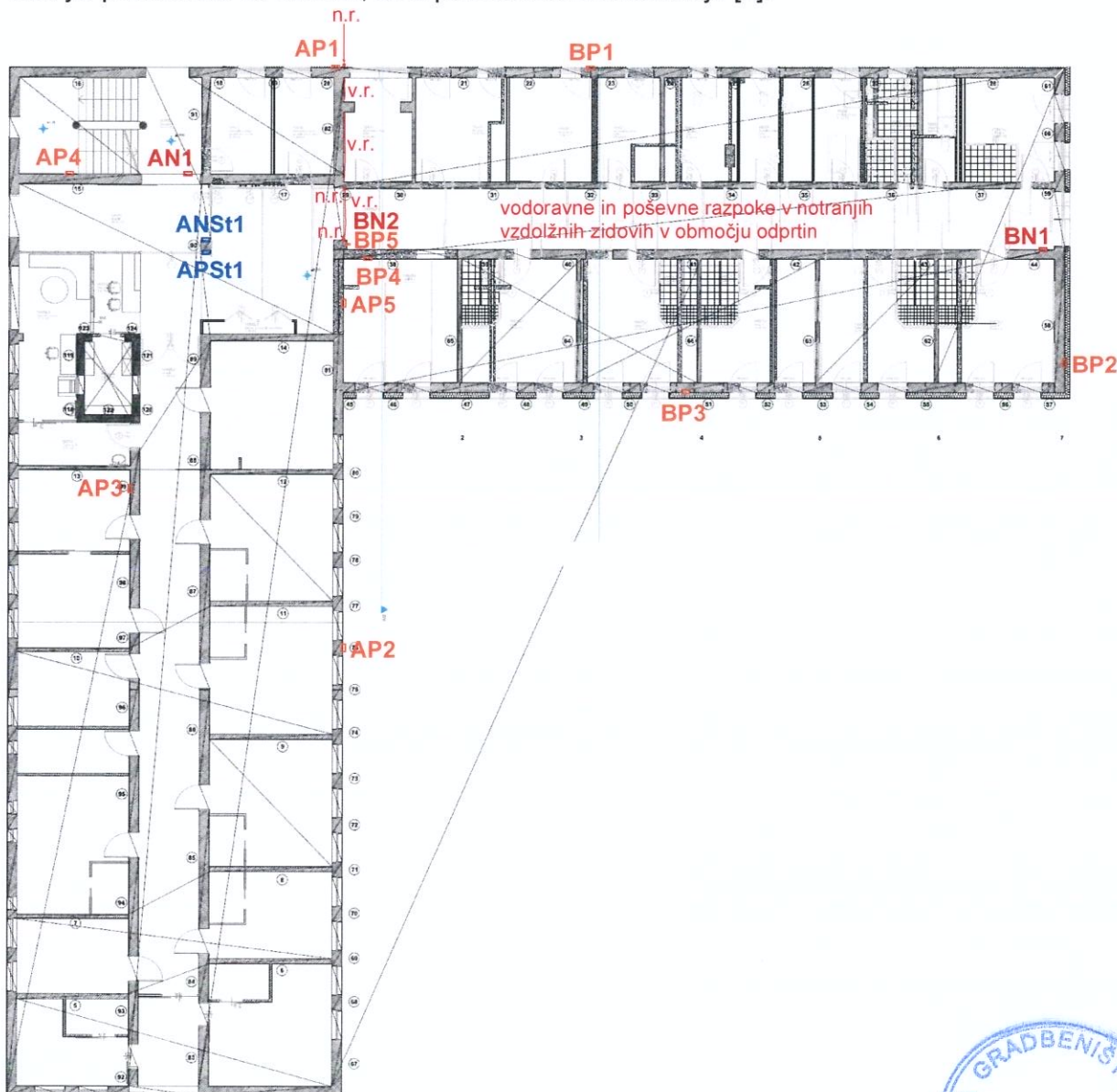
3.1 Program pregleda in opis opaženih poškodb

Program pregleda in preiskav nosilne konstrukcije smo oblikovali tako, da smo pridobili osnovne potrebne podatke za analizo potresne odpornosti. Situacija vseh preglednih mest je prikazana na tlorisu pritličja na sliki 3.1.

Nosilne zidove smo pregledali vizualno in preverjali njihove dimenzije. Z neporušnimi in porušnimi metodami smo preverjali prisotnost armiranobetonskih zidnih vezi, s porušnimi metodami pa smo pregledali strukturo zidovja in odvzeli vzorce zidakov in malte.

Armiranobetonske stebre smo pregledali vizualno, preverjali njihove dimenzije in z neporušnimi metodami preverjali prisotnost oziroma razporeditev armature. Nato smo s porušnima metodama pregledali količino in razporeditev armature in odvzeli vzorca betona.

Stropnih konstrukcij, temeljev in strešne konstrukcije nismo pregledovali. Podatke, ki smo jih potrebovali za analizo, smo povzeli iz dokumentacije [1].



Slika 3.1: Tloris pritličja - situacija preglednih mest in opaženih poškodb.



Na sliki 3.1 so uporabljene sledeče oznake:

- APi, ANi, BPi, BNi ... pregledno mesto opečnega zidu v traktu A oziroma B (pritličje P oziroma nadstropje N),
- APSt1, ANSt1 ... pregledno mesto a.b. stebra v traktu A v pritličju oz. nadstropju,
- n.r. ... opažena navpična razpoka,
- v.r. ... opažena vodoravna razpoka.

Stavba je solidno vzdrževana, opazili pa smo nekaj poškodb, katerih situacije so prikazane na sliki 3.1:

- v območju stika med traktoma A in B so vidne sledeče poškodbe:
 - navpične razpoke na severnem pročelju (slika 3.2) in v notranjosti (slika 3.4, 3.7 in 3.9),
 - vodoravna razpoka na stiku nosilcev na hodniku (slika 3.3),
 - vodoravna razpoka na stiku stropnih konstrukcij trakta B in zaključnega zidu trakta A (slika 3.5).
- v notranjih zidovih so v obeh etažah vidne vodoravne in poševne razpoke v območju vratnih odprtin (sliki 3.6 in 3.8),
- poševna razpoka v robnem delu a.b. stropne konstrukcije nad pritličjem oziroma vodoravni a.b. vezi nad notranjim stopniščnim zidom (pregledno mesto AN1, slika 3.13).



Slika 3.2: Severno pročelje - navpična razpoka na stiku traktov B (levo) in A (desno).



Slika 3.3: Začetek hodnika v pritličju trakta B: vzdolžna razpoka na stiku nosilcev trakta B in trakta A.





Slika 3.4: Začetek hodnika v pritličju trakta B: vzdolžna razpoka na stiku nosilcev se na obeh koncih nadaljuje v navpični razpoki na stikih notranjih zidov traktov A in B.

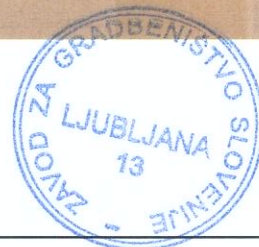


Slika 3.5: Prva soba na severnem delu pritličja v traktu B - razpoka na zidu (krajni zid trakta A) in stropa nad pritličjem (strop trakta B).



Slika 3.6: Poševna in vodoravna razpoka v notranjem vzdolžnem zidu v nadstropju trakta B.

Slika 3.7: Navpična razpoka na stiku traktov B in A v nadstropju, ki se nadaljuje v poševno razpoko v notranjem vzdolžnem zidu v traktu B.





Slika 3.8: Vodoravna in navpična razpoka v notranjem vzdolžnem zidu v nadstropju trakta B.



Slika 3.9: Spodnji del navpične razpoke s slike 3.7.

3.2 Opečno zidovje

Sestavo nosilnih opečnih zidov smo pregledali na skupno 13 mestih (slika 3.1):

- trakt A: 5 mesta v pritličju (AP1, AP2, AP3, AP4, AP5) in 1 mesto v nadstropju (AN1),
- trakt B: 5 mest v pritličju (BP1, BP2, BP3, BP4, BP5) in 2 mesti v nadstropju (BN1, BN2).

Fotografije nekaterih mest so prikazane na slikah 3.10 do 3.13.

Pri izbiri preglednih mest smo upoštevali navedbo v projektu, da je projekt za medokenske slope predvidel malto višje trdnosti kot za ostale zidove.

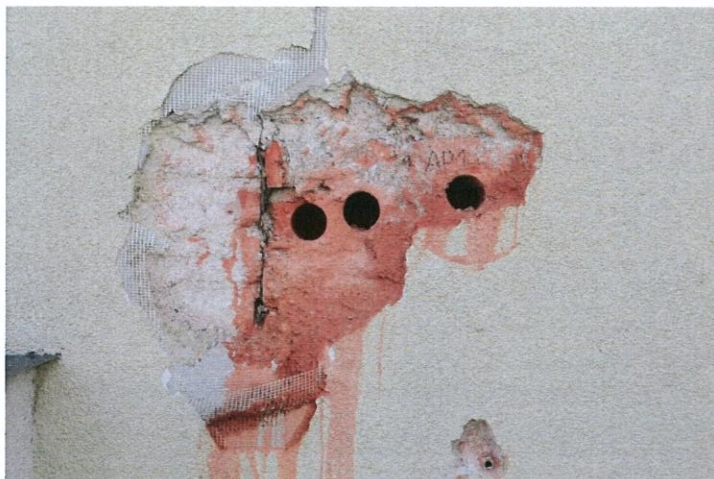
Na mestih **AP1, AP2, AP3, AP4, BP1, BP2, BP3, BP4, BN1** smo po odstranitvi ometa pregledali vrsto in strukturo zidovja. Zidovi so grajeni iz polnih opečnih zidakov normalnega formata ($l \times š \times h = 25 \times 12 \times 6$ cm). Debeline spojníc so zelo različne - vodoravne spojnice so debele med 10 in 25 mm, navpične spojnice pa med 10 in 35 mm. Debelina ometa se giblje med 18 in 36 mm. Za preiskave tlačne trdnosti smo odvzeli po 1 valjčni vzorec iz zidakov - skupno 9 vzorcev iz zidakov ter skupno 4 vzorce malte.

Na mestu **AP5** smo ugotovili, da gre za polnilni zid iz opečnih votlakov (porolit). Na mestih **BP5 in BN2** smo z indikacijsko vrtno premera 2 cm ugotovili, da je tam zidovje zidano iz polnih opečnih zidakov.

Na mestu **AP1** (slika 3.10) smo po odstranitvi ometa ugotovili, da je bil trakt B zidan tik ob traktu A, vendar brez dilatacije ustrezne širine.



Na mestu **AN1** (slika 3.13) smo po odstranitvi ometa ugotovili, da robni a.b. venec stropne konstrukcije nad pritličjem predstavlja vodoravno a.b. zidno vez. Vez ima 27 mm pod zgornjim robom vzdolžno palico premera 12.5 mm in streme premera 5.4 mm. A.b. vez ima na preglednem mestu vidno poševno razpoko.



Slika 3.10: Opečni zid na mestu AP1 po odstranitvi ometa in odvzemu valjčnih vzorcev opeke in malte. Vzorec malte je pri odvzemu razpadel. Viden stik med traktoma A in B.



Slika 3.11: Opečni zid na mestu BP2 po odstranitvi ometa in odvzemu valjčnih vzorcev opeke in malte.



Slika 3.12: Zid na mestu BN1 je zidan nepravilno, brez ustreznih zidarskih zvez. Možno je, da gre za kasnejšo prezidavo.



Slika 3.13: Mesto AN1 - v robnem a.b. nosilcu stropne konstrukcije nad pritličjem je prečna razpoka širine do 0.8 mm.

Opeka

Preiskave tlačne trdnosti vzorcev opeke (slika 3.14) je opravil Laboratorij za cemente, malte in keramiko ZAG (poročilo je v prilogi A). Vrednosti na posameznih mestih so povzete v preglednici 3.1.



Slika 3.14: Valjni vzorci iz opečnih zidakov.

Preglednica 3.1: Tlačna trdnost opečnih zidakov.

Pregledno mesto	Tlačna trdnost (MPa)
AP1	14.2
AP2	16.9
AP3	8.0
AP4	13.1
BP1	16.6
BP2	14.2
BP3	21.0
BP4	24.2
BN1	15.7

Z izjemo mesta AP3 vrednosti presegajo minimalno trdnost zidakov, ki po nacionalnem dodatku k Evrokod 8 [5] za opečne zidake znaša 10 MPa.

Malta

Malta je na preglednih mestih dobro oprijeta na zidake, vendar je malta pri odvzemu vzorcev s kronskim vrtanjem z vodo na mnogih mestih razpadla. Pri pripravi malte je bil kot agregat uporabljen prod dimenzij do 10 mm.

Preiskave tlačne trdnosti vzorcev malte z mest AP1, AP2, BP2 in BN1 je opravil Laboratorij za cemente, malte in keramiko ZAG (priloga B). Ker so bili koščki malte z mest AP1 in BN1 po odvzemu in razpadu premajhni, preiskav na teh vzorcih ni bilo mogoče izvesti.

Rezultati preiskav so povzeti v preglednici 3.2.



Preglednica 3.2: Tlačna trdnost vzorcev malte.

Pregledno mesto	Tlačna trdnost (MPa)
AP2	0.52
BP2	0.27

Vrednost tlačne trdnosti vzorca z mesta AP2 (medokenski slop) je sicer višja od vrednosti z mesta BP2 (krajni zid), vendar ne moremo posplošeno ugotoviti, da bi bila tlačna trdnost malte v medokenskih slopih višja kot v ostalih zidovih. V drugih medokenskih slopih je namreč malta razpadla v enakem deležu kot v ostalih zidovih.

Opečno zidovje

Na podlagi pregleda zidovja, laboratorijskih preiskav odvzetih vzorcev opeke, ocenjene kvalitete malte in laboratorijskih preiskav zidov, zgrajenih iz materialov podobnih kvalitete, ki smo jih do sedaj izvršili na Zavodu za gradbeništvo Slovenije, lahko pri analizi nosilnosti in potresne odpornosti objekta privzamemo naslednje mehanske lastnosti opečnega zidovja:

- tlačna trdnost $f_k = 2.5$ MPa,
- natezna trdnost $f_{tk} = 0.18$ MPa,
- modul elastičnosti $E = 1000$ MPa,
- strižni modul $G = 120$ MPa,
- faktor duktilnosti $d = 1.5$ (nepovezano zidovje - brez navpičnih zidnih vezi),
- specifična teža $\gamma = 16$ kN/m³.

3.3 A.b. stebri

Na mestih APSt1 in APSt1 smo lego in količino armature ugotavljali kombinirano s porušno metodo (sondiranjem) in neporušno metodo (z merilnikom debeline krovne plasti betona Profometer 4 proizvajalca Proceq). Nato smo na obeh mestih odvzeli valjčna vzorca betona za preiskavo tlačne trdnosti.

Dimenzije in armatura

Steber v pritličju (mesto APSt1) ima kvadraten presek s stranico dolžine 40 cm. Je armiran – ima 4 vzdolžne palice premera 16 mm na vogalih stebra (krovna plast betona debeline 22 do 45 mm) in stremena premera 8 mm (slika 3.15).

Steber v nadstropju (mesto ANSt1) ni armiran (3.16).

Beton

Laboratorijske preiskave valjčnih vzorcev betona (slika 3.18) je opravil Laboratorij za betone, kamen in reciklirane materiale ZAG (priloga A). Dobljene vrednosti na posameznih mestih so prikazane v preglednici 3.3.

Preglednica 3.3: Tlačna trdnost betonskih valjev.

Pregledno mesto	Premer valja (mm)	Tlačna trdnost (MPa)
St1	64	20.0
St3	64	11.5





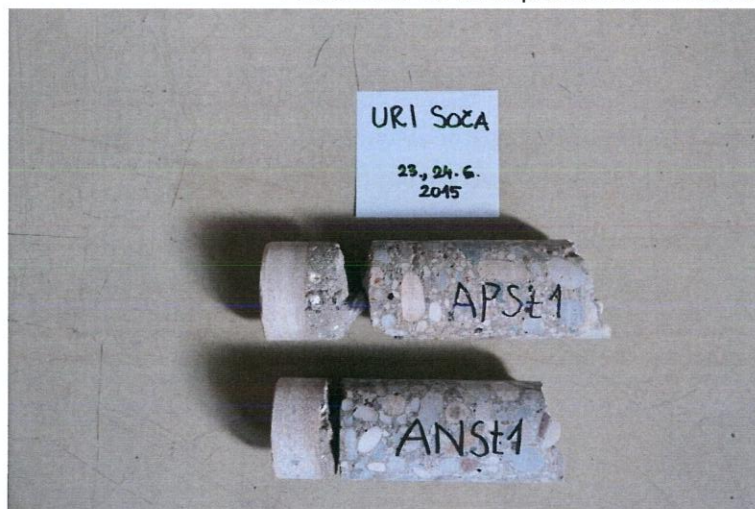
Slika 3.15: Pregledno mesto APSt1 po pregledu armature in odvzemu valjčnega vzorca betona.



Slika 3.16: Pregledno mesto ANSt1: Profometer ne kaže prisotnosti armature.



Slika 3.17: Odvzem valjčnega vzorca betona z mesta ANSt1.



Slika 3.18: Valjčna vzorca betona.



4. Analiza obremenitev nosilnih zidov zaradi navpične obtežbe

Projektno stanje nosilnosti zidanih elementov preverimo na osnovi standarda SIST ENV 1996-1-1:2004 - *Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila za stavbe - Pravila za armirano in nearmirano zidovje*. Projektne normalne napetosti v opečnih zidovih zaradi navpične obtežbe morajo biti manjše od projektne tlačne trdnosti zidovja:

$$\sigma_{od} (1.35 (g_{zidov} + g_{strehe} + g_{stropov}) + 1.50 p) < f_d = f_c / \gamma_M.$$

V *Evrokod 6* so vrednosti varnostnega faktorja γ_M odvisne od nadzora pri izdelavi zidakov in pri gradnji. Ker nivoja nadzora za čas gradnje ne poznamo, bi morali v splošnem upoštevati vrednost faktorja $\gamma_M = 3.0$. V primeru, da na podlagi večjega števila preiskav tlačne trdnosti opečnih zidakov in malte tlačno trdnost zidovja ocenimo zanesljiveje, lahko upoštevamo tudi manjši faktor γ_M .

Po dogovoru smo v prvem delu opravili analizo trakta B. Analizirali smo obstoječe pritličje, kot najbolj obremenjeno etažo. Pri analizi smo upoštevali sledeče obtežbe:

- $p_{1N} = 2.00 \text{ kN/m}^2$.. koristna obtežba za celotno 1. nadstropje,
- $p_{pod} = 0.50 \text{ kN/m}^2$... koristna obtežba za neizkoriščeno podstrešje,
- $s = 1.21 \text{ kN/m}^2$... sneg (cona A2, nadmorska višina A = 298 m, naklon strehe $\mu_1 = 0.8$),
- $g_{str} = 1.25 \text{ kN/m}^2$... ostrešje (ocena),
- $g_P = 5.00 \text{ kN/m}^2$... rebričasti a.b stropovi z opečnimi polnili nad pritličjem (super 30+4 in 6 cm tlaka – ocena na podlagi podatkov iz [1]),
- $g_{1N} = 3.75 \text{ kN/m}^2$... rebričasti a.b stropovi z opečnimi polnili nad 1. nadstropjem (super 30+4 in 1 cm tlaka – ocena na podlagi podatkov iz [1]),
- $g_{PS} = 1.50 \text{ kN/m}^2$... obtežba predelnih sten v 1. nadstropju (ocena),
- $Y_{op-zid} = 16 \text{ kN/m}^3$... specifična teža za opečno zidovje.

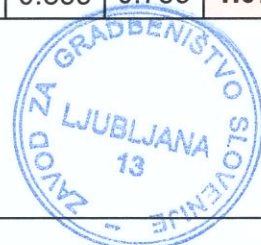
V preglednici 4.1 so navedene projektne tlačne obremenitve za tipične opečne sloye (številčne oznake so razvidne v računski shemi na sliki 4.1). Ob upoštevanju faktorja varnosti $\gamma_M = 2.5$ (glede na opravljene preiskave opeke in malte), ocenjujemo vrednost projektne trdnosti zidovja z $f_d = 1.0 \text{ MPa}$ (2.50 MPa / 2.5).

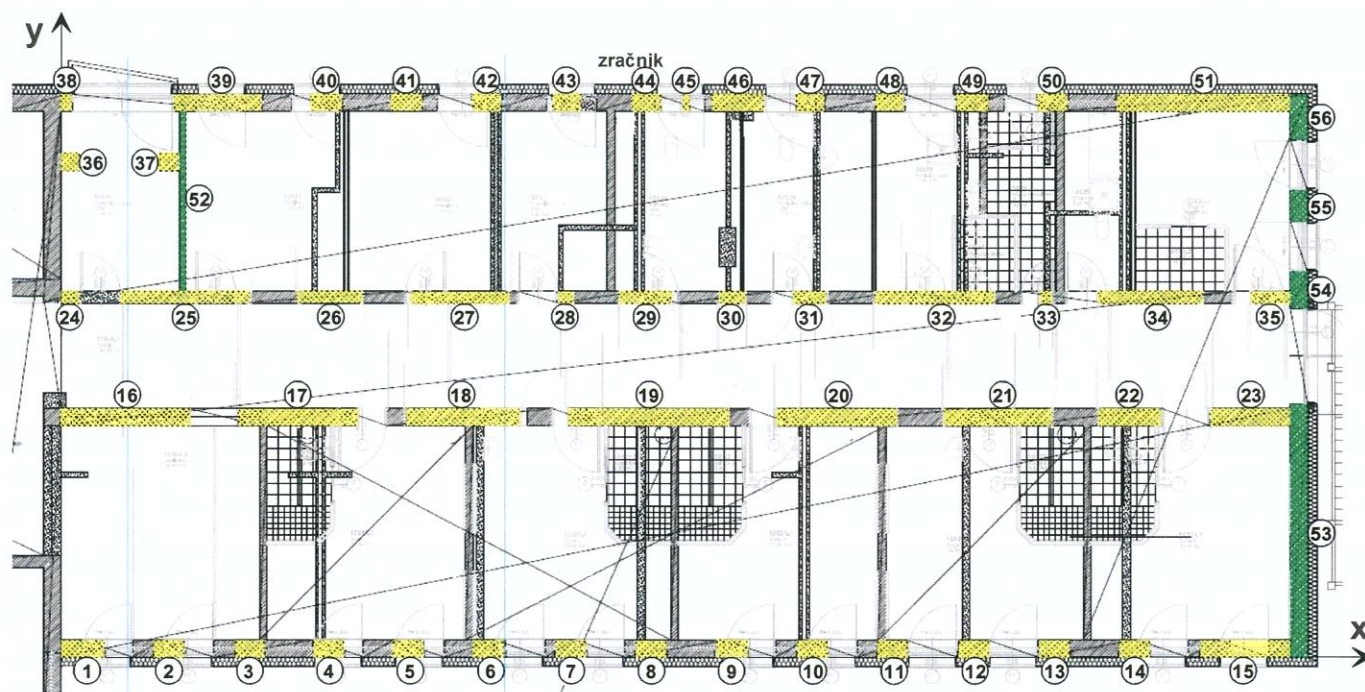
Na osnovi primerjave lahko ugotovimo, da so projektne napetosti v večini zidov manjše od projektne trdnosti. Izjema so:

- krajši slopi med vrati in okni (št. 28, 30, 33, 45), v katerih so projektne napetosti za do 61.5% (slop št. 33) večje od projektnih trdnosti. V kolikor so prekladne konstrukcije nad temi slopi izvedene preko obeh vratnih (okenskih) odprtín, ta prekoračitev ni kritična.
- slop št. 36 ima projektne trdnosti prekoračene za 3.1%. Ker je to krajni slop v traktu B in ni povezan s sosednjimi slopi, se njegove obremenitve ne morejo prerazporediti.

Preglednica 4.1: Projektne normalne napetosti zaradi navpične obtežbe v tipičnih zidovih v pritličju.

zid	2-14	22	24	26	28	30	33	36	37	38	40-43 48-50	45
σ_{od} (MPa)	0.823	0.615	0.808	0.735	1.304	1.125	1.615	1.031	0.731	0.869	0.769	1.075





Slika 4.1: Trakt B - tloris obstoječega pritličja [2] - računska shema zidov.



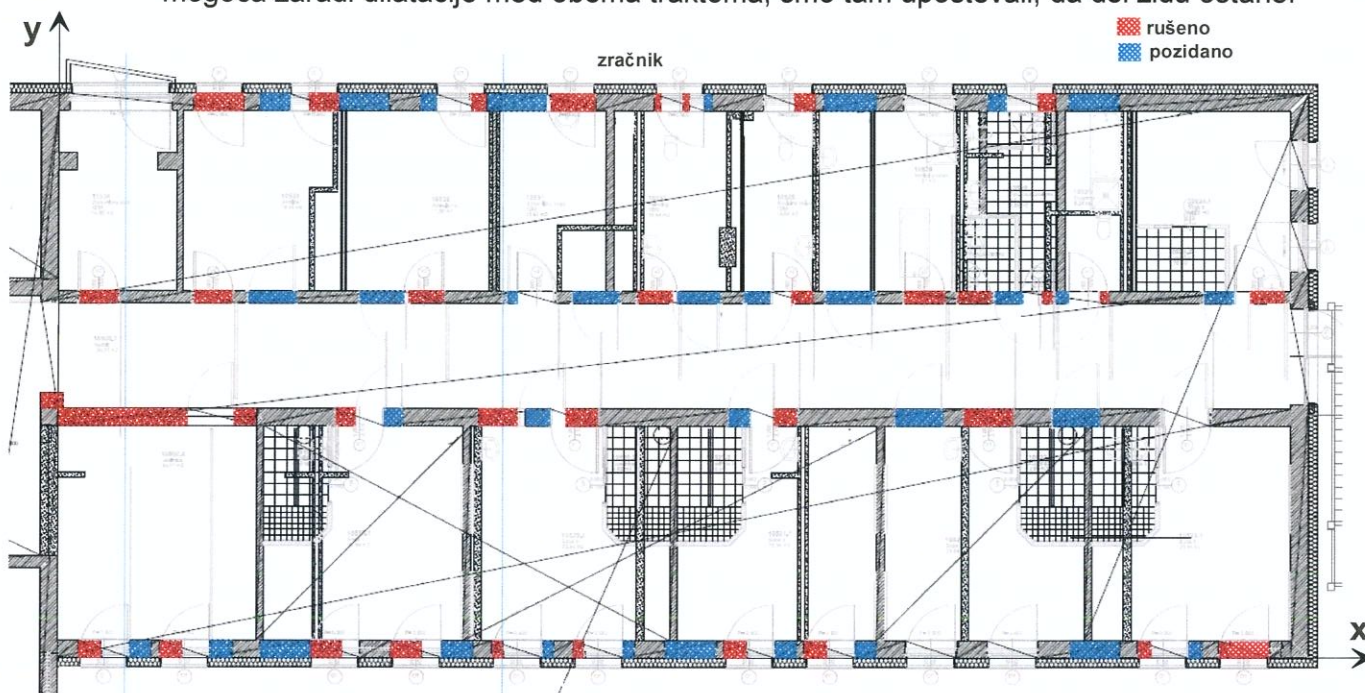
5. Analiza potresne odpornosti

5.1 Potresna odpornost

Potresno odpornost smo izračunali za tri stanja (A, B1 in B2):

A. Obstoječe stanje (slika 4.1).

B. Stanje po predvidenih prezidavah v nosilnih zidovih [2] in utrditvi nosilne konstrukcije. Projekt [2] predvideva znatne spremembe v razporeditvi okenskih in vrtnih odprtih v vzdolžnih zidovih. Na sliki 5.1 je prikazan obseg rušitev (rdeče) in novih pozidav (modro). Glede na to, da rušitev dela vzdolžnega zidu ob stiku s traktom A ne bi bila mogoča zaradi dilatacije med obema traktoma, smo tam upoštevali, da del zidu ostane.



Slika 5.1: Trakt B - tloris pritličja s predvidenimi spremembami [2].

Pri obeh variantah utrjenega stanja (B1 ali B2) se izvede sledeče:

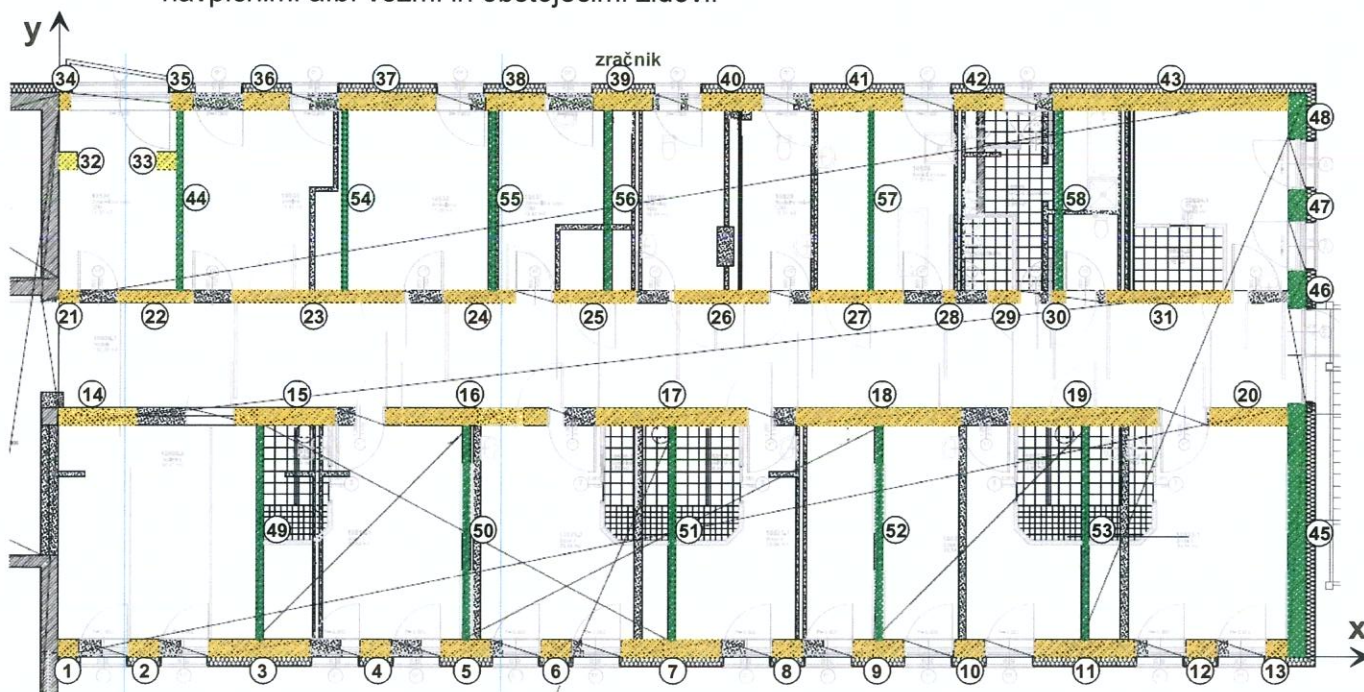
- Vse pozidave v obstoječih nosilnih linijah izvedejo na enak način, kot je zidano obstoječe nosilno zidovje - s polnimi opečnimi zidaki z $f_{b,min} = 10$ MPa in malto z $f_{m,min} = 5$ MPa. Povezavo med obstoječim in novim zidovjem je potrebno vzpostaviti bodisi z zidarskimi zvezami, bodisi z jeklenimi sidrnimi palicami, ki bodo vgrajene v vodoravne spojnice, in ki bodo imele enako nosilnost kot zidarske zveze. Po odstranitvi ometa se bodo, predvsem v notranjih nosilnih zidovih, odkrile vse nepravilne pozidave, izvedene v preteklosti (kot na sliki 3.12). Te pozidave je potrebno nadomestiti z novimi, pravnimi. Vse stike in razpoke se po končanih prezidavah injektira s cementno suspenzijo.
- Utrditev obstoječega zidovja z obojestranskim oblaganjem prezidanih zidov z armiranimi ometi (vsi elementi od 1 do 48 na slikah 5.2 in 5.3). Izvedba je sledeča: po odstranitvi ometov, izvedbi pozidav in injektiranju stikov in razpok se spojnice med zidaki očisti malte do globine 10 do 15 mm. Nato se zidove dobro očisti, omoči in obrizga s cementnim obrizgom. Nato se nanese prvi sloj cementnega ometa (MM20) v polovici končne debeline, ki znaša 25 mm. Preko ometa se na obeh straneh položi armaturno mrežo ($\phi 6$ mm/150 mm). Mrežni

armaturi z obeh strani zidu se med seboj poveže s stremeni iz navadnega gladkega betonskega jekla $\phi 6$ mm, postavljenimi skozi predhodno izvrtane luknje (10 stremen na vsak m² zidu). Poleg mrežne armature se na vseh stikih zidov vgradi navpična armatura ($4\phi 14$ mm), ki ustrezno stikovana poteka kontinuirno od temeljev do vrha stavbe in je povezana s stremeni. Ta armatura opravlja vlogo navpičnih zidnih vezi. Ko je nameščena vsa armatura, se nanese še drugi sloj ometa do končne debeline 50 mm.

- Utrditev temeljenja. Pred projektiranjem utrditve je potrebno opraviti pregled temeljev in temeljnih tal. Preveriti je potrebno ustreznost dimenzij temeljev za nove obremenitve in po potrebi predvideti ojačitev temeljev z a.b. temeljnimi vezmi, togo povezanimi z obstoječimi temelji.

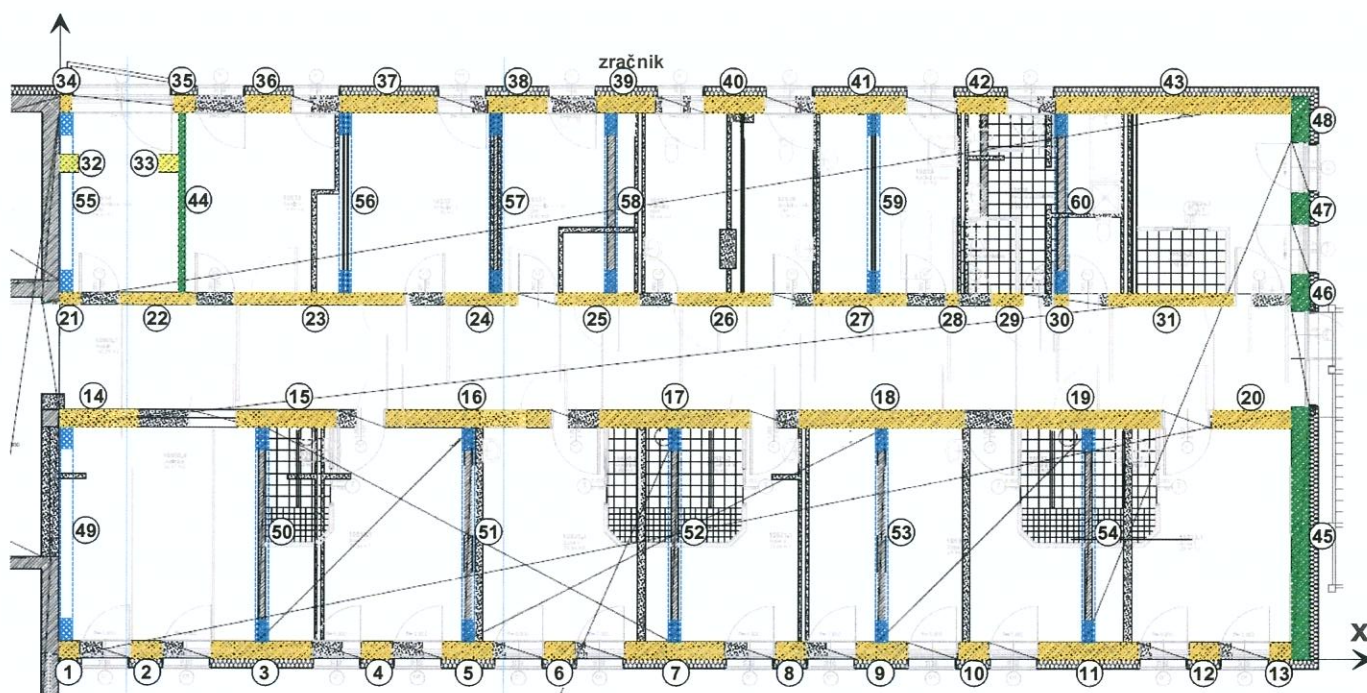
B1. Varianta utrditve (slika 5.2): obojestransko oblaganje prezidanih nosilnih zidov z armiranimi ometi in vgradnja novih prečnih nosilnih zidov. Novi nosilni zidovi imajo na obeh robovih navpične a.b. vezi, ki so z jeklenimi palicami togo povezane z obstoječimi zidovi. Jeklene vezne palice so na eni strani z ustrezno sidrno dolžino vgrajene v a.b. vez, so vgrajene preko celotne debeline obstoječega zidu in s pomočjo navojev, matic in jeklenih podložnih plošč sidrane na nasprotno površino zidu. Zidovi morajo biti ustrezno temeljeni.

B2. Varianta utrditve (slika 5.3): obojestransko oblaganje prezidanih nosilnih zidov z armiranimi ometi in vgradnja novih prečnih a.b. okvirov. A.b. okviri morajo biti zaprti, dvoetažni, ustrezno temeljeni ter na nivoju temeljev in nivojih vseh medetažnih konstrukcij povezani z a.b. nosilci. Povezani morajo biti z medetažnimi konstrukcijami in z obstoječimi zidovi na enak način, kot je v prejšnji alineji opisano za povezavo med navpičnimi a.b. vezmi in obstoječimi zidovi.



Slika 5.2: Trakt B - tloris pritličja po varianti B1 - računska shema.





Slika 5.3: Trakt B - tloris pritličja po varianti B2 - računska shema.

Pri analizi smo predpostavili, da so zidovi nepoškodovani in medsebojno povezani. To zagotavlja oziroma bo zagotovila povezanost z a.b. vezmi in sanacija poškodb pri prenovi objekta. Predpostavili smo etažni mehanizem, za kritično etažo pa pritličje. Računske analize za posamezna stanja so prikazane na slikah 4.1, 5.2 in 5.3. Uporabili smo računsko metodo, opisano v prilogi C.

Za obstoječe oziroma prezidane opečne zidove smo upoštevali:

- projektno tlačno trdnost: $f_d = f_k / CF = 2.5 / 1.2 = 2.08 \text{ MPa}$,
- projektno natezno trdnost: $f_{td} = f_{tk} / CF = 0.18 / 1.2 = 0.15 \text{ MPa}$.

Za nove prečne opečne zidove smo upoštevali (zidaki $f_b = 15 \text{ MPa}$, malta $f_m = 5 \text{ MPa}$):

- projektno tlačno trdnost: $f_d = f_k / \gamma_C = 5.0 / 1.5 = 3.33 \text{ MPa}$,
- projektno natezno trdnost: $f_{td} = f_{tk} / \gamma_C = 0.20 / 1.5 = 0.13 \text{ MPa}$.

Za nove armirano-betonske stebre smo upoštevali, da so preseka $dx/dy = 30/60 \text{ cm}$, iz betona C25/30, armirani z vzdolžno armaturo (armaturno jeklo razreda B ali C). A.b. stebri so v okviru povezani z nosilci preseka $b/h=30/60 \text{ cm}$. Mehanske lastnosti betona in jekla so sledeče:

- projektna tlačna trdnost betona $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_C = 25 / 1.5 = 16.7 \text{ MPa}$,
- projektna meja elastičnosti armaturnega jekla: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 400 / 1.15 = 347.8 \text{ MPa}$.

Da bi dosegli zahteve EC8 smo za varianto B2 analizirali dve podvarianti:

B2a: 10 parov stebrov (brez elementov št. 49 in 55 na sliki 5.3), ki so armirani z vzdolžno armaturo po $4\phi 18$ na vsakem vzdolžnem robu in stremensko armaturo $\phi 8/15 \text{ cm}$.

B2b: 12 parov stebrov (vsi elementi na sliki 5.3), ki so armirani z vzdolžno armaturo po $4\phi 22$ na vsakem vzdolžnem robu in stremensko armaturo $\phi 10/15 \text{ cm}$.



5.2 Predpisana potresna obtežba

Predpisano projektno potresno obtežbo smo določili po veljavnem slovenskem standardu SIST EN 1998-1:2004 *Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij* (I. 2004).

$$BSC_d = \frac{\gamma_1 \alpha S \beta}{q}$$

$\gamma_1 = 1.4$... faktor pomembnosti za objekt IV. kategorije pomembnosti (bolnišnični objekt),

$S = 1.15$... predpostavljena vrednost parametra tal. Po Karti potresne mikrorajonizacije Mestne občine Ljubljana, ki jo je izdelala Agencija RS za okolje - Urad za seizmologijo in geologijo, Ljubljana, 2003, gre na tej lokaciji za tip tal C,

$\alpha = 0.250$... razmerje med projektним pospeškom temeljnih tal a_g in pospeškom prostega pada g (vrednost v Ljubljani),

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

$q = 1.5$... za nepovezane zidane konstrukcije (obstoječe stanje);

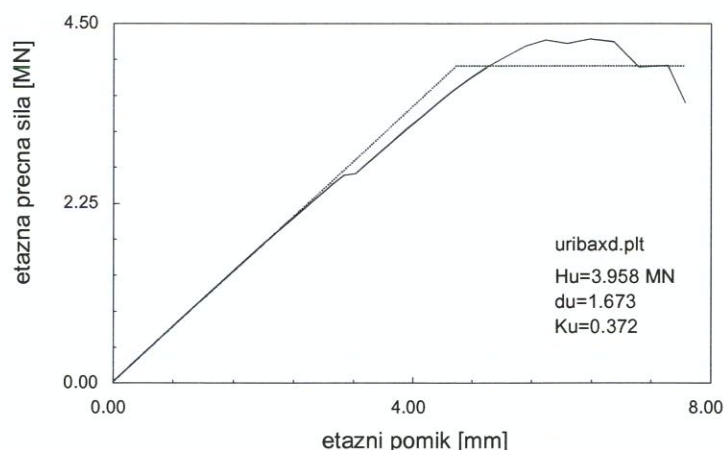
$q = 2.0$... za povezane zidane konstrukcije (utrjeno stanje).

$BSC_d = 0.671$... nepovezana zidana konstrukcija (obstoječe stanje).

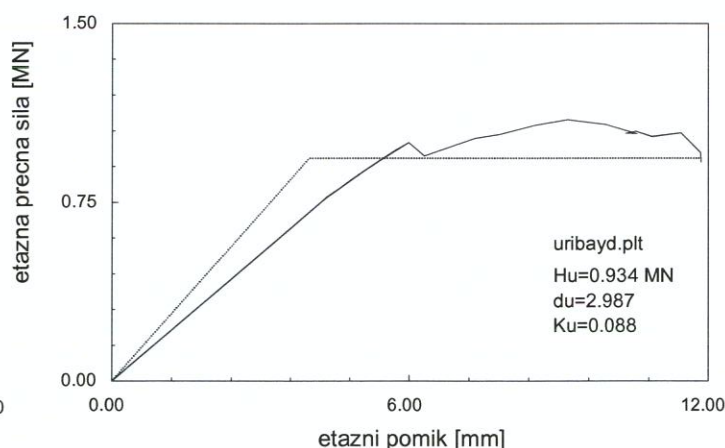
$BSC_d = 0.503$... povezana zidana konstrukcija (utrjeno stanje).

5.3 Presoja potresne odpornosti

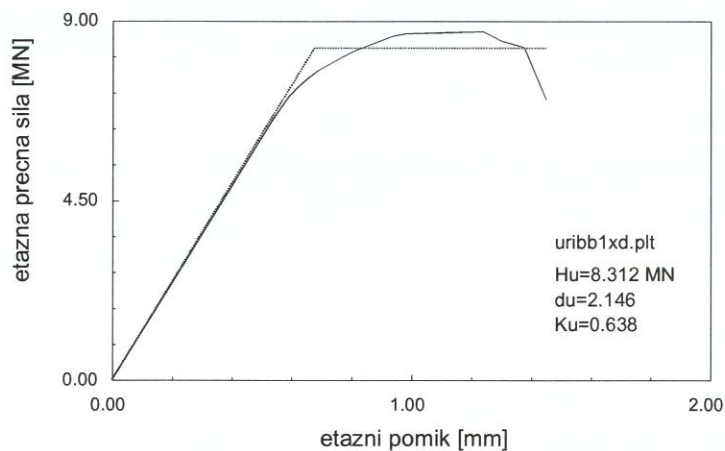
Rezultat analize potresne odpornosti za posamezno stanje konstrukcije sta etažni histerezni ovojnice za obe tlorisni smeri pritličja. Za osnovno in dve oziroma tri variante utrjenega stanja so prikazane na slikah 5.4 do 5.11. V preglednici 5.1 pa sta prikazani vrednosti koeficienta potresne odpornosti - idealiziranih ovojnic, skupaj z vrednostmi koeficientov predpisane projektne potresne obtežbe.



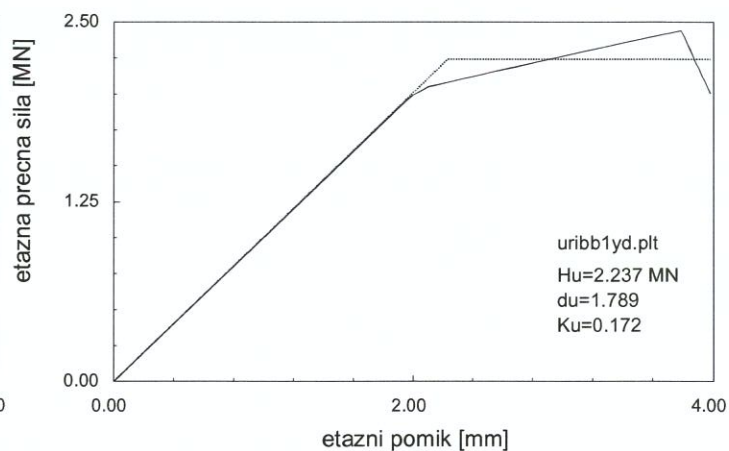
Slika 5.: Trakt B - obstoječe pritličje - stanje A
- histerezna ovojnica za X smer.



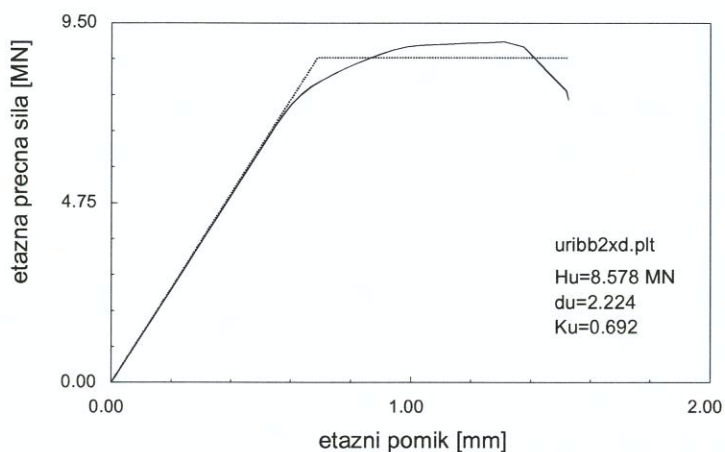
Slika 5.: Trakt B - obstoječe pritličje - stanje A
- histerezna ovojnica za Y smer.



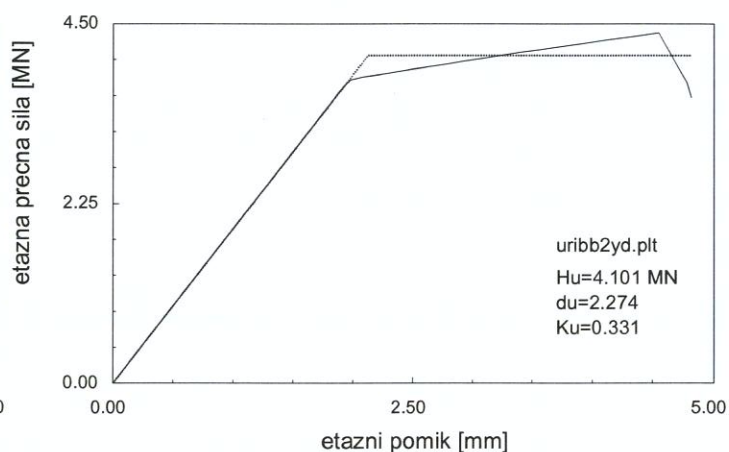
Slika 5.: Trakt B - utrjeno pritličje - stanje B1
 - histerezna ovojnica za X smer.



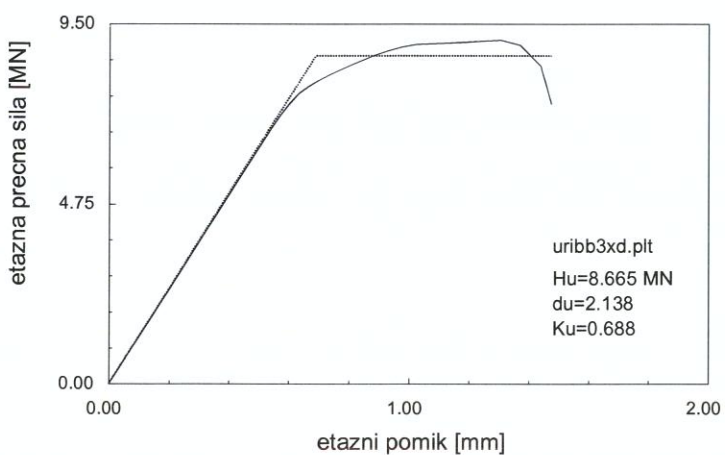
Slika 5.: Trakt B - utrjeno pritličje - stanje B1
 - histerezna ovojnica za Y smer.



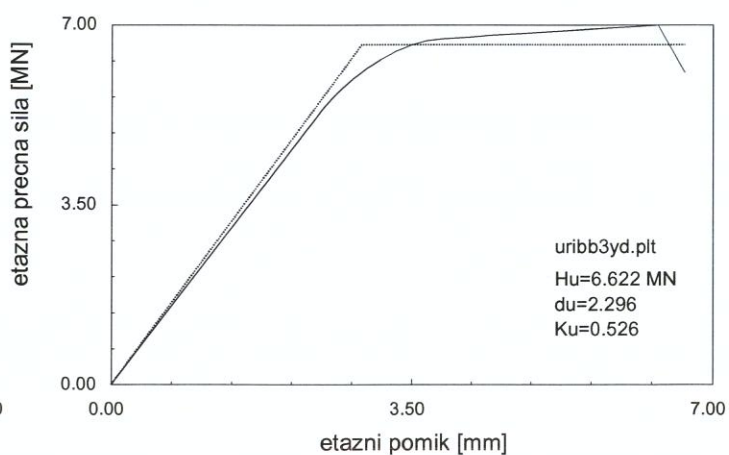
Slika 5.: Trakt B - utrjeno pritličje - stanje B2a
 - histerezna ovojnica za X smer.



Slika 5.: Trakt B - utrjeno pritličje - stanje B2a
 - histerezna ovojnica za Y smer.



Slika 5.: Trakt B - utrjeno pritličje - stanje B2b
 - histerezna ovojnica za X smer.



Slika 5.: Trakt B - utrjeno pritličje - stanje B2b
 - histerezna ovojnica za Y smer.



Preglednica 5.1: Vrednosti koeficienta projektne potresne odpornosti objekta SRC_d v primerjavi s koeficientom projektne potresne obtežbe (BSC_d po Evrokod 8)

stanje trakta B	idealizirana potresna odpornost SRC_d		predpisana potresna obtežba BSC_d (EC8)
	X smer	Y smer	
obstoječe - stanje A	0.372	0.088	0.671
utrjeno - stanje B1	0.638	0.172	0.503
utrjeno - stanje B2a	0.692	0.331	
utrjeno - stanje B2b	0.688	0.526	

Glede na že ugotovljeno dejstvo, da ima trakt B bistveno manj zidov v prečni (Y) smeri, je potresna odpornost v tej smeri bistveno manjša kot v vzdolžni (X) smeri. Smer Y je torej kritična (vrednosti v preglednici 5.1 so potemnjene), in sicer za vsa stanja – obstoječe in vse variante utrjenega stanja.

Ob zadostitvi določenih minimalnih zahtev mora imeti konstrukcija zahtevano potresno odpornost - njena projektna potresna odpornost mora biti večja ali enaka predpisani projektni potresni obtežbi. Ta pogoj je v brezdimenzijski obliki sledeč:

$$SRC_d = \frac{H_d}{G_{tot}} > BSC_d,$$

Ugotovimo lahko, da je projektna potresna odpornost **obstoječega** trakta B v kritični (Y) smeri bistveno manjša od zahtevane po veljavnem Evrokod 8:

$$SRC_d = 0.088 < 0.671 = BSC_d$$

Presojo lahko dopolnimo z informacijo, da je merodajna vrednost koeficienta potresne odpornosti celo bistveno manjša od povprečne vrednosti vseh enonadstropnih opečnih zidanih objektov iz tega obdobja v Ljubljani, ki smo jih analizirali na ZAG. Na sorazmerno visoko vrednost koeficienta BSC_d vpliva faktor pomembnosti ($\gamma_l = 1.4$), ki zahteva, da je potresna odpornost bolnišnične stavbe za 40% višja od potresne odpornosti enake stanovanjske stavbe na isti lokaciji.

Pri vseh treh variantah **utrjenega stanja** se v armirane omete vgradijo navpične vezi, s čimer se zagotovi povezanost nosilnega zidovja. Zato je zahtevana potresna odpornost po Evrokod 8 za utrjeno stanje manjša kot za obstoječe stanje, pri katerem je zidovje nepovezano. S tremi možnimi variantami utrditve se potresna odpornost precej poveča v obeh tlorisnih smereh, vendar zahtevano potresno odpornost po Evrokod 8 dosežemo šele z varianto B2b:

$$SRC_d = 0.526 > 0.503 = BSC_d \dots \text{stanje B2b.}$$



6. Povzetek in priporočila

6.1 Obstoječe stanje

S pregledom, preiskavami in računsko analizo potresne odpornosti obravnavane stavbe URI - Soča v Ljubljani smo ugotovili predvsem sledeče:

Konstrukciji traktov A in B sta medsebojno ločeni, čeprav med njima ni ustrezno široke dilatacije. Kljub temu se trakta do določene mere lahko obnašata neodvisno, kar potrjujejo tudi razpoke na njunem stiku. Zaradi nepovezanosti je ločena obravnava traktov potrebna.

Nosilni zidovi so v pritličju in nadstropju grajeni iz polnih opečnih zidakov v apneni malti in v debelinah 38 in 25 cm. Večina notranjih prečnih zidov je grajenih iz nenosilnih opečnih votlakov (porolit), zato je količina nosilnih zidov v prečni smeri bistveno manjša kot v vzdolžni smeri. Na podlagi preiskav opeke in malte smo ocenili karakteristično tlačno in natezno trdnost opečnega zidovja ($f_k = 2.5 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 0.18 \text{ MPa}$). Zidovje je povezano z vodoravnimi a.b. vezmi v višini stropnih konstrukcij, nima pa navpičnih zidnih vezi.

Armiranobetonski steber v traktu A je v pritličju armiran, v nadstropju pa je brez armature. Poleg tega je trdnost betona (11.5 MPa) v nadstropju bistveno nižja kot v pritličju (20 MPa) in manjša od minimalne trdnosti betona po Evrokod 2.

Poškodbe so vidne predvsem v območju stika med traktoma A in B in v notranjih vzdolžnih zidovih ob hodnikih. Opis poškodb je podan v točki 3.1.

Preobremenitev zidovja zaradi navpične obtežbe (točka 4) smo ugotovili predvsem pri krajših slopih med vrati in okni (projektne napetosti presegajo projektne trdnosti za do 61.5%). Te preobremenitve pa dejansko niso prisotne, če so prekladne konstrukcije nad sosednjimi odprtini izvedene tako, da omogočajo prerazporeditve obremenitev.

Potresna odpornost trakta B v obstoječem stanju, ki smo jo ocenili z računsko analizo (točka 5, preglednica 5.1) dosega le 13% potresne odpornosti, ki jo zahteva veljavni Evrokod 8 za stavbo te vrste in te namembnosti. Razlogi za sorazmerno nizko potresno odpornost trakta so opisani v točki 2 (pri opisu nosilne konstrukcije) in v točki 5.3. Ključni razlog je neustrezna zasnova njegove konstrukcije. Stropne konstrukcije v traktu B so take, da za prevzem navpične obtežbe potrebujejo le zidove, ki so orientirani v vzdolžni smeri trakta, zato prečnih zidov praktično ni. Taka praksa je bila pogosta do uvedbe prvih predpisov za potresno odporno gradnjo (l. 1963 in 1964). Kljub temu je potresna odpornost precej manjša od povprečne potresne odpornosti vseh enonadstropnih opečnih zidanih stavb iz tega obdobja v Ljubljani, ki smo jih do sedaj analizirali na ZAG.

Zahtevana potresna odpornost po Evrokod 8 je sorazmerno visoka zaradi namembnosti stavbe. Za bolnišnično stavbo se zahteva 40% višjo potresno odpornost kot za stanovanjsko stavbo.

6.2 Priporočeni ukrepi za trakt B

Posegi v nosilno konstrukcijo, ki so predvideni v okviru načrtovane prenove trakta B, so precejšnji (ilustrirani na sliki 5.1). Za posodobitev prostorov in pridobitev optimalne dnevne osvetlitve prostorov je predvidena »premestitev« mnogih okenskih in vratnih odprtini. Tudi če bi ob tem sledili pravilom stroke in bi prezidave izvedli z enakimi polnimi opečnimi zidaki in vzpostavili zidarske zveze ali tem zvezam ustrezna nadomestila, novo zidovje ne bi moglo prevzeti sorazmernega dela navpične obtežbe. Obstoječe zidovje, ki bi ga ohranili, bi bilo v vsakem primeru bolj obremenjeno od novega. Potresna odpornost tako prezidane stavbe bi



bila manjša od potresne odpornosti enake stavbe, z isto količino zidov, pri kateri bi bili zidovi enakomerno obremenjeni.

Ne glede na to smo zasnovali nekaj variant utrditve trakta B. Priporočen način sanacije, prezidav in utrditve je podrobno opisan v točki 5.1. in ilustriran na slikah 5.2 in 5.3. V obeh variantah utrditve se celotno opečno zidovje po izvedenih prezidavah obojestransko obloži z armiranimi oblogami. V prvi varianti se v stavbo vgradi nove prečne nosilne zidove, v drugi varianti pa se vgradi armiranobetonske okvire. Pri drugi varianti se s podvarianto močnejše armiranih a.b. okvirov lahko doseže potresna odpornost, ki jo zahteva veljavni standard Evrokod 8.

Glede na obseg in zahtevnost potrebnih rekonstrukcijskih in utrditvenih ukrepov priporočamo, da se preuči njihovo ekonomsko upravičenost in smiselnost v primerjavi z zamenjavo trakta B z novo stavbo. Z novo stavbo, ki bi jo bilo potrebno od trakta A ustrezno dilatirati, bi namreč lažje dosegli potrebno funkcionalnost in druge bistvene lastnosti, z novo nosilno konstrukcijo pa stavbi lažje zagotovili potrebno varnost za prevzem navpične in vodoravne potresne obtežbe.

Obdelala:


mag. Marjana Lutman, univ.dipl.inž.grad.



**PRILOGA A:
POROČILO O PREISKAVI VZORCEV
OPEČNIH ZIDAKOV IN BETONA**



Oddelek za materiale
Laboratorij za betone, kamen in reciklirane materiale

ZAG

ZAVOD ZA
GRADBENIŠTVO
SLOVENIJE

SLOVENIAN
NATIONAL BUILDING
AND CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE

Dimičeva ulica 12
1000 Ljubljana
Slovenija

info@zag.si
www.zag.si

Ljubljana, 03.07.2015



**SLOVENSKA
AKREDITACIJA**
SIST EN ISO/IEC 17025
LP-005

POROČILO

št. P 644/15-420-1

o preskusu tlačne trdnosti

Naročnik:	SM 610
Naročilo/pogodba:	interno naročilo št. 26/15 z dne 29.06.2015

Nosilec naloge:

Lado Bras, inž.grad.



Vodja laboratorija:

doc.dr. Ana Mladenovič, univ.dipl.inž.geol.

Rezultati preskušanja se nanašajo izključno na preskusne primerke. Poročilo se sme reproducirati samo v celoti.
Rok za reklamacije je 15 dni od izdaje poročila. Skupno število strani: 2; število prilog: -.

Obr. P.S. 12-001-01/2

REZULTATI PRESKUSA TLAČNE TRDNOSTI VALJEV

Podatki o preskušancih:

- Oznaka preskušancev: B 317/15
- Objekt: URI – SOČA, Linhartova 51, Ljubljana

Betonska valja

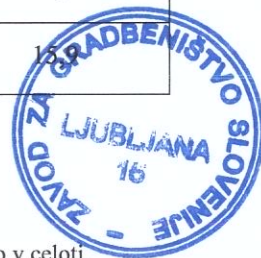
Oznaka preskušanca	Oblika preskušanca	Datum preskusa	Postorninska masa (kg/m ³)	Sila pri poružitvi (kN)	Tlačna trdnost preskušanca (MPa)
	valj (mm)		SIST EN 12390-7:2009, tč. 5.2 in 5.6		SIST EN 12390-3: 2009
ANSt 1	d=63,9; h=69,1	03.07.15	2430	64	20,0
APSt 1	d=64,0; h=66,3	03.07.15	2360	37	11,5

Opečni valji

Oznaka preskušanca	Oblika preskušanca	Datum preskusa	Postorninska masa (kg/m ³)	Sila pri poružitvi (kN)	Tlačna trdnost preskušanca (MPa)
	valj (mm)		SIST EN 12390-7:2001, tč. 5.2 in 5.6		SIST EN 12390-3: 2002
BP 1	d=45,7; h=50,1	03.07.15	1720	27,3	16,6
BP 2	d=45,5; h=49,5	03.07.15	1820	23,1	14,2
BP 3	d=45,5; h=52,8	03.07.15	1800	34,2	21,0
BP 4	d=45,4; h=50,5	03.07.15	1820	39,1	24,2
AP 1	d=45,6; h=49,9	03.07.15	1730	23,2	14,2
AP 2	d=45,6; h=50,7	03.07.15	1780	27,6	16,9
AP 3	d=45,6; h=50,3	03.07.15	1800	13,1	8,0
AP 4	d=45,6; h=50,4	03.07.15	1720	21,4	13,1
BN 1	d=45,5; h=49,3	03.07.15	1750	25,8	15,9

Pripravil: Lado Bras, inž.grad. *Bras*

Rezultati preskušanja se nanašajo izključno na preskusne primerke. Poročilo se sme reproducirati samo v celoti.
 Obr. P.S. 12-001-01/2



**PRILOGA B:
POROČILO O PREISKAVI VZORCEV MALTE**



Oddelek za materiale**Laboratorij za cemente, malte in keramiko**

Ljubljana, 3.7.2015

POROČILO**št. P 644/15 - 480 - 1**

o preiskavi tlačne trdnosti vzorcev z objekta URI-Soča

Naročnik:	ZAG, SM 610, Odsek za stavbe in potresno inženirstvo
Naročilo/pogodba:	medoddelčna naročilnica 610/27/15 z dne 29.6.2015

Nosilec naloge:

doc. dr. Sabina Kramar, univ.dipl.ing.geol.

Vodja laboratorija:

dr. Vilma Ducman, univ.dipl.inž.kem.inž



Material:	malta z objekta URI-Soča, Linhartova 51, Ljubljana
Stroškovni nosilec:	644/15
Datum preiskave:	3.7.2015
Opr. št.:	V-263/15 (malta AP1) V-264/15 (malta AP2) V-265/15 (malta BN1) V-266/15 (malta BP2)
Obseg preiskav:	preiskava tlačne trdnosti

Preiskave tlačne trdnosti izvedel:

Rafael Kajzer, inž.grad.

Poročilo pripravila:

doc. dr. Sabina Kramar, univ.dipl.inž.geol.



UVOD

Dne 29.6.2015 smo v preiskavo tlačne trdnosti prejeli vzorce malte z objekta URI-Soča, Linhartova 51, Ljubljana.

REZULTATI PREISKAV

Vrednosti tlačne trdnosti preiskanih vzorcev malt so podane v Preglednici 1.

Meritve tlačne trdnosti smo opravili na vzorcih malte nestandardnih velikosti, ki so bili odvzeti iz zidovja stavbe. Na vzorcih malt z oznakama AP1 in BN1 meritev ni bilo možno izvesti zaradi premajhne velikosti vzorca.

Tlačna trdnost vzorcev malte je bila določena s stiskalnico TONINORM ID 3100299.

Preglednica 1: Rezultati tlačne trdnosti malte z objekta URI-Soča.

Oznaka vzorca naročnika	Laboratorijska oznaka vzorca	Dimenzije (mm)	Prostorninska masa (kg/m ³)		Tlačna trdnost (N/mm ²)	
				povp.		povp.
AP1	V-263/15	-	-	-	-	-
AP2	V-264/15	35,1 × 33,9 × 28,7	1467	1467	0,52	0,52
BN1	V-265/15	-	-	-	-	-
BP2	V-266/15	32,7 × 34,7 × 17,4	1365	1382	0,34	0,27
		29,5 × 33,3 × 22,1	1399		0,19	



PRILOGA C:

**ANALIZA OBREMENITEV ZARADI NAVPIČNE OBTEŽBE
- METODA IN ZAHTEVE PREDPISOV**

**ANALIZA POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANIH ZGRADB
- RAČUNSKA METODA IN ZAHTEVE PREDPISOV**



C.1. Analiza obremenitev zaradi navpične obtežbe

C.1.1 Splošne zahteve predpisov

Za zagotovitev predpisane varnosti za prevzem predvidene obtežbe po skupnih evropskih predpisih Evrokod mora biti izpolnjen naslednji pogoj:

$$S_d < R_d ,$$

kjer je:

S_d mejna (projektna) obremenitev,
 R_d računska (projektna) nosilnost.

Za določitev mejne obremenitve se dejanske obremenitve množijo s faktorji varnosti glede na tip obtežbe:

$$S_d = \gamma_G G + \gamma_P P ,$$

kjer sta γ_G in γ_P varnostna faktorja za stalno oziroma koristno obremenitev G in P . Po standardu SIST EN 1990:2004 (Eurocode 0) se za mejno računsko obtežbo predpisujejo naslednji varnostni faktorji:

- lastna teža: $\gamma_G = 1.35$,
- koristna obtežba: $\gamma_P = 1.50$.

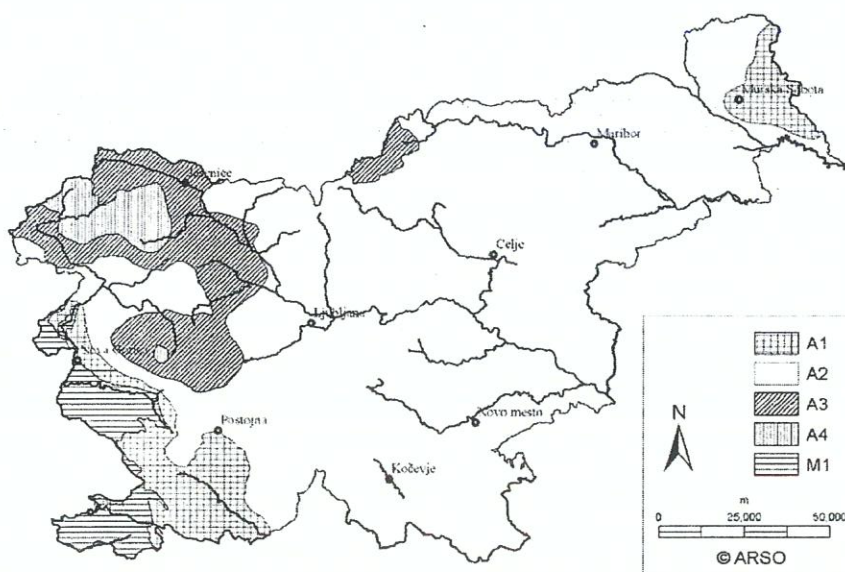
Računske nosilnosti R_d pa se izračunajo z upoštevanjem reduciranih trdnosti vgrajenih materialov - karakteristične trdnosti f_i se delijo s predpisanim varnostnim faktorjem materiala γ_{Mi} .

C.1.2 Koristne obtežbe

Koristna obtežba v prostorih stavbe se upošteva po standardu SIST EN 1991-1-1:2004 (Evrokod 1).

Obtežba snega se določi po standardu SIST EN 1991-1-3:2004 (Evrokod 1) z izrazom:

$$s = \mu_l \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k,$$



V 1. alpski coni se upošteva najmanj 1,2 kN/m².

Slika C.1: Obtežba snega na nadmorski višini $A=0$ (SIST EN 1991-1-3:2008/A101).

kjer so: μ_l ... vpliv naklona strehe,
 C_e ... koeficient izpostavljenosti,
 C_t ... termalni koeficient,
 s_k ... karakteristična vrednost obtežbe snega, ki je odvisna od lokacije stavbe in nadmorske višine A, kot to določa nacionalni dodatek SIST EN 1991-1-3:2008/A101 (slika C.1).

C.1.3 Zidovi

Projektno stanje nosilnosti zidanih elementov preverimo na osnovi standarda SIST ENV 1996-1-1:2004 - *Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila za stavbe - Pravila za armirano in nearmirano zidovje*. Projektne normalne napetosti v nosilnih zidovih zaradi navpične obtežbe morajo biti manjše od projektne tlačne trdnosti zidovja:

$$\sigma_{od} (1.35 (g_{zidov} + g_{strehe} + g_{stropov}) + 1.50 p) < f_d = f_k / \gamma_M.$$

kjer je f_k karakteristična tlačna trdnost obokov, γ_M pa varnostni faktor materiala. Slednji je odvisen od kvalitete nadzora pri izdelavi zidakov in pri gradnji. V *Evrokod 6* so njegove vrednosti odvisne od kvalitete nadzora pri izdelavi zidakov in pri gradnji (preglednica C.1).

Preglednica C.1: Vrednosti varnostnega faktorja za zidovje γ_M .

varnostni faktor zidovja γ_M	kategorija nadzora pri gradnji				
	1	2	3	4	5
zidaki kategorije I, projektirana malta*	1.5	1.7	2.0	2.2	2.5
zidaki kategorije I, predpisana malta*	1.7	2.0	2.2	2.5	2.7
zidaki kategorije II, kakršnakoli malta	2.0	2.2	2.5	2.7	3.0

Če nivoja nadzora za čas gradnje ne poznamo, moramo v splošnem upoštevati vrednost faktorja $\gamma_M = 3.0$. V primeru, da na podlagi večjega števila preiskav tlačno trdnost zidovja ocenimo zanesljiveje, lahko upoštevamo tudi manjši faktor γ_M .



C.2. Analiza potresne odpornosti

C.2.1 Računska metoda

Za račun potresne odpornosti zidanega objekta uporabljamo metodo mejnih stanj, ki smo jo razvili na Zavodu za gradbeništvo Slovenije. Osnova metode je konstrukcija histerezne ovojnice kritične etaže, t.j. odvisnost vodoravne sile od vodoravnega pomika v težišču etaže. Histerezna ovojnica predstavlja nosilnost in deformabilnost kritične etaže in omogoča oceno potresne odpornosti objekta.

Račun izvedemo z računalniškim programom SREMB, ki upošteva naslednje osnovne predpostavke:

- zidovi so med seboj povezani z vodoravnimi vezmi in s stropnimi konstrukcijami, ki so toge v svoji ravnini,
- zidovi so vpeti na zgornjem in spodnjem robu v stropno konstrukcijo ali pa v prekladni in parapetni del zidu,
- doprinos sestavljenih prereзов (L, T, H, + prereз) obravnavamo kot vsoto na navpičnih stikih ločenih zidov,
- zidovi lahko prenašajo svoj delež obtežbe samo toliko časa, dokler njihove deformacije ne presežejo deformacije na meji porušitve. Zidovi prenašajo obtežbo tudi v nelinearnem območju.

Etažna histerezna ovojnica je vsota histereznih ovojnic vseh zidov, ki etažo sestavljajo. Le-te ponazorimo z idealiziranimi elasto-plastičnimi ovojnicami, ki jih določajo začetna, efektivna togost, nosilnost zidu ter faktor duktilnosti, ki omejuje deformacije zidu v nelinearnem območju.

Mehanske lastnosti zidov se določi z izrazi, navedenimi v nadaljevanju. Celotna etažna prečna sila se razporeja na posamezne zidove v razmerju njihovih togosti, ki jih izračunamo po enačbi:

$$K_e = \frac{GA}{1.2 h \left(1 + 0.83 \frac{G}{E} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right)}$$

Strižna nosilnost zidu je podana z enačbo:

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

upogibna nosilnost pa z enačbo:

$$H_{u,f} = (\sigma_o t l^2) \frac{\left(1 - \frac{\sigma_o}{f_c} \right)}{h},$$

ki izhaja iz mejnega upogibnega momenta prereза zidu:

$$M_u = 0.5 \sigma_o t l^2 \left(1 - \frac{\sigma_o}{f_c} \right).$$

Simboli pomenijo:

- K_e - elastično, efektivno togost zidu,
- A - površino vodoravnega prereза zidu,
- t - debelino zidu,
- h - višino zidu,
- l - dolžino zidu,



- σ_o - povprečno napetost v zidu zaradi navpične obtežbe,
 C_R - faktor redukcije nosilnosti ($C_R = 0.9$),
 b - faktor razporeditve strižnih napetosti v zidu
 ($b = 1.5$, če je $(h/l) > 1.5$, oziroma $b = 1.1$, če je $(h/l) < 1.5$).

V programu SREMB lahko poleg zidov, za katere je račun togosti in nosilnosti iz njegovih dimenzij že avtomatiziran, podamo dodatne nosilne elemente, za katere pa njihove togosti, nosilnosti, duktilnosti in lege podamo.

Mehanske lastnosti z armiranimi ometi obloženih zidov

Nosilnost

Z obojestranskim oblaganjem zidu z armiranim cementnim ometom, ki vsebuje mrežno armaturo, se poveča predvsem njegova strižna nosilnost, medtem ko se njegova upogibna nosilnost poveča le minimalno. To so pokazale tudi primerjalne preiskave osnovnih in z oblaganjem utrjenih zidov, ki smo jih v preteklosti izvršili na Zavodu za gradbeništvo Slovenije. Medtem ko so se osnovni zidovi porušili v pretežno strižni obliki, so se pri obloženih zidovih pretrgale robne navpične palice mrežne armature cementnega ometa.

Upogibno nosilnost posameznega slopa se določi po izrazih za osnovni zid, pri čemer se upošteva povečano debelino zidu (obojestranska obloga).

Strižno nosilnost posameznega slopa se določi na podlagi eksperimentalnega izraza za račun strižne nosilnosti armiranih zidov (M. Tomaževič: Zidane zgradbe na potresnih območjih, Ljubljana, FAGG, 1987):

$$H_{u,s}^a = H_{u,s} + C_{R,a} A_{a,h} f_y$$

kjer je:

- $H_{u,s}^a$ - strižna nosilnost z vodoravno armaturo armiranega zidu,
 $H_{u,s}$ - strižna nosilnost nearmiranega zidu (izraz za osnovni zid),
 $C_{R,a}$ - faktor redukcije nosilnosti vodoravne armature,
 $A_{a,h}$ - površina prereza vodoravne armature,
 f_y - meja elastičnosti armaturnega jekla vodoravne armature.

Eksperimentalne raziskave so pokazale, da je vrednost faktorja redukcije nosilnosti armature $C_{R,a}$ odvisna od procenta vodoravnega armiranja in od kvalitete zidovja. V primeru relativno nizke stopnje vodoravnega armiranja (do 0.10 %) se lahko upošteva $C_{R,a} = 0.36$.

Pri računu strižne nosilnosti v smeri zidu (in plane) se upošteva vodoravne palice obeh čelnih armaturnih mrež na višini dolžine zidu:

$$A_{a,h} = 2 (\phi^2 \pi / 4) / 150 \quad (\text{mm}^2) \quad (\phi \text{ je premer palice mrežne armature} \\ \text{ / je dolžina zidu v mm),}$$

$$f_y = 500 \text{ MPa (mrežna armatura) .}$$

Pri računu strižne nosilnosti zidu pravokotno na njegovo smer (out-of plane) se upošteva stremena, s katerimi sta obe čelni mreži povezani ($10 \phi^R 6 / \text{m}^2$):

$$A_{a,h} = \sqrt{10} (6^2 \pi / 4) t l = 89.4 t l \quad (\text{mm}^2) \quad (l \text{ je dolžina, } t \text{ pa debelina zidu v m),}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa (rebrasta armatura) .}$$

Merodajna nosilnost posameznega slopa za določeno smer je manjša od obeh vrednosti:

$$H_{u-x}^a = \min (H_{u-fx}^a, H_{u-sx}^a),$$



$$H_{u-y}^a = \min (H_{u-fy}^a, H_{u-sy}^a).$$

Togost

Togost posameznega slopa se izračuna z izrazom, ki osnovno togost zidu poveča za dejansko togost obloge (M.Tomažević: Zidane zgradbe na potresnih območjih, Ljubljana, FAGG, 1987), in ki se lahko uporabi ob pogoju, da ustrezna povezava obloge in zidu omogoča njuno medsebojno sodelovanje:

$$K_{e,ekv} = K_{e,w} + K_{e,obl} = \frac{G_w A_w}{1.2 h \left(1 + 0.83 \frac{G_w}{E_w} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right)} + \frac{G_{obl} A_{obl}}{1.2 h \left(1 + 0.83 \frac{G_{obl}}{E_{obl}} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right)}$$

kjer je:

- $K_{e,ekv}$ - efektivna togost ekvivalentnega zidu,
- $K_{e,w}$ - efektivna togost osnovnega zidu,
- A_w - površina vodoravnega prereza osnovnega zidu,
- G_w - strižni modul osnovnega zidu,
- E_w - elastični modul osnovnega zidu,
- $K_{e,obl}$ - efektivna togost armirane obloge,
- A_{obl} - površina vodoravnega prereza armirane obloge,
- G_{obl} - strižni modul armirane obloge,
- E_{obl} - elastični modul armirane obloge.

Upoštevati je potrebno izbrano debelino armirane obloge na obeh straneh slopov in mehanske lastnosti oblog (MM20):

$$E_{obl} = 28500 \text{ MPa},$$

$$G_{obl} = 11400 \text{ MPa}.$$

Duktilnost: vrednost 2.5.

Mehanske lastnosti dodatnih armirano-betonskih elementov

Upogibno nosilnost izračunamo s pomočjo računalniškega programa INTDIA, ki smo ga razvili na Zavodu za gradbeništvo Slovenije. Pri tem upoštevamo ocenjene projektne trdnosti in projektne diagrame za beton in jeklo. Rezultat računalniškega programa je interakcijski diagram $N-M_R$, oziroma diagram $M-\varphi$ pri izbrani osni sili. Iz mejnega upogibnega momenta prereza M_u , nato izračunamo mejno vodoravno silo:

$$H_{u-f} = M_u / (0.5 h) \dots \text{ob predpostavki obojestransko vpetega elementa.}$$

Strižno nosilnost izračunamo s pomočjo izrazov iz Evrokod 2.

$$H_{u-s} = V_{Ru3} = V_{cu} + V_{wu} \dots \text{strižna nosilnost a.b. prereza s strižno armaturo,}$$

$$V_{cu} = (C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \dots \text{prispevek betona,}$$

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

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

$$\sigma_{cp} \dots \text{osna obremenitev elementa,}$$

$$b_w \dots \text{širina prereza,}$$

$$d \dots \text{statična višina natezne armature,}$$

$$V_{wu} = A_{sws} 0.9 d f_{yws} / s_s + A_{swd} 0.9 d f_{ywd} / s_d (1 + \cot \alpha) \sin \alpha$$

... prispevek strižne armature,



A_{sws} , A_{swd} ... prerez strižne armature (stremen, diagonalne armature),
 s_s , s_d ... razmak med stremeni oz. diagonalno armaturo,
 f_{ywks} , f_{ywkd} ... meja elastičnosti jekla stremen oz. diagonalne armature,
 α ... kot med diagonalno armaturo in vzdolžno osjo.

Merodajna nosilnost za posamezno smer je, analogno kot pri zidovih, manjša izmed upogibne in strižne nosilnosti.

Histerezna ovojnica etaže

Konstrukciji vsiljujemo korakoma povečevan pomik, pri tem pa računamo pripadajočo reakcijsko silo kot rezultanto prispevkov posameznih elementov. Rezultat je histerezna ovojnica etaže, prikazana v obliki odvisnosti vodoravne sile H_{tot} od vodoravnega pomika d v masnem težišču etaže. V računu se upošteva tudi vpliv torzije, kadar masno težišče ne sovпада s težiščem togosti in ko potresna sila, ki deluje v masnem težišču, povzroča torzijske zasuke glede na težišče togosti. V vsakem koraku se togost in težišče togosti izračuna glede na stanje posameznih zidov pri dani deformaciji. Račun zaključimo določeno število korakov po doseženi nosilnosti etaže $H_{tot,max}$.

Na izračunani etažni histerezni ovojnici so definirana tri mejna stanja:

- meja elastičnosti, ko pomik prvega zidu v etaži preseže mejo elastičnosti;
- nosilnost etaže in
- mejno stanje porušitve, pri katerem odpornost pade pod sprejemljivo mejo. V večini primerov je sprejemljivo mejno stanje definirano s pomikom, ko odpornost kritične etaže pade na 80 % maksimalne nosilnosti etaže.

Idealizirana etažna ovojnica

Če hočemo oceniti dejansko potresno odpornost objekta, moramo izračunano histerezno ovojnico kritične etaže idealizirati z bilinearno. Za idealizirano etažno ovojnico privzamemo, da je njena elastična togost enaka začetni togosti izračunane etažne histerezne ovojnice.

Pri idealizaciji moramo upoštevati:

- energetski pogoj: površina pod izračunano histerezno ovojnico mora biti enaka površini pod idealizirano ovojnico, kar fizikalno pomeni enakost porabljene potresne energije, in
- pogoj duktilnosti: če hočemo primerjati idealizirano potresno odpornost s predpisano potresno obtežbo, ki je preko faktorja obnašanja q povezana z določenim nivojem globalne duktilnosti, moramo to duktilnost dejanski konstrukciji tudi zagotoviti. Faktor duktilnosti določa razmerje med mejnim pomikom idealizirane etažne ovojnice ter pomikom, ki predstavlja idealizirano mejo elastičnosti:

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

Za primerjavo potresne odpornosti objektov med seboj in z zahtevami predpisov, je primerna brezdimenzijska oblika potresne odpornosti:

$$SRC_u = \frac{H_u}{G_{tot}},$$

kjer je:

- SRC_u - koeficient mejne potresne odpornosti objekta,
- H_u - izračunana idealizirana potresna odpornost (nosilnost) objekta,
- G_{tot} - teža objekta nad obravnavanim prerezom.



C.2.2 Zahteve predpisov

Ob zadostitvi minimalnih zahtev mora imeti konstrukcija objekta zahtevano potresno odpornost. To pomeni, da mora biti njena projektna odpornost, v našem primeru izračunana s pomočjo računalniškega programa SREMB, večja ali enaka predpisani potresni obtežbi. Ta pogoj se lahko zapiše v brezdimenzijski obliki:

$$SRC_d = \frac{H_d}{G_{tot}} > BSC_d,$$

kjer je:

- SRC_d - koeficient projektne potresne odpornosti objekta,
- H_d - projektna potresna odpornost objekta,
- G_{tot} - teža objekta nad obravnavanim prerezom,
- BSC_d - koeficient projektne prečne sile v pritličju.

Potresna obtežba se za posamezno tlorisno smer objekta določi po:

- veljavnem slovenskem standardu *Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij* (I. 2004). Njegov Del 1 pokriva področje projektiranja in gradnje stavb in se v Republiki Sloveniji uporablja skupaj z *Nacionalnim dodatkom*. V obvezno uporabo ga je vpeljal *Pravilnik o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov* (I. 2005).

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 karakteristične vrednosti trdnosti zidovja (tlačna trdnost f_k in natezna trdnost f_t), pa je pri računu projektne potresne odpornosti H_d oziroma koeficienta projektne potresne odpornosti SRC_d namesto karakterističnih potrebno upoštevati projektne 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 trdnosti.

Pri projektiranju novih zidanih objektov na potresne obremenitve po *Evrokod 8* je osnovni varnostni faktor materiala γ_M lahko zmanjšan na 2/3 osnovne vrednosti oziroma ne na manj od 1.5. Pri preprojektiranju obstoječih konstrukcij (*Evrokod 8* - 3.del) pa se namesto faktorja γ_M za redukcijo karakterističnih trdnosti uporablja faktor zaupanja CF, katerega vrednost je odvisna od ravni poznavanja konstrukcije - t.j. obsega raziskav in preiskav, izvedenih za ugotavljanje stanja:

CF = 1.0 : če pri analiziranem objektu mehanske lastnosti določimo s preiskavo na terenu ali v laboratoriju na preizkušancih, odvzetih iz obstoječega zidovja;

CF = 1.2 : če za dano vrsto zidovja uporabimo vrednosti iz banke podatkov, pri pregledu konstrukcije pa z odstranitvijo ometa in z odpiranjem zidovja dokažemo, da gre za isto vrsto;

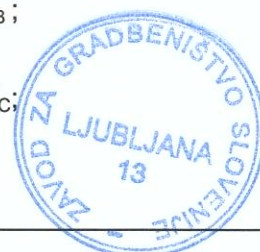
CF = 1.7 : če za dano vrsto zidovja uporabimo vrednosti iz banke podatkov brez dokazovanja istovrstnosti.

Koeficient projektne prečne sile v pritličju BSC_d

V *Evrokod 8* je potresna obtežba izražena v obliki brezdimenzionalnega koeficienta projektne prečne sile v pritličju BSC_d :

$$BSC_d = \gamma_1 \alpha S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \dots \quad 0 \leq T \leq T_B;$$

$$BSC_d = \gamma_1 \alpha S \frac{2.5}{q} \quad \dots \quad T_B \leq T \leq T_C;$$

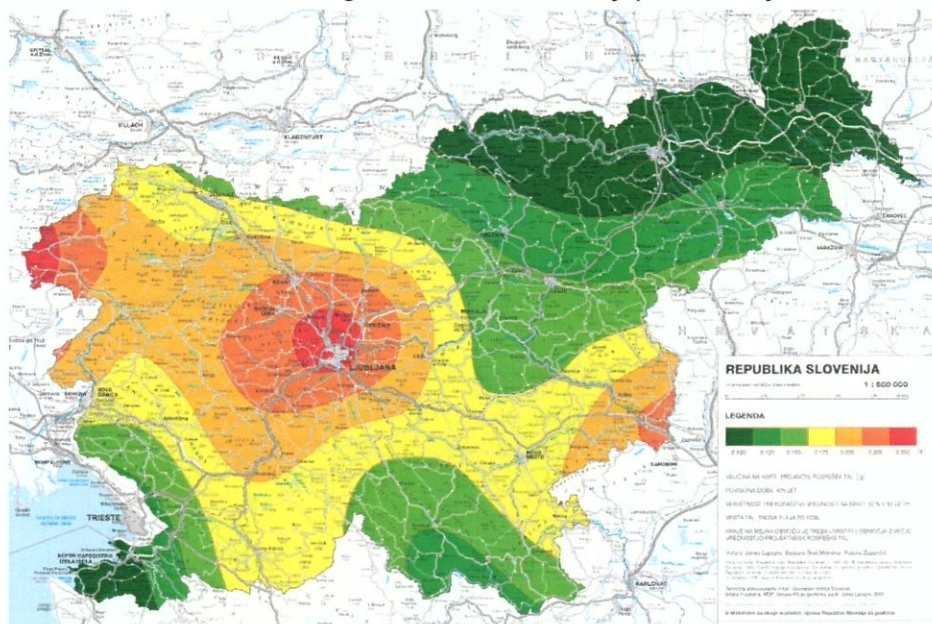


$$BSC_d = \gamma_I \alpha S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_c}{T} \right]; \quad BSC_d \geq \gamma_I \alpha 0.2 \quad \dots T_c \leq T \leq T_D;$$

$$BSC_d = \gamma_I \alpha S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_c T_D}{T^2} \right]; \quad BSC_d \geq \gamma_I \alpha 0.2 \quad \dots T \geq T_D;$$

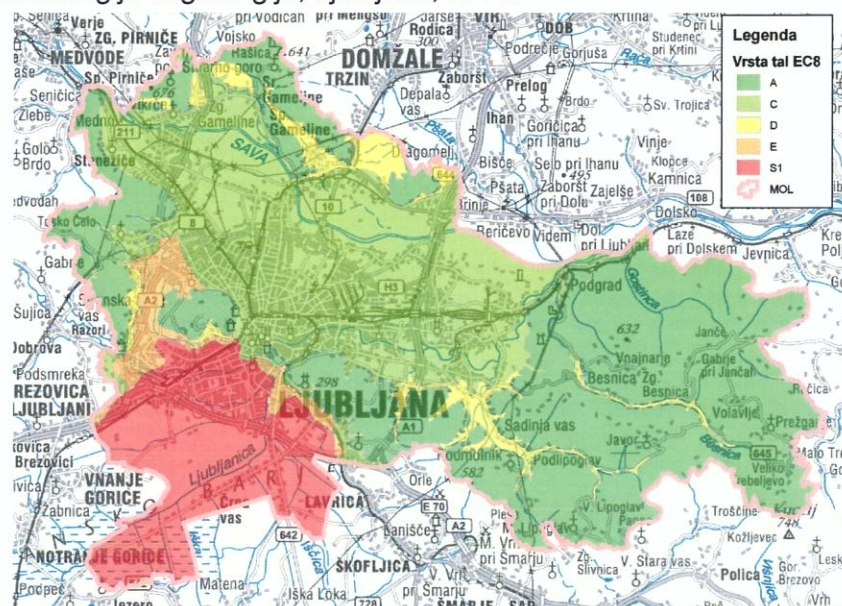
kjer je:

- α - razmerje med projektnim pospeškom temeljnih tal a_g in pospeškom prostega pada g . Odvisno je od seizmičnosti območja. Karta potresne nevarnosti (slika C.2), sprejeta s strani tehničnega komiteja USM/TC KON/WG 8 aprila 2001, je kot sestavni del Nacionalnega dodatka v Sloveniji pričela veljati s 1.1. 2002;



Slika C.2: Karta potresne nevarnosti Slovenije - projektni pospeški temeljnih tal a_g

- S - parameter tal; Za oceno lahko upoštevamo Karto potresne mikrorajonizacije Mestne občine Ljubljana (slika C.3), ki jo je izdelala Agencija RS za okolje - Urad za seizmologijo in geologijo, Ljubljana, 2003.



Slika C.3: Karta mikrorajonizacije - vrsta tal



- q - faktor obnašanja konstrukcije, ki je odvisen od vrste nosilne konstrukcije;
 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 življenskega 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. šole, 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

C.2.3 Kombinacija potresnega vpliva z ostalimi vplivi

Po določilu *Evrokod 8* se potresni vpliv z ostalimi vplivi kombinira na naslednji način:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " A_{Ed} " + " \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

kjer je:

- G_{k,j} - karakteristična vrednost stalnega vpliva j,
 P - odločilna reprezentativna vrednost vpliva prednapetja,
 A_{Ed} - projektna vrednost vpliva potresa,
 Q_{k,i} - karakteristična vrednost spremenljivega vpliva i,
 ψ_{2,i} - koeficient za kombinacijo kvazi-stalne vrednosti spremenljivega vpliva (EN 1990-1-1:2004):

vpliv	ψ _{0,i}	ψ _{2,i}
kategorija A: stanovanja, bivalni prostori	0.7	0.3
kategorija B: pisarne	0.7	0.3
kategorija C: stavbe, kjer se zbirajo ljudje	0.7	0.6
kategorija D: trgovine	0.7	0.6
kategorija E: skladišča	1.0	0.8
kategorija H: strehe	0	0
obtežba snega na stavbah (EN 1991-1-3):		
Slovenija za kraje z nadmorsko višino nad 1000 m	0.7	0.2
Slovenija za kraje z nadmorsko višino pod 1000 m	0.5	0

Pri določanju projektnega potresnega vpliva po *Evrokod 8* pa se morajo upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji:



$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} Q_{k,i}$$

kjer je:

- $\psi_{E,i}$ - koeficient za kombinacijo spremenljivega vpliva i : $\psi_{E,i} = \varphi \psi_{2,i}$;
 φ - faktor φ odvisen od vrste spremenljivega vpliva in zasedenosti etaže:

vrsta spremenljivega vpliva*	etaža	φ
kategorije A-C	vrhnja etaža (streha)	1.0
	zasedba nekaterih etaž je povezana	0.8
	etaže so zasedene neodvisno	0.5
kategorije D-F in arhivi		1.0

* Kategorije so definirane v EN 1991-1-1:2004

