

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



Jamova cesta 2
1000 Ljubljana, Slovenija
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

DRUGG – Digitalni repozitorij UL FGG
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Gregorc, L., 2016. Analiza sanacije cerkve sv. Florjana v Fojani v Goriških brdih. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Saje, D., somentor Lopatič, J.): 62 str.

<http://drugg.fgg.uni-lj.si/5780/>

Datum arhiviranja: 10-10-2016

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



Jamova cesta 2
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

DRUGG – The Digital Repository
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Gregorc, L., 2016. Analiza sanacije cerkve sv. Florjana v Fojani v Goriških brdih. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Saje, D., co-supervisor Lopatič, J.): 62 pp.

<http://drugg.fgg.uni-lj.si/5780/>

Archiving Date: 10-10-2016

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



Jamova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si

**VISOKOŠOLSKI ŠTUDIJSKI
PROGRAM GRADBENIŠTVO
SMER OPERATIVNO
GRADBENIŠTVO**

Kandidat:

LOVRENC GREGORC

**ANALIZA SANACIJE CERKVE SV. FLORJANA V
FOJANI V GORIŠKIH BRDIH**

Diplomska naloga št.: 574/SOG

**ANALYSIS OF RENOVATION OF ST. FLORIAN'S
CHURCH IN FOJANA, BRDA**

Graduation thesis No.: 574/SOG

Mentor:

doc. dr. Drago Saje

Somentor:

izr. prof. dr. Jože Lopatič

Ljubljana, 13. 09. 2016

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Spodaj podpisani študent **Lovrenc Gregorc**, vpisna številka 26104228, avtor/-ica pisnega zaključnega dela študija z naslovom: **Analiza sanacije cerkve sv. Florjana v Fojani v Goriških brdih**

IZJAVLJAM

1. Obkrožite eno od variant a) ali b)

- a. da je pisno zaključno delo študija rezultat mojega samostojnega dela;
- b. da je pisno zaključno delo študija rezultat lastnega dela več kandidatov in izpolnjuje pogoje, ki jih Statut UL določa za skupna zaključna dela študija ter je v zahtevanem deležu rezultat mojega samostojnega dela;

2. da je tiskana oblika pisnega zaključnega dela študija istovetna elektronski obliki pisnega zaključnega dela študija;

3. da sem pridobil vsa potrebna dovoljenja za uporabo podatkov in avtorskih del v pisnem zaključnem delu študija in jih v pisnem zaključnem delu študija jasno označil/-a;

4. da sem pri pripravi pisnega zaključnega dela študija ravnal/-a v skladu z etičnimi načeli in, kjer je to potrebno, za raziskavo pridobil/-a soglasje etične komisije;

5. soglašam, da se elektronska oblika pisnega zaključnega dela študija uporabi za preverjanje podobnosti vsebine z drugimi deli s programsko opremo za preverjanje podobnosti vsebine, ki je povezana s študijskim informacijskim sistemom članice;

6. da na UL neodplačno, neizključno, prostorsko in časovno neomejeno prenašam pravico shranitve avtorskega dela v elektronski obliki, pravico reproduciranja ter pravico dajanja pisnega zaključnega dela študija na voljo javnosti na svetovnem spletu preko Repozitorija UL;

7. da dovoljujem objavo svojih osebnih podatkov, ki so navedeni v pisnem zaključnem delu študija in tej izjavi, skupaj z objavo pisnega zaključnega dela študija.

V/Na: Ajdovščini

Datum: 24. 8. 2016

Podpis študenta:

1 BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.138.24:726(043.2)
Avtor: Lovrenc Gregorc
Mentor: doc. dr. Drago Saje
Somentor: izr. prof. dr. Jože Lopatič
Naslov: Analiza sanacije cerkve sv. Florjana v Fojani v Goriških brdih
Tip dokumenta: Dipl. nal.-VSŠ
Obseg in oprema: 62 str., 6 pregl., 40 sl.
Ključne besede: sanacija, kamnito zidovje, opečno zidovje, injektiranje, stropne konstrukcije, dimenzioniranje

Izveček

V diplomski nalogi opisujem lastnosti zidanih zgradb in načine sanacij le teh. Osredotočil sem se na stare zidane zgradbe iz kamnja in opeke. Opisal sem nekatere najpogostejše vzroke za propadanje. Pri načinih sanacije sem se osredotočil predvsem na konstrukcijsko utrditev, saj je ta ključna, da starim stavbam zagotovimo zadostno potresno varnost ter jih prilagodimo zahtevam sodobnega življenja. V drugem delu sem opravil analizo sanacije cerkve sv. Florjana v Fojani. Opisal sem začetno stanje objekta pred sanacijo in podrobno opisal potek vseh del, ki so bila izvedena v sklopu sanacije. Ker je bila sanacija izvedena na podlagi izkušenj, sem nekatere dele konstrukcije preveril s statičnim izračunom.

BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.138.24:726(043.2)
Author: Lovrenc Gregorc
Supervisor: Assist. Prof. Drago Saje, Ph. D
Co - advisor: Assoc. Prof. Jože Lopatič, Ph. D.
Title: Analysis of Renovation of St. Florian's Church in Fojana, Brda
Document type: Graduation Thesis – Higher professional studies
Scope and tools: 62 p., 6 tab., 40 fig.
Keywords: renovation, stone walls, brick walls, grouting, ceiling components, dimensioning

Abstract:

The thesis is about describing the characteristics of masonry buildings and the ways of renovating them. I focused on old masonry buildings of stone and brick and I described some of the most frequent causes of deterioration. The ways of renovation are mainly focused on constructional reinforcement due to its importance to provide old buildings enough seismic protection and, at the same time, to adjust them to the needs of modern life.

The second part deals with analysis of renovation of St. Florian's church in Fojana. I described the initial state of the building before the renovation. I gave a detailed description of all works which were carried out in the process of renovation. Due to the fact that the renovation has been done on the basis of my previous experience I verified some parts of the construction with the static calculation.

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju doc. dr. Dragu Sajetu za pomoč pri opravljanju diplomske naloge. Prav tako se zahvaljujem somentorju izr. prof. dr. Jožetu Lopatiču za pomoč pri vsebinskem oblikovanju diplomskega dela.

KAZALO VSEBINE

IZJAVE	II
1 BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	IV
ZAHVALA	V
2 UVOD	11
2.1 Splošno o področju diplomskega dela	11
2.2 Namen in cilji diplomskega dela	11
2.3 Struktura diplomskega dela	11
3 RAZLOGI ZA SANACIJO	13
3.1 Splošno o vzrokih za sanacijo	13
4 MATERIALI V ZIDANIH STAVBAH	14
4.1 Kamen	14
4.2 Opeka	14
4.3 Beton	14
4.4 Železo in jeklo	14
4.5 Les	15
5 NAČINI SANACIJ ZIDANIH ZGRADB	16
5.1 Uvod	16
5.2 Delovanje zidanih zgradb med potresi	16
5.3 Analiza stanja pred sanacijo	17
5.4 Sklopi sanacije	18
6 KONSTRUKCIJSKA UTRDITEV	19
6.1 Splošno	19
6.2 Opis ukrepov	19
6.2.1 Temeljenje	19
6.2.2 Zidovi	20
6.2.3 Stropne konstrukcije	22
6.2.3.1 Lesene stropne konstrukcije	22
6.2.3.2 Oboki	23
6.2.4 Strešne konstrukcije	24
6.2.5 Povezava zgradbe	25
7 PREDSTAVITEV PRIMERA: CERKEV SVETEGA FLORJANA V FOJANI	28
7.1 Stanje pred sanacijo	28
7.1.1 Opis objekta	28
7.1.2 Temelji in temeljna tla	35
7.1.3 Nosilni zidovi	35
7.1.4 Ostrešje in stropne konstrukcije	35

7.2	Sanacija	37
7.2.1	Sanacija temeljev	37
7.2.2	Sanacija zidov	38
7.2.3	Sanacija ostrešja	38
7.3	Statična kontrola.....	39
7.3.1	Obtežba z vetrom	39
7.3.2	Obtežba s snegom	41
7.3.2.1	Lesen nosilec.....	42
7.3.2.1.1	Obtežba s snegom	42
7.3.2.1.2	Obtežba z vetrom	42
7.3.2.2	Armiranobetonski okvir	42
7.3.3	Statični izračun lesenega strešnega nosilca.....	42
7.3.3.1	Dimenzioniranje lesenega vešala.....	45
7.3.3.2	Zgornji pas 20/24	45
7.3.3.2.1	Spodnji pas 20/26.....	46
7.3.3.3	Dimenzioniranje spoja zgornjega in spodnjega pasu.....	47
7.3.4	Statični izračun glavnega AB okvirja	49
7.3.4.1	Dimenzioniranje glavnega AB okvirja	51
7.3.4.1.1	Zgornji pas 20/40.....	51
7.3.4.1.2	Spodnji pas 25/30.....	52
7.3.5	Zidna vez.....	52
7.3.6	Temelj	53
7.3.6.1	Nosilnost temelja – glede na vertikalno obtežbo in horizontalno obtežbo vetra.....	53
7.3.6.2	Potresna obtežba	55
7.3.6.2.1	Kontrola potresa-za krajšo stranico.....	57
7.3.6.2.2	Kontrola potresa - za daljšo starnico	58
8	ZAKLJUČEK.....	61
9	VIRI.....	62

KAZALO SLIK

Slika 1: Sanacijski ukrepi	18
Slika 2: Način ojačitve temelja (Tomaževič, 2009a).....	20
Slika 3: Prezidava zidu (Tomaževič, 2009a).....	21
Slika 4: Sanacija zidu s prefugiranjem reg (Tomaževič, 2009a).....	21
Slika 5: Sanacija z oblaganjem zidu z betonom in armaturno mrežo (Tomaževič, 2009a).....	22
Slika 6: Načini utrditve stropov (Tomaževič, 2009a).....	23
Slika 7: Primer strešne konstrukcije	24
Slika 8: Razpadli poveznik	24
Slika 9: Razpadli poveznik	25
Slika 10: Prikaz možnega načina sanacije	25
Slika 11: Ojačitev stavbe s horizontalnimi jeklenimi vezmi (tloris)	26
Slika 12: Ojačitev stavbe s horizontalnimi jeklenimi vezmi (prerez).....	26
Slika 13: Primer zaplate ovite v rabbit mrežico (Popović,2009).....	26
Slika 14: Utrditev hiše z zidno vezjo in primer sidranja strešne konstrukcije.....	27
Slika 15: Cerkev sv. Florjana v Fojani	28
Slika 16: Zahodna fasada.....	28
Slika 17: Severna fasada.....	29
Slika 18: Zahodna fasada.....	29
Slika 19: Zahodna fasada.....	30
Slika 20: Severna fasada.....	30
Slika 21: Tloris temeljev	31
Slika 22: Tloris pritličja.....	32
Slika 23: Vzdolžni prerez	33
Slika 24: Prečni prerez.....	34
Slika 25: Tloris ostrešja	36
Slika 26: Detajl utrditve temelja cerkve	37
Slika 27: Detajl utrditve temelja zvonika	38
Slika 28: Na zidovih ni sledov vlage	38
Slika 29: Utrditev kapne lege in armiranje	39

Slika 30: Razdelitev zgornje ploskve strehe na področja (Beg in Pogačnik, 2009).....	40
Slika 31: Referenčne višine z_e v odvisnosti od h, b in profilov tlaka vetra(SIST 1991-1-4-2005)	41
Slika 32: Stalna obtežba z lastno težo	43
Slika 33: Obtežba s snegom	43
Slika 34: Obtežba s snegom	44
Slika 35: Obtežba z vetrom	44
Slika 36: Detajl priklopa poveznika in špirovca	48
Slika 37: Stalna obtežba	49
Slika 38: Obtežba s snego enakomerno na obe strešini.....	49
Slika 39: Obtežba s snegom	50
Slika 40: Obtežba z vetrom	50

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Notranje statične količine	44
Preglednica 2: Notranje statične količine za poveznik	44
Preglednica 3: Zgornja nosilca. Notranje statične količine.	50
Preglednica 4: Spodnji nosilec. Notranje statične količine.	51
Preglednica 5: Višina in armatura vodoravnih zidnih vezi v odvisnosti od velikosti stavbe in seizmičnosti območja (po Pravilniku, 1964 cit. po Tomaževič, 2009a, jeklo $f_y = 240$ Mpa)	53
Preglednica 6: Priporočena količina armature vodoravnih vezi (po Construction, 1984 cit. po Tomaževič, 2009a, jeklo $f_y = 240$ Mpa)	53

2 UVOD

2.1 Splošno o področju diplomskega dela

V Sloveniji je večina stavb zidanih iz kamena, opeke ali kombinirano iz opeke in kamena. Od tega večji del predstavljajo stavbe v starih mestnih jedrih in cerkve, katerih nastanek sega sto in več let nazaj. Te stavbe so del naše kulturne dediščine, sanacije pa so pri takih stavbah omejene. Kadar govorimo o starih stavbah, imamo v mislih predvsem slabo dostopnost do materialov v času gradnje in nepreverjeno kakovost materialov, kar predstavlja enega temeljnih problemov pri ohranjanju objektov skozi stoletja in tisočletja.

Z vidika gradbene stroke se je v tistih časih gradilo predvsem na podlagi dobre prakse izkušenih mojstrov in tradicije dobre obrti. Dela so potekala dalj časa, ker je zaradi pomanjkanja orodja gradnja potekala počasneje. Stari objekti so bili grajeni tudi brez protipotresnih vezi, saj so bili standardi in normativi o protipotresni gradnji objektov uvedeni veliko pozneje. Zaradi naštetega so ti objekti veliko bolj izpostavljeni propadanju in bolj ranljivi, kadar so izpostavljeni vplivu okolja, predvsem vplivu potresnega delovanja.

Danes kvalitetna-in-racionalna sanacija takih stavb predstavlja svojevrsten izziv. Vsekakor je potreben interdisciplinaren pristop k sanaciji takšnih objektov. Na eni strani je namreč potrebno ohranjati kulturno dediščino, na drugi strani pa s sanacijo in ob nespremenjenem arhitekturnem izgledu objekta zagotoviti boljšo protipotresno zaščito, boljšo funkcionalnost ter ugodnejše bivanje kadar gre za stanovanjski objekt (Saje in Saje, 1996).

2.2 Namen in cilji diplomskega dela

V diplomskem delu obravnavam sanacijo cerkve sv. Florijana v Fojani, v Goriških Brdih.

Iz registra nepremičnin kulturne dediščine je razvidno, da je prva cerkev na tem mestu omenjena v 15. stoletju. Sredi 18. stoletja je bila cerkev prizidana in razširjena. Leta 1976 je cerkev poškodoval potres, ki je prizadel Severno Primorsko. Od takrat je bila prepuščena propadanju, vse do leta 2006, ko je bila izvedena temeljita sanacija, katere potek opisujem v diplomskem delu.

Cerkev je grajena na vrhu vzpetine. Ostreže ladje je dvokapnica, podprta s trikotnimi vešali, prezbiterij pa je pokrit v paviljon. Stanje objekta ob pričetku sanacije lahko opišem kot zelo slabo. Stene cerkvene ladje so bile popokane, mestoma do višine kapne lege. Temelji cerkve so bili zidani klasično, vendar prešibki, brez razširitve. Zaradi velike prisotnosti vlage je prišlo do odpadanja ometa na obeh straneh stene. Težave je povzročalo tudi neurejeno odvodnjavanje.

V načrtu vsakega dobrega sanacijskega postopka je analiza obstoječega stanja, ki je v primeru dobre sanacijske prakse podprta s statičnim izračunom. Zaradi omejenih finančnih sredstev se je sanacija izvedla na podlagi natančnega pregleda stanja, vendar brez predhodnih eksperimentalnih preiskav. Sanacija pa je potekala na podlagi izkušenj, pridobljenih s sanacijo podobnih objektov.

2.3 Struktura diplomskega dela

Diplomsko delo je razdeljeno na dva dela. Prvi del je teoretičen. Opisani so vzroki za razpadanje nekaterih materialov. V njem so opisane lastnosti zidanih zgradb in splošna problematika tovrstnih zgradb. Opisane so tudi zahteve za kakovostno izvedbo sanacije. Drugi del naloge je praktičen. Namenjen je celovitemu opisu sanacije cerkve sv. Florijana, kjer so prikazani in izrisani tudi določeni zanimivi detajli cerkve. Pomembni deli konstrukcije so računsko preverjeni. Na tem mestu v nalogi primerjam tudi računsko preverjene konstrukcije s saniranimi deli stavbe, ki so bili izvedeni le na podlagi izkušenj.

Sprašujem se ali so predvidena dela zgolj na podlagi izkušenj pri sanacijah cerkev res dovolj dobra v primerjavi s statičnimi izračuni, seveda v rokah izkušenih delavcev. Zato v diplomski nalogi

primerjam teoretično računski del sanacije in praktično izvedbo sanacije cerkve le na podlagi izkušenj. Dejstvo je, da po desetih letih, odkar je potekala sanacija cerkve sv. Florjana, na stavbi ni videti znakov propadanja, o čemer priča tudi fotodokumentacija, ki je priložena diplomskemu delu, ter grafični prikaz samega objekta.

3 RAZLOGI ZA SANACIJO

V nadaljevanju bom predstavil nekaj razlogov za sanacijo ter materiale s katerimi se najpogosteje srečujemo.

3.1 Splošno o vzrokih za sanacijo

Za sanacijo ali rekonstrukcijo zidane stavbe se odločamo na podlagi več dejavnikov, pri čemer so samo nekateri gradbene narave, velikokrat pa se dejavniki, ki vplivajo na sanacijo, med seboj tudi prepletajo, to so:

- dotrajan material iz katerega je stavba zgrajena,
- želimo izboljšati zmogljivost obstoječe konstrukcije,
- sprememba namembnosti,
- izboljšanje požarne varnosti,
- ohranjanje kulturne dediščine,
- okoljevarstvene zahteve,
- energetske sanacije.

Sanacija stavb se, ne glede na vzrok sanacije, izvede v skladu z veljavnimi zakoni, predpisi in standardi, ki določajo karakteristike, katerim mora zadostiti sanirana stavba. Sanacija mora potekati skladno s kriteriji, ki so enaki kot pri novogradnjah. V primeru da gre za kulturnozgodovinski objekt, pa so zahteve na področju gradbene fizike nekoliko nižje.

Zahteve modernih standardov smo praviloma dolžni upoštevati ob večjih posegih v stavbo, metem ko pri izboljšanju obstoječega stanja starejših stavb to ni predpisano.

4 MATERIALI V ZIDANIH STAVBAH

Osnova za pripravo primerne nabora sanacijskih ali rekonstrukcijskih ukrepov je poznavanje materialov, iz katerih je stavba zgrajena. Poznati moramo tudi vzroke zakaj prihaja do razpadanja posameznih materialov ter načine in možnosti zaščite le teh. Večina starih zidanih stavb je zgrajena iz kamena, opeke ali obojega skupaj. Vogali stavb so vezani s pravilno zidavo ali ojačani z jeklenimi vezmi. Gradbeni material je povezan z malto. Les služi za podeste in plošče.

V nadaljevanju bom opisal nekaj osnovnih razlogov za propadanje posameznih gradbenih materialov.

4.1 Kamen

Kamen je relativno lahko dostopen material zato je eno prvih gradiv, kojih je človek začel uporabljati. Sodi med tradicionalne gradbene materiale. Kamen sodi v kategorijo najbolj trajnih in odpornih gradiv. Najpogostejši razlog za razpad kamena je voda, ki prodira skozi razpoke in pore in v kombinaciji z nizkimi temperaturami povzroča raznašanje kamena. V zadnjem času je kamen zelo izpostavljen tudi vremenskim pojavom, še posebno tako imenovanemu kislemu dežju, ki prinaša razne kisline in druge snovi, ki topijo kamen. V tem smislu so zelo izpostavljene fasade in ploščadi. V veliko manjši meri kamen razpada zaradi mehanskih vplivov kot so udarci in obrus. Poleg naštetih vzrokov lahko zidane konstrukcije razpadajo tudi zaradi: razpadle vezne malte, preobremenjenosti konstrukcije, ali zaradi delovanja objekta oziroma delovanja drugih elementov na kamen ter nenazadnje zaradi nepravilne zidave.

4.2 Opeka

Tudi opeka sodi med zelo trajno in odporno gradivo, vendar ob predpogoju, da gre za kakovostno glino, ki je bila primerno sušena in žgana. Glina nastane kot produkt razpadanja silikatnih kamnin. Glino oblikujemo v tekočem stanju. Nato se suši in žge na primerni temperaturi, s čimer dobimo opeko. Opeka ima sorazmerno visoko tlačno trdnost. Opeka spada med zelo trajna gradiva ob pogoju, da je bila uporabljena kvalitetna glina in na primeren način žganja.

Tudi pri opeki posredno največ težav povzroča voda, ki prodira s kapilarnim vlekem v samo opeko. Predvsem so škodljivi kristalizacijski pritiski vodotopnih soli, ki jih transportira voda, pri čemer so mehanski vplivi, kot so udarci in obrus, zanemarljivi. Razpadanje opečnih zidov lahko povzročijo tudi drugi vplivi konstrukcijskih elementov, kot je na primer nepravilna vezava. Poškodbe lahko nastanejo tudi zaradi vplivov iz okolice in diferenčnega posedanja.

4.3 Beton

Beton spada med najbolj uporabljena gradiva. Beton je kompozit, ki sestoji iz cementa, agregata, armature, vode in raznoraznih dodatkov. Gradnja z betonom je dokaj enostavna, hitra ter finančno ugodna.

Propadanje betona izvira iz podnebnih in drugih vplivov okolja ter delovanja konstrukcije. Vzroki so mehanski, fizikalni, kemični, elektrokemični ter biološki. Razpad betona zaradi kemičnih in fizikalnih vplivov je v prvi vrsti posledica prodora agresivnih snovi v porozno strukturo betona, s fizikalnimi procesi kot so vpijanje, difuzija in tečenje pod pritiskom. Ti procesi potekajo s pomočjo vode, zato je prisotnost vlage za korozijo betona ključnega pomena.

4.4 Železo in jeklo

Železove kovine so najbolj občutljive na oksidacijo; kisik iz okolja se veže z železom v železov oksid – rjo. Proces se imenuje korozija. Korozijo poleg kisika pospešuje voda.

4.5 Les

Na čistem in suhem zraku ali v vodi je les praktično neomejeno trajen material. Obstočnost lesa se manjša, kadar je izpostavljen izmeničnemu močenju in izsuševanju. Pomembno je, da je les predhodno zaščiten z antimikotiki ter insekticidi, saj prav glive in insekti predstavljajo velik problem. Insekti napadejo živa debla ter neobdelan, obdelan les in vgrajen les, saj ga uporabijo za domovanje in hrano. S tvorjenjem rogov v lesu zmanjšajo kontinuiteto lesnih vlaken in tako omogočajo vstop zunanjih vplivov v les ter uničujejo njegovo površino. S pomočjo gliv pa les gnije ter tako postopno propada.

5 NAČINI SANACIJ ZIDANIH ZGRADB

5.1 Uvod

S sanacijo želimo zidani stavbi povrniti prvotno nosilnost. S tehničnimi ukrepi želimo doseči izboljšanje konstrukcije, ne samo med potresno obremenitvijo, temveč tudi med vsakodnevno uporabo. Ti ukrepi so lahko večji ali manjši. S tehničnimi rešitvami in uporabo sodobnih postopkov in materialov lahko konstrukcijo ojačamo ali v določenih primerih posamezne dele nosilne konstrukcije tudi zamenjamo. Zelo moramo biti pozorni, da s tem ne poslabšamo razporeditve notranjih napetosti (nastanek torzijskih napetosti zaradi koncentracije nosilnosti ali togosti v prerezu ali tlorisu). Zaradi takšnih posegov lahko prihaja do razbremenitve posameznih delov zgradbe oziroma do dodatne obremenitve drugih delov zgradbe. Priporočljivo je, da se konstrukcija preveri računsko, saj se na ta način minimalizirajo napake. Težava starih zidanih stavbah ni samo v tem, da so bile zidane v času, ko še niso bili uvedeni zakoni in standardi o protipotresni gradnji, ampak tudi obtežbe, ki so jim izpostavljene vsakodnevno (Grabovec, 2011).

Življenjski standard in navade se nenehno spreminjajo. Posledično se spreminjajo tudi zahteve po drugačnem bivalnem ali službenem okolju. Prenekatera stavba danes ne izpolnjuje več zahtev in potreb sodobnega bivalnega prostora.

Same sanacije in rekonstrukcije se izvajajo predvsem na dva načina. Pri prvem načinu ohranjamo obstoječe konstrukcijske elemente, jih ojačamo in saniramo z dvigom nivoja konstrukcije, bivanja in ugodnosti objekta. Takšne sanacije pridejo v poštev predvsem pri spomeniško zaščiteneh objektih in starih mestnih jedrih, kjer veljajo zahteve za ohranjanje kulturne dediščine. Drugi način predstavljajo sanacije, s katerimi ohranimo samo lupino objekta in jo utrdimo. Znotraj tega zgradimo nov objekt po sodobnih zakonih in standardih.

Veliko sanacij, predvsem manjših objektov, se je že v preteklosti in se še danes opravlja brez ustreznih projektov. Izvajajo se sanacije na podlagi subjektivne ocene, brez potrebne analize konstrukcije in vgrajenih materialov. Velikokrat se zaradi funkcionalnosti in ugodnosti bivanja izvedejo neprimernimi posegi kot so rušitve nosilnih zidov ali preboji velikih formatov za okna in vrata. S takšnimi nepremišljenimi posegi slabimo osnovno konstrukcijo, ter zmanjšujemo nosilnost objekta.

Pri objektih, ki so bili grajeni po pravilu potresno varnih, je poseben poudarek namenjen izvedbi ukrepov za izboljšanje potresne varnosti. Za tako sanacijo je potrebno poznavanje mehanizmov obnašanja objektov med potresom.

5.2 Delovanje zidanih zgradb med potresi

Pri potresu se v zgradbah pojavijo vztrajnostne sile sorazmerne masam konstrukcij in v njej nastalim pospeškom. Kot posledica prostorskega načina gibanja, se pojavljajo navpične in vodoravne vztrajnostne sile, kar s časom povzroči prostorsko nihanje stavbe. Konstrukcije so praviloma obremenjene z navpično obtežbo, kot posledica statične obremenitve. Ob potresu pa morajo prevzeti še horizontalno obtežbo potresa. Potresna obtežba se rezultira v upogibnih, osnih in strižnih silah, ki povzročajo preobremenitve v konstrukciji. Posledica so poškodbe na stavbi, v najslabšem primeru pa njena porušitev.

Samo obnašanje objekta med potresom je odvisna od več faktorjev. V prvi vrsti je to konstrukcijska zasnova objekta in uporabljen material za gradnjo. Vpliv ima tudi sama kvaliteta gradnje in teren na katerem stoji objekt. Med najbolj ranljive objekte sodijo starejše stavbe, večinoma zgrajene iz kamena nepreverjene kvalitete. Gradniki so med seboj povezani z maltami slabše kakovosti.

Pri projektiranju je veliko pozornost potreba nameniti sami zasnovi objekta. To najlažje dosežemo s pravilno in enostavno zasnovo objekta. Pri taki gradnji konstrukcija lažje prevzema potresno obremenitev v vzdolžni in prečni smeri. Bolj kot je razporeditev nosilnih zidov, stebrov nesimetrična, večji je odmik masnega težišča od težišča togosti. Posledice so neugoden vpliv na konstrukcijo, v

smislu preobremenitve konstrukcije in torzijskih nihanj. Za zelo neugodne stavbe, so se izkazale tiste, katerih togost se po višini ekstremno spreminja, in stavbe z mehkim pritličjem. Pri slednjih je bil namenoma podaljšan nihajni čas, ki je bil odmaknjen iz resonančnega območja odziva. Na ta način se je zmanjšalo dinamično ojačanje in tudi sile. Takšno projektiranje je povzročilo negativne učinke delovanja stavb na detajle konstrukcijskih elementov, kar pa je bilo ugotovljeno pri poznejših raziskavah.

Neustrezno delovanje novih objektov je predvsem posledica nepravilnosti v porazdelitvi konstrukcijskih elementov v tlorisu. Težave nastanejo tudi zaradi velikih odprtih in zaradi opuščanja nekaterih bistvenih ukrepov za zagotavljanje ustreznega obnašanja med potresom.

Pomemben dejavnik obnašanju objekta pri potresu predstavljajo temeljna tla. Obstaja več možnih mehanizmov porušitve temeljnih tal. Najpogostejši so:

- zdrs pobočja, ki povzroči posedke ali pomike temeljev; posledica je porušitev ali nagib objekta,
- porušitev slabo nosilnih tal, ki povzroči diferenčne posedke, nagibe in prevrnitve stavb,
- likvefakcija rahlih, z vodo prepojenih peskov, kar povzroči posedke temeljev, pogrezanje stavb in izgubo celotne nosilnosti temeljnih tal.

5.3 Analiza stanja pred sanacijo

Če želimo sanacijo ali rekonstrukcijo opraviti strokovno, moramo v začetku pridobiti čim več podatkov in informacij o samem objektu. Pri tem ne smemo zanemariti podatkov o kvaliteti temeljnih tal, če se pojavljajo posedki na objektu. Pri novejših stavbah je taka analiza lažja. V večini primerov še vedno obstajajo prvotni načrti arhitekture samega objekta. Vemo, da so stavbe zidane iz opeke in betona, obnašanje obeh materialov poznamo, zato analiza stanja pred sanacijo in priprava ukrepov zanj ne predstavljata večjih težav. Več neznank se pojavi pri starih stavbah, ki so grajene iz kamena in opeke ali obojega skupaj, saj so zidovi neelastični, kamen in opeka pa nehomogena in neizotropna konstrukcijska materiala. V večini primerov so zidovi zidani dvostransko, vmes pa je malta ali drobna slabše kakovosti. Zelo pozorni moramo biti na razporeditve konstrukcijskih sten, medsebojno povezanost elementov in delovanje nekonstrukcijskih elementov na nosilno konstrukcijo.

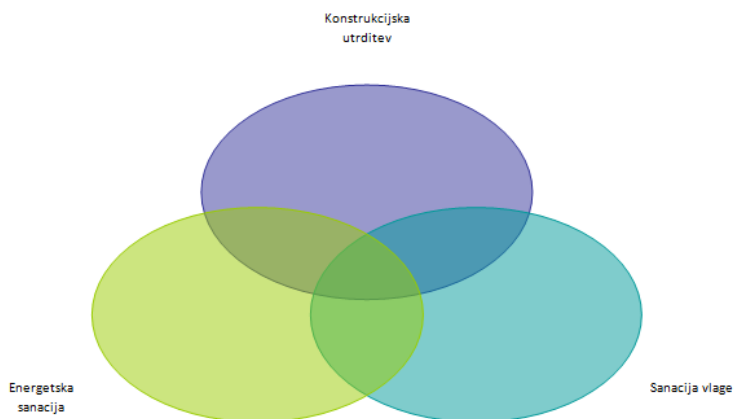
Kvaliteto zidov določamo na več načinov. Pri neometanih zidovih je sama zidava in struktura zidu jasno vidna; že s pogledom lahko ugotovimo ali je zidovje kompaktno in kvalitetno. Klasičen način je, ko zid odpremo z navadnim ali udarnim kladivom in nato ugotavljamo sestavo stene. Poznamo tudi metode brez rušenja, s katerimi ugotavljamo strukturo, homogenost sestave, vsebnost škodljivih snovi in vlažnost zidov. Radarska tomografija, mikro seizmična tomografija in metoda odmeva na udarec so metode s katerimi ugotavljamo strukturo in homogenost zidovja. Vendar nam našete preiskave ne povejo skoraj nič o mehanskih lastnostih zidovja. Pri ugotavljanju teh lastnosti uporabimo in-situ metodo s strižnim preizkusom ali s tlačnim preizkusom.

S strižnim preizkusom določamo natezno trdnost zidu, njegovo togost, strižni modul in duktilnost. Na objektu določimo ustrezno lokacijo, kjer bomo opravili strižni preizkus, saj mora velik del stavbe prenesti reakcijo hidravličnega bata, s katerim vodoravno obremenjujemo zidni izsek. Na izbrani lokaciji naredimo dva izseka, v enega vstavimo hidravlični bat, drugi pa nam služi kot prostor v katerega se strižno poruši zidni izsek. Vodoravno obtežbo vnašamo na sredini višine zidu. Obtežbo lahko vnašamo kot monotono naraščajočo ali s cikličnim obremenjevanjem. Nato zid opremimo z merilniki pomikov in dilatometri v obeh diagonalnih smereh ter z drugo potrebno opremo za zajem podatkov.

Z in-situ tlačnim preizkusom določamo tlačno trdnost in modul elastičnosti zidu. Postopki priprave preizkušanca, obremenjevanja in zajem podatkov so podobni kot pri strižnem preizkusu, le da tu preizkušanca obremenjujemo z navpično obtežbo.

5.4 Sklopi sanacije

Sanacijske ukrepe bi lahko razdelil v tri skupine (Slika 1). Konstrukcijska utrditev, sanacija vlage in energetska sanacija. V nadaljevanju se bom predvsem osredotočil na konstrukcijsko sanacijo.



Slika 1: Sanacijski ukrepi

6 KONSTRUKCIJSKA UTRDITEV

6.1 Splošno

Ob sanaciji zidane stavbe želimo zagotoviti ustrezno nosilnost in stabilnost ter primerno potresno odpornost. Vse ukrepe želimo izvesti v skladu z modernimi smernicami in najnovejšimi dognanji stroke.

Posegi so lahko različni. Lahko se izvajajo ukrepi za izboljšanje mehanske lastnosti konstrukcije in njeno obnašanje. Z drugimi ukrepi lahko nekatere nosilne dele konstrukcije zamenjamo z novimi ali pa nove le dodamo. S tretjimi pa povežemo konstrukcijske elemente. Izboljšani obstoječi elementi in novi nosilni elementi bistveno izboljšajo mehanske lastnosti. Pozorni moramo biti pri povezovanju elementov, saj nova povezanost bistveno spremeni zasnovu, v največji meri pa povečuje odpornost na dinamične vodoravne obremenitve.

Z večino teh ukrepov posegamo v obstoječo nosilno konstrukcijo. Pri posegih moramo biti zelo pozorni na izvedbo detajlov sidranja novega in starega dela. Z napakami pri sidranju lahko bistveno zmanjšamo uspešnost ukrepov za sanacijo.

Skladno s SIST EN 1998-3:2005, ki obravnava tehnične vidike utrditve in sanacije glede mehanske odpornosti in stabilnosti, moramo v primeru rekonstrukcije stavbe izvesti naslednje ukrepe:

- odpraviti vse ugotovljene lokalne grobe napake in po potrebi povečati nosilnost z utrditvijo obstoječih in vpeljavo novih nosilnih elementov,
- v primeru izrazite neregularnosti stavbe je potrebno kolikor je možno povečati njeno regularnost, tako v tlorisu kot po višini; to dosežemo z modifikacijo nosilnosti oziroma togosti zadostnega števila obstoječih delov konstrukcije ali z vgradnjo novih nosilnih elementov,
- povečati lokalno duktilnost na mestih, kjer je to potrebno, paziti, da povečanje nosilnosti zaradi utrditvenih ukrepov ne zmanjša razpoložljive globalne duktilnosti stavbe,
- izboljšati morebitno slabo povezavo med zidovi in stropnimi konstrukcijami in odstraniti elemente, ki povzročajo pritiske na zidove izven njihove ravnine,
- po možnosti zmanjšati maso objekta, še posebej v višjih etažah,
- po potrebi omejiti uporabo oziroma vpliv (obtežbo) ali spremeniti namembnost objekta in
- morebiti vpeljati disipacijske elemente in potresno izolacijo temeljev.

6.2 Opis ukrepov

V nadaljevanju bom opisal nekatere ukrepe za sanacijo posameznih delov konstrukcije.

6.2.1 Temeljenje

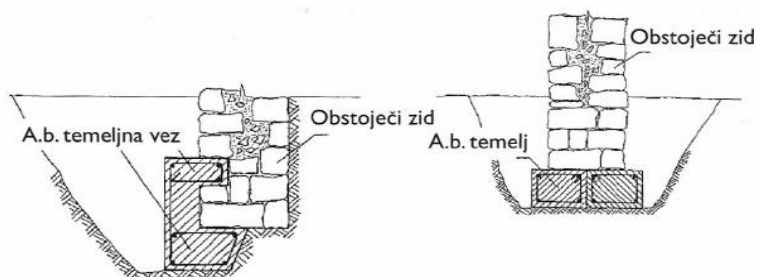
Pri starih zidanih zgradbah temelji predstavljajo podaljšek zida v zemlji. Temelji so zidani in malokdaj rahlo razširjeni. V večini primerov je širina zidu enaka širini temelja (Saje in Saje, 1998). Pri nekaterih novejših zgradbah se pojavljajo betonski pasovni temelji, ki pa niso zadostno armirani. Danes so armirano betonski temelji pasovni ali pa v obliki temeljne plošče.

Največ sanacij temeljev se izvede zaradi posedanja temeljnih tal, izpiranja terena zaradi neurejenega odvodnjavanja ali talne vode.

Stare zidane temelje se največkrat sanira z sistematičnim injektiranjem, s čimer zapolnimo praznine v temeljnem zidu. Uporabljajo se cementne injekcijske mase z hidrofobičnim dodatkom za omejevanje kapilarne vleka vode (Uranjek in sod., 2010). Kadar so med temeljem in zemljo presežene mejne kontaktne napetosti, injektiranje ne predstavlja zadostnega ukrepa. Odkopati je potrebno temelj, v večini primerov ga tudi spodkopljemo. Temelj temeljito operemo, s čimer močno izboljšamo sprijemnost kamenja in betona. V tako pripravljeno jamo položimo armaturo pod temelj in ob zid. Pozorni moramo biti na zadostno sidranje.

Temelj nato podbetoniramo in obetoniramo (Slika 2). Izvesti moramo še linijsko injektiranje na stiku med novim in starim delo. Dela izvajamo po kampadah s podaljševanjem armature. Kampade so dolžine do dva metra. Glede na dejstvo, da je izkop precej širok, je smiselno izvesti še hidroizolacijo temelja in samo drenažo.

V primeru, da je objekt na mehkih peščenih in gramoznih tleh, lahko injiciramo tudi temeljna tla. V posebnih primerih so potrebni posegi v obliki AB temeljne konstrukcije na pilotih, ki se izvajajo pod obstoječo konstrukcijo.



Slika 2: Način ojačitve temelja (Tomaževič, 2009a)

V zadnjih nekaj letih se zelo veliko uporablja tudi metoda z vbrizgovanjem smole. Vodilno podjetje na tem področju je Uretek. Z vbrizgovanjem smole dosežemo konsolidacijo temeljnih tal. Postopek je posebej primeren tudi za glinena in ilnata temeljna tla, saj je utrditev s smolo zelo lahka.

Ob temelju se zavrtajo luknje premera 20 mm, globine 2 do 4 m pod nivo temelja oziroma do globine trdnih temeljnih tla. Preko teh lukenj se vbrizga smola. Sam pritisk vbrizgovanja ni pomemben za uspešnost del. Stopnja dosežene trdnosti terena je odvisna od ekspanzijske sile smole in ne pritiska pod katerim je vbrizgana. V trenutku vbrizgovanja mešanica razvije eksotermično kemično reakcijo, ki povzroči spremembo stanja iz tekočega v trdnega, s posledičnim povečanjem prostornine, sorazmernim z razvojem ekspanzijske sile.

Mešanica Uretek se po vbrizgu v teren obnaša različno, glede na lastnosti sredstva, s katerim se sreča.

Če je teren zrnat, mešanica zapolni vrzeli in kot hidravlično vezivo ustvari monoliten konglomerat z odličnimi mehanskimi lastnostmi.

Če je teren koheziven, mešanica ne zapolni vrzeli, temveč oblikuje gosto mrežo lamel, podobnih koreninskemu sistemu rastlin, in tako ustvari stisnjeno in ojačano maso iz teh lamel.

Maksimalna ekspanzijska sila mešanice Uretek v endometričnih pogojih je 10.000 kPa.

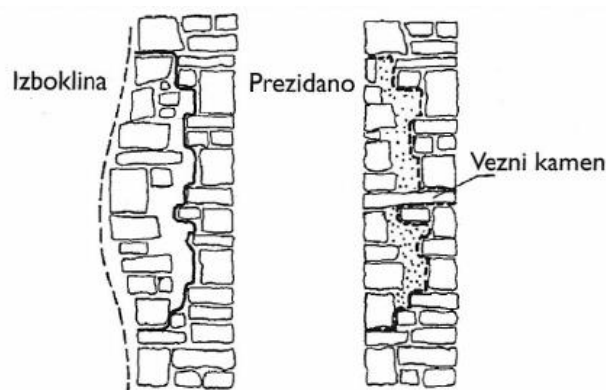
Vbrizgavanje je kontrolirano in lasersko nadzorovano. S takim postopkom je poseben vogal objekta mogoče vrniti v prvoten položaj. Sami posegi ob objektu so minimalni, zvrtajo se le vrtine za vbrizgovanje smole. Brez razbijanja in rušenja je možno injektirati tudi pod notranjimi zidovi. Dela so zaključena v nekaj dneh.

6.2.2 Zidovi

Nosilni zidovi so večinoma sestavljeni iz polnih ali votlih opečnih zidakov, votlih betonskih blokov ali kamenja. Zidni elementi pravilnih oblik tvorijo zidarske zveze. Med gradniki je malta. V starih zidovih je apnena malta vprašljive kvalitete in velikokrat tudi neprimerne granulacije. Kamniti zidovi so večinoma zidani dvostransko iz kamenja več ali manj pravilnih oblik, ki ga povezuje malta. Vmesni prostor pa je napolnjen z kamnitim drobirjem in slabo malto.

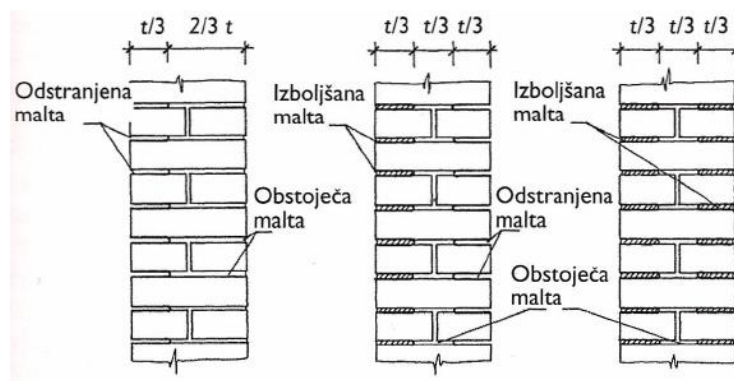
Utrjevanje kamnitih zidov se izvaja s sistematičnim injektiranjem. Na tak način zapolnimo praznine med gradniki in drobirjem, ki je v sredini zidov. Zid, ki ga želimo injektirati, omečemo z redko cementno malto in tako preprečimo pretirano iztekanje injekcijske mase. Nato v zid zavrtamo luknje, v katere s hitrovezočim cementom utrdimo injektirne cevke. Luknje so navrtane po horizontali in vertikali v razdalji približno pol metra med eno in drugo. Tako pripravljen zid je priporočljivo namočiti z vodo in tako zagotoviti boljši učinek injektiranja. Postopek izvajamo od tal navzgor. Pri tleh je v injektirno maso priporočljivo dodati hidrofobične dodatke, s čimer omejujemo hidrostatski vlek.

Sanacija kamnitih zidov je mogoča tudi s prezidovanjem, s čimer povežemo obe strani zida (Slika 3). Izbočeni del zidu porušimo. Praznino pozidamo z materialom pridobljenim iz rušitve. Večje kamenje uporabimo za povezavo obeh strani zidov. Uporabimo bolj kvalitetno malto.



Slika 3: Prezidava zidu (Tomažević, 2009a)

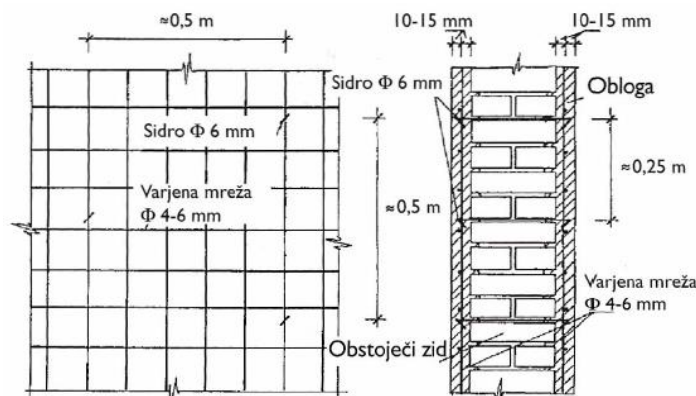
Pri sanaciji opečnih zidov moramo najprej opraviti prefugiranje, kjer se slaba malta odstrani in se nadomesti z novo. Injektiranje prihaja v poštev le pri polni opeki. Pri votli opeki je zaradi odtekanja mase tak poseg nesmiseln. Izvaja se prefugiranje, pri čemer se prefugira najprej ena in potem druga stran (Slika 4). Prefugiranje se izvaja približno do ene tretjine globine zidu. Postopek je zamuden in posledično drag.



Slika 4: Sanacija zidu s prefugiranjem reg (Tomažević, 2009a)

Opečnate zidove lahko saniramo tudi z armaturnimi mrežami in betonom (Slika 5). Na tak način povečamo predvsem protipotresno odpornost sten. Postopek se izvaja enostransko, le izjemoma obojestransko. Z zidu se odstrani omet. Na zid se s sidri fiksira armaturna mreža, ki se jo omeče z minimalno 5 cm betona. Najpomembnejše je sidranje mrež ob robovih konstrukcije in povezovanje mrež na obeh straneh zidu. Takšen način sanacije ni najprimernejši za kamnite zidove, saj so mehanske razlike takšnega kompozita preveč različne. Je pa ta način sanacije popularen in cenovno ugoden. Študije so pokazale, da se spremeni mehanizem porušitve; ta ni več klasično strižni, s

poševnimi razpokami, saj se strižna odpornost konstrukcije poveča do te mere, da postane kritična upogibna nosilnost zidu na mestu največjega upogibnega momenta.



Slika 5: Sanacija z oblaganjem zidu z betonom in armaturno mrežo (Tomažević, 2009a)

Zadnje leta se v gradbeništvu uvajajo inovativne metode in materiali. Ena od novosti je utrjevanje zidanih konstrukcij z lepljenjem karbonskih lamel in tkanin na zid z epoksidnimi lepili. Ti materiali so lahki, hkrati pa nudijo visoko odpornost. Poleg tega imajo visoko natezno trdnost v smeri vlaken, niso pa nosilni v smeri pravokotno na vlakna. Zaradi tega jih moramo prilepiti v smereh pričakovanih natezних napetosti. Ključnega pomena pri taki sanaciji je natančno sidranje na konceh. Sidrati jih moramo na način, da kljub morebitnemu delnemu odlepljanju, ne izgubijo funkcionalnosti. Raziskave so namreč pokazale, da je ključnega pomena sidranje. V praksi se ti materiali in tehnologija šele začenja uporabljati, še vedno pa ne poznamo njihovega dolgoročnega obnašanja.

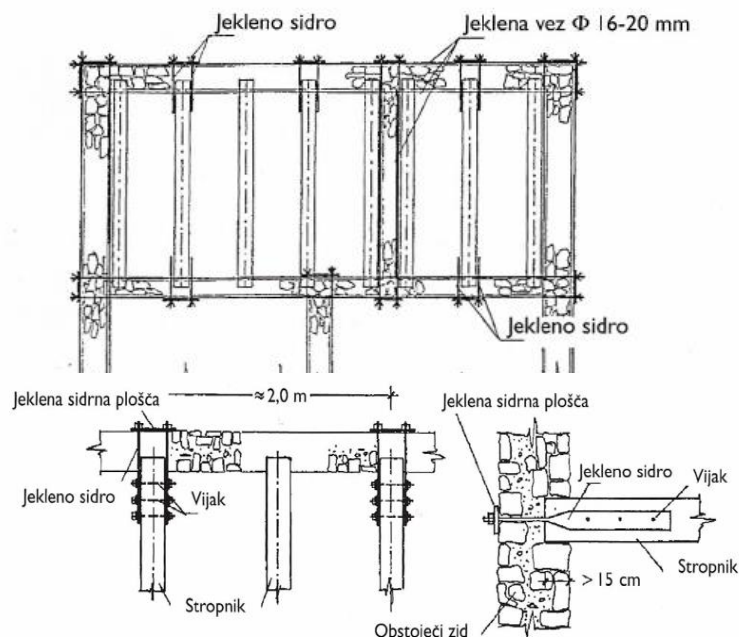
Pri sanaciji zidanih stavb obstaja tudi možnost, da določene nosilne ali nenosilne elemente zamenjamo z novimi v celoti ali delno. Novi elementi so v krajih lahko zaključeni z vertikalnimi ali horizontalnimi AB vezmi, ki so sidrani v primarno obstoječo konstrukcijo.

6.2.3 Stropne konstrukcije

V starih zidanih zgradbah se največkrat srečujemo z lesenimi stropovi, kamnitimi in opečnimi oboki ter pruskimi čepicami ali svodi, le redko z masivnimi ploščami. Naloga stropov je prenašanje navpične obtežbe. V primerih, ko so stropne konstrukcije popolnoma dotrajane, te nadomestimo z novimi armiranobetonskimi, lesenimi ali jeklenimi konstrukcijami, ki jih ustrezno sidramo v zidne konstrukcije. Jeklene ali armiranobetonske vezi, ki povezujejo plošče in zidove so zahteve splošnih določil.

6.2.3.1 Lesene stropne konstrukcije

Pri lesenih stropnih konstrukcijah se velikokrat pojavlja preobremenjenost in dotrajanost materiala. V primeru manjše preobremenjenosti je možno izvesti nabijanje novega dvojnega poda v dveh pravokotnih smereh. S tem dosežemo boljši raznos obtežbe. Leseno konstrukcijo je možno sanirati tudi s spodnje starani, z dodajanjem novih lesenih ali jeklenih nosilnih elementov. Utrditev lesenih konstrukcij je možna tudi s kompozitnimi materiali. Konstrukcijo je mogoče utrditi na način, da nosilne elemente sidramo v zid s sidrnimi vijaki in sidrnimi ploščami. Konstrukcijo kot celoto pa povežemo z diagonalnimi vezmi, ki jih sidramo v vogale zidov (Slika 6).



Slika 6: Načini utrditve stropov (Tomažević, 2009a)

V primerih izrazite poddimenzioniranosti, se lahko na zgornji stran poda izvede tanka tlačna plošča. Novo armiranobetonsko ploščo povežemo z lesenimi stropniki z jeklenimi mozniki. Pri tem moramo paziti na ustrezno togost vgradnje moznikov ter računsko upoštevati delni zamik zaradi vtiskovanja moznikov v les. Lesene elemente je potrebno pred betoniranjem ustrezno zaščititi pred vlago. Omenjeni ukrep pogosto uporabimo, kadar ne želimo posegati v spodnji prostor ali v želji za ohranitev lesenih stropov (Popović, 2009).

6.2.3.2 Oboki

Sanacijo obokov izvajamo na način, da vse nasutje do nosilne konstrukcije najprej odstranimo. Obok se po potrebi linijsko injektira. Prazen prostor napolnimo z lahkim materialom, do višine vrha oboka. Preko vsega skupaj se izvede nova AB plošča, ki se sidra v nosilne zidove. V veliko primerih je mogoče oboke utrditi tudi brez večjih posegov, z enostavno jekleno vezjo. Nosilno konstrukcijo prevrtamo, skozi njo pa vstavimo gladko jekleno palico, ki ima na obeh fasadnih straneh vrezan navoj. Na zunanji strani se izdolbe luknja, v kateri se izdelata betonsko ležišče. Na tako pripravljeno podlago položimo jekleno sidrno ploščo in privijemo z matico. Ploščico se protikorozijsko zaščiti, in nato zakrpa. Tako preprečimo nadaljnje odpiranje oboka.

6.2.4 Strešne konstrukcije



Slika 7: Primer strešne konstrukcije

Večina strešnih konstrukcij je lesenih (Slika 7). Poznamo več načinov izvedb strešnih konstrukcij. Enostavne dvokapnice s slemenko lego, ki sloni na nosilnih zidovih. Dvokapne strehe brez slemenske lege, ojačane z goltnikom. Dvokapna streha z neposredno podprto slemenko lego. Dvokapna streha podprta s trikotnim vešalom, stolična streha ter streha podprta z trapeznim vešalom. Večina strešnih konstrukcij, ki jih izvajajo kvalificirani tesarji, je v tehničnem in dimenzijskem smislu izvedena dobro. Številne strehe, ki so grajene na izkustven način so predimenzionirane, še več pa je poddimenzioniranih. Težavo predstavljajo preveliki razponi v kombinaciji s prešibkimi tramovi. Povezniki vešal in tram v kapu sta najbolj izpostavljena gnitju lesa v zidovih zaradi premalo zračenja in kapilarnega vleka med strešniki, malto in zidom (Slika 8 in Slika 9). Težave se pojavljajo tudi pri pomanjkljivem sidranju konstrukcije v zid. Danes je velik poudarek na ustreznem sidranju strešne konstrukcije v zidno vez, pri čemer se sidranje izvede s sidri ali z vijachenjem. Če je konstrukcija v dobrem stanju, jo je mogoče z jeklenimi vezmi le ojačati (Slika 10). Prešibke špirovce je mogoče obojestransko ojačati s plohi.



Slika 8: Razpadli poveznik



Slika 9: Razpadli poveznik



Slika 10: Prikaz možnega načina sanacije

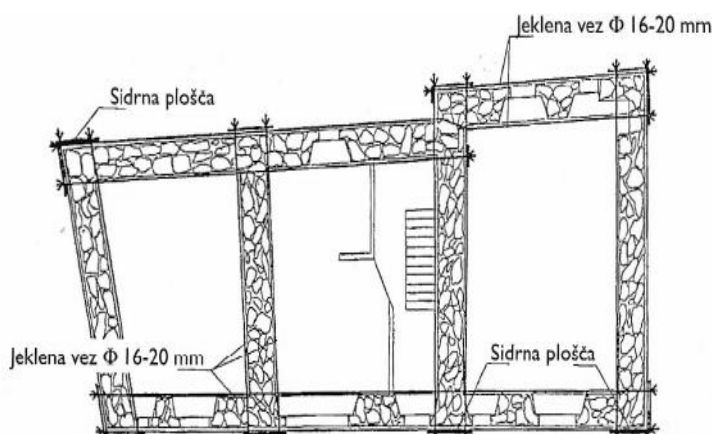
6.2.5 Povezava zgradbe

Pri zagotavljanju ustrezne potresne odpornosti igra vodilno vlogo povezanost nosilnih zidov zgradbe. Povezanost v višini stropnih konstrukcij vzpostavi etažni mehanizem obnašanja, pri katerem nosilni zidovi posamezne etaže prevzamejo horizontalno obremenitev, skladno s svojo lego in togostjo. To v idealnem primeru dosežemo z vpetjem zgornjih robov nosilnih zidov v stropne konstrukcije, ki so toge v svoji ravnini in delujejo kot šipa (Popović, 2009).

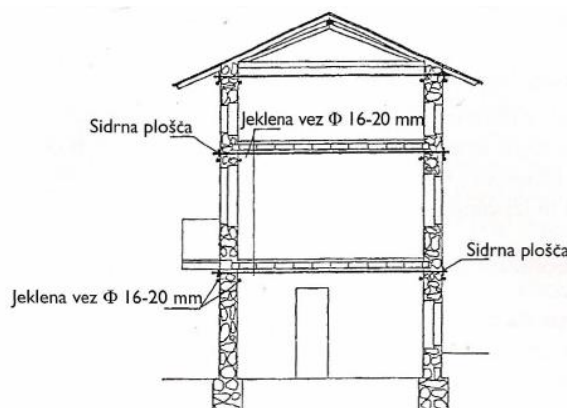
Čprav so poškodbe starih zidanih stavb po potresih že dalj časa dokazovale, da je obnašanje hiš z zidnimi vezmi bistveno boljše kot obnašanje hiš z nepovezanim zidovjem, se ideja, da bi uporabili dobro prakso starih graditeljev in začeli sistematično uporabljati povezovanje zidovja kot osnovni ukrep protipotresne utrditve, na široko uporablja šele zadnjih nekaj desetletji. Pravzaprav je bila prvič uporabljena in preverjena prvič po potresu na Kozjanskem leta 1974 (Terčelj in sod., 1976, Boštjančič in sod., 1976, cit. po Tomažević, 2009b)

Pri običajnih utrditvah položimo zidne vezi simetrično pod stropne konstrukcije na obe strani zidu. Vezi so položene v izsekane utore širine 4-5 cm. Uporabljamo jeklene gladke palice ($\varnothing 16-20$ mm), ki imajo na koncih vrezan navoj. Na zunanji strani izdolbemo utor, ki ga izravnamo z cementno malto. Na tako pripravljena ležišča položimo sidrne plošče minimalne debeline 15 mm, višine vsaj 200 mm dolžina plošče pa mora biti nekoliko večja od debeline zidov. Ko so palice vezi postavljene na

mesto, se matice privijejo s ključem tako, da se rahlo prednapnejo (Slika 11 in Slika 12). Vse skupaj privarimo na sidrno ploščo. Taka sidrišča se protikorozijsko zaščiti, obloži z rabitz mrežico in omeče (Slika 13).



Slika 11: Ojačitev stavbe s horizontalnimi jeklenimi vezmi (tloris)



Slika 12: Ojačitev stavbe s horizontalnimi jeklenimi vezmi (prerez)



Slika 13: Primer zaplate ovite v rabitz mrežico (Popović,2009)

Raziskave so pokazale, da palice premera 16 mm, ki se večinoma uporabljajo, zadostujejo za povezovanje družinskih hiš normalne velikosti. Kot kažejo izkustva, pa se hiše obnašajo še bolje, če vezi izvedemo s palicami premera 20 mm in jih prednapnemo na polovico nosilnosti.

Na zaključkih zidov moramo izvesti zidno vez, tako kot pri novogradnji. Zagotoviti moramo tudi ustrezno sidranje strešne konstrukcije v zidno vez (Slika 14).



Slika 14: Utrditev hiše z zidno vezjo in primer sidranja strešne konstrukcije

7 PREDSTAVITEV PRIMERA: CERKEV SVETEGA FLORJANA V FOJANI

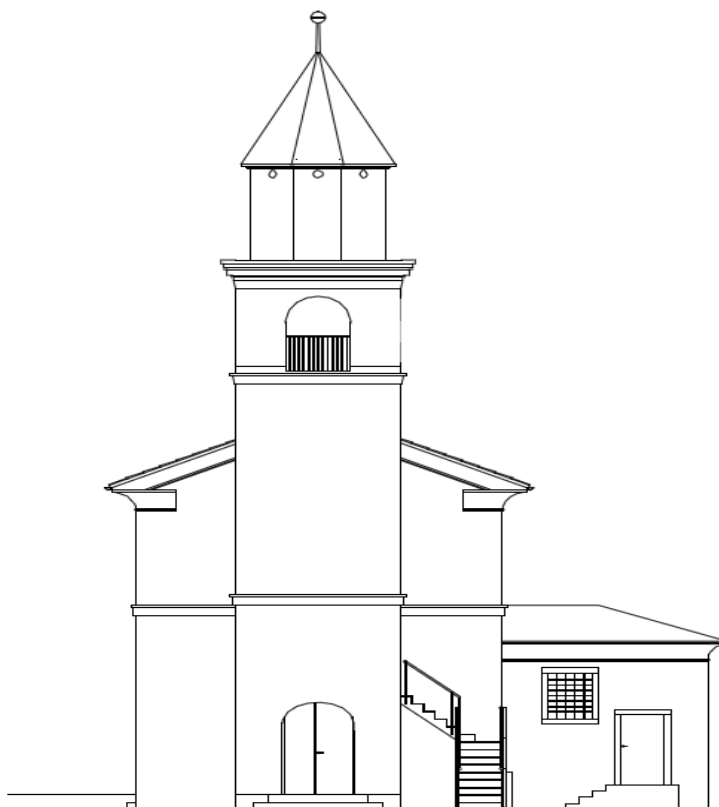


Slika 15: Cerkev sv. Florjana v Fojani

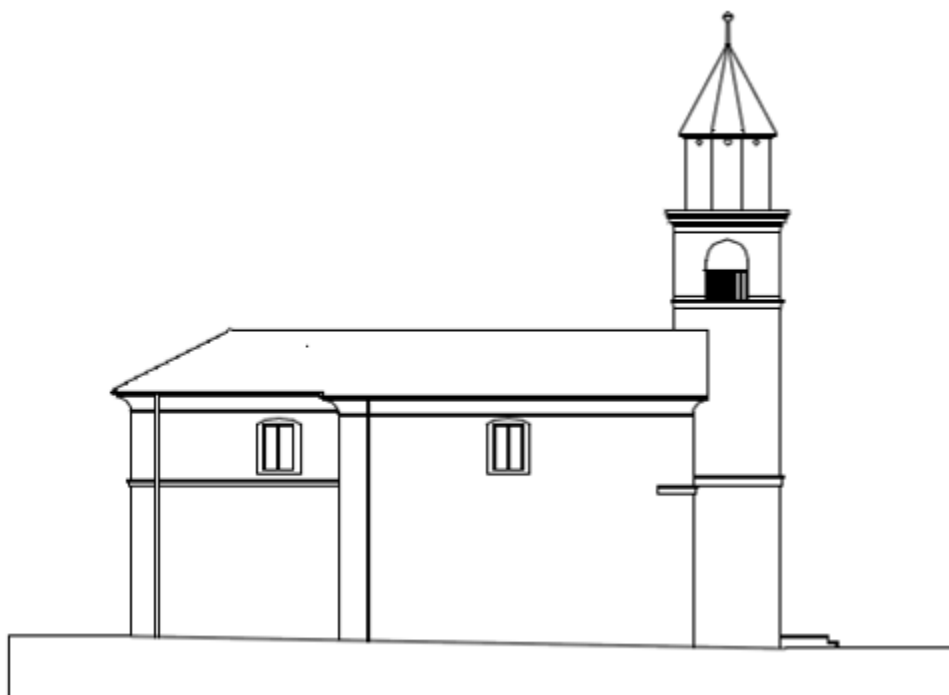
7.1 Stanje pred sanacijo

7.1.1 Opis objekta

Cerkev je grajena na vzpetini v vasi Fojana, občina Dobrovo, v Goriških Brdih (Slika 15). Današnja podoba je dobila v 18. stoletju. Načrti in fotografije cerkve so prikazani na Slika 16, Slika 17, Slika 18, Slika 19, Slika 20, Slika 23 in Slika 24.



Slika 16: Zahodna fasada



Slika 17: Severna fasada

Tlorisna površina objekta je $21,25 \times 17,2 \text{ m}^2$. Tloris ladje cerkve je $11,4 \times 7,57 \text{ m}^2$, delno zaokrožen prezbiterij $6,50 \times 7,40 \text{ m}^2$, zvonik $2,65 \times 3,42 \text{ m}^2$ in zakristija $5,00 \times 5,50 \text{ m}^2$. Nivo pritličja je $+ 0,40 \text{ m}$ nad nivojem terena, ki se spreminja. Višina nivoja stropa je $7,4 \text{ m}$ in višina slemena $10,40 \text{ m}$ nad nivojem terena. Nivo tlaka zvonika je $+ 0,4 \text{ m}$ nad nivojem terena vrh zvonika pa $20,9 \text{ m}$ nad nivojem terena.



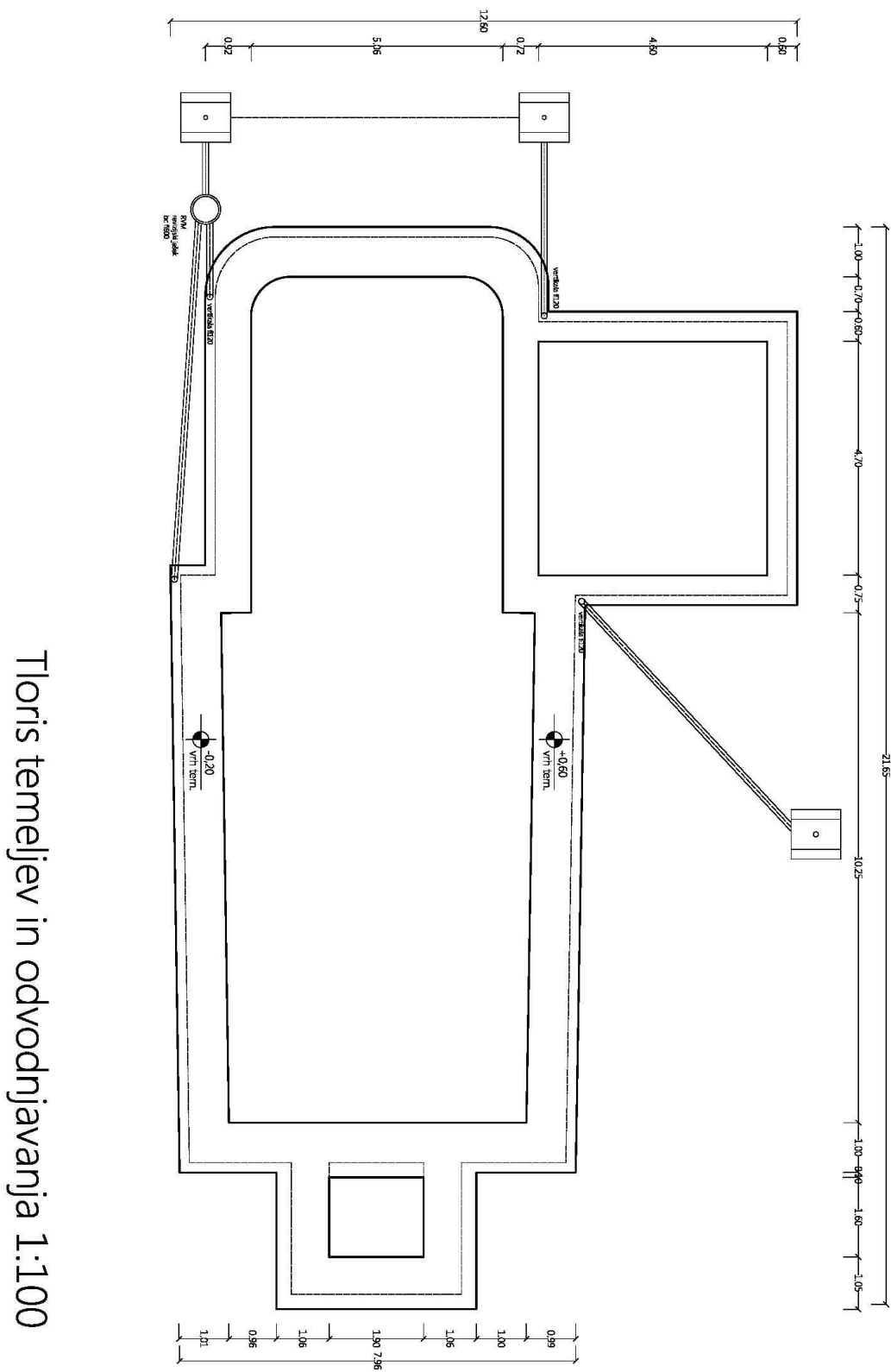
Slika 18: Zahodna fasada



Slika 19: Zahodna fasada

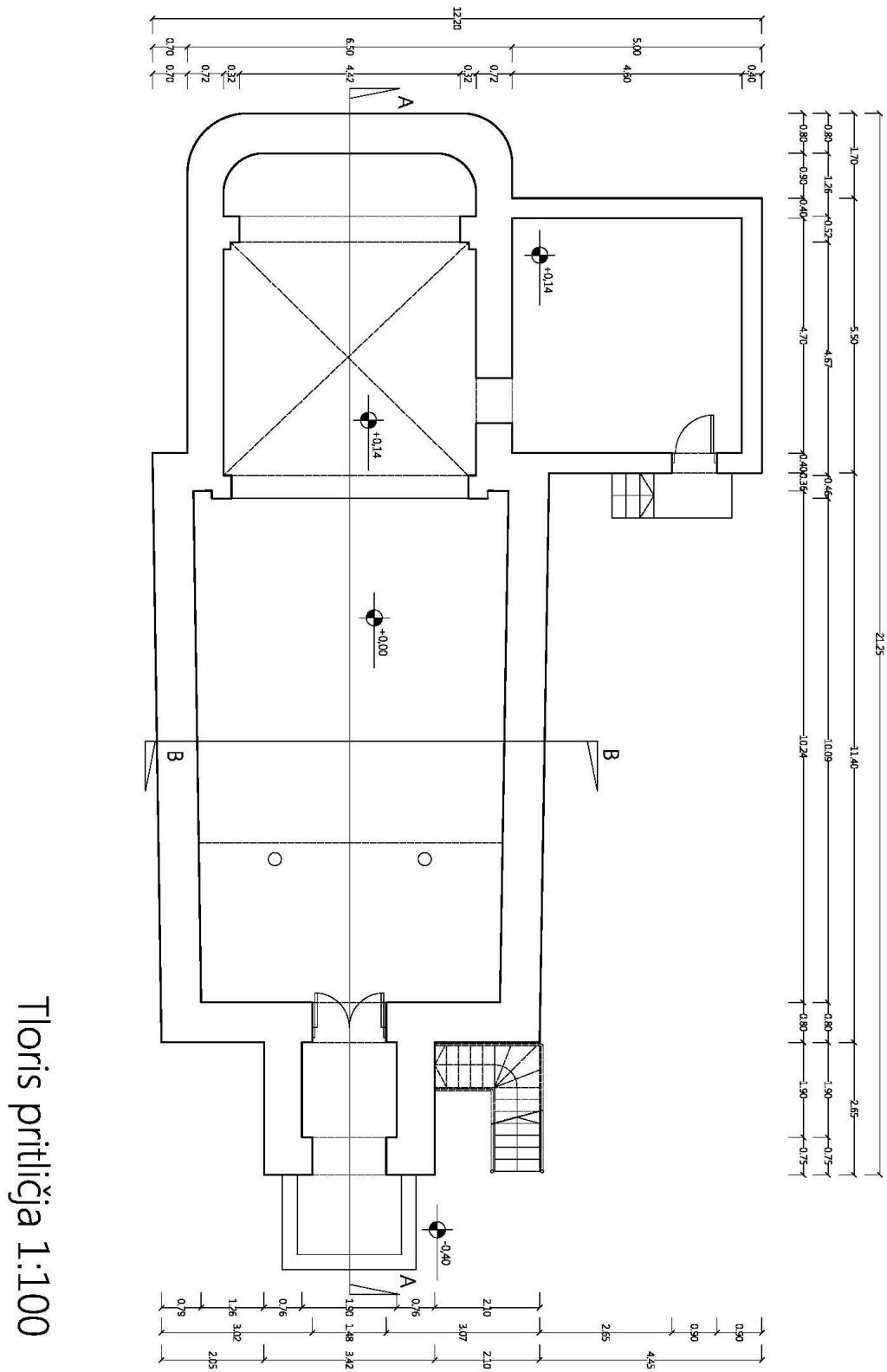


Slika 20: Severna fasada

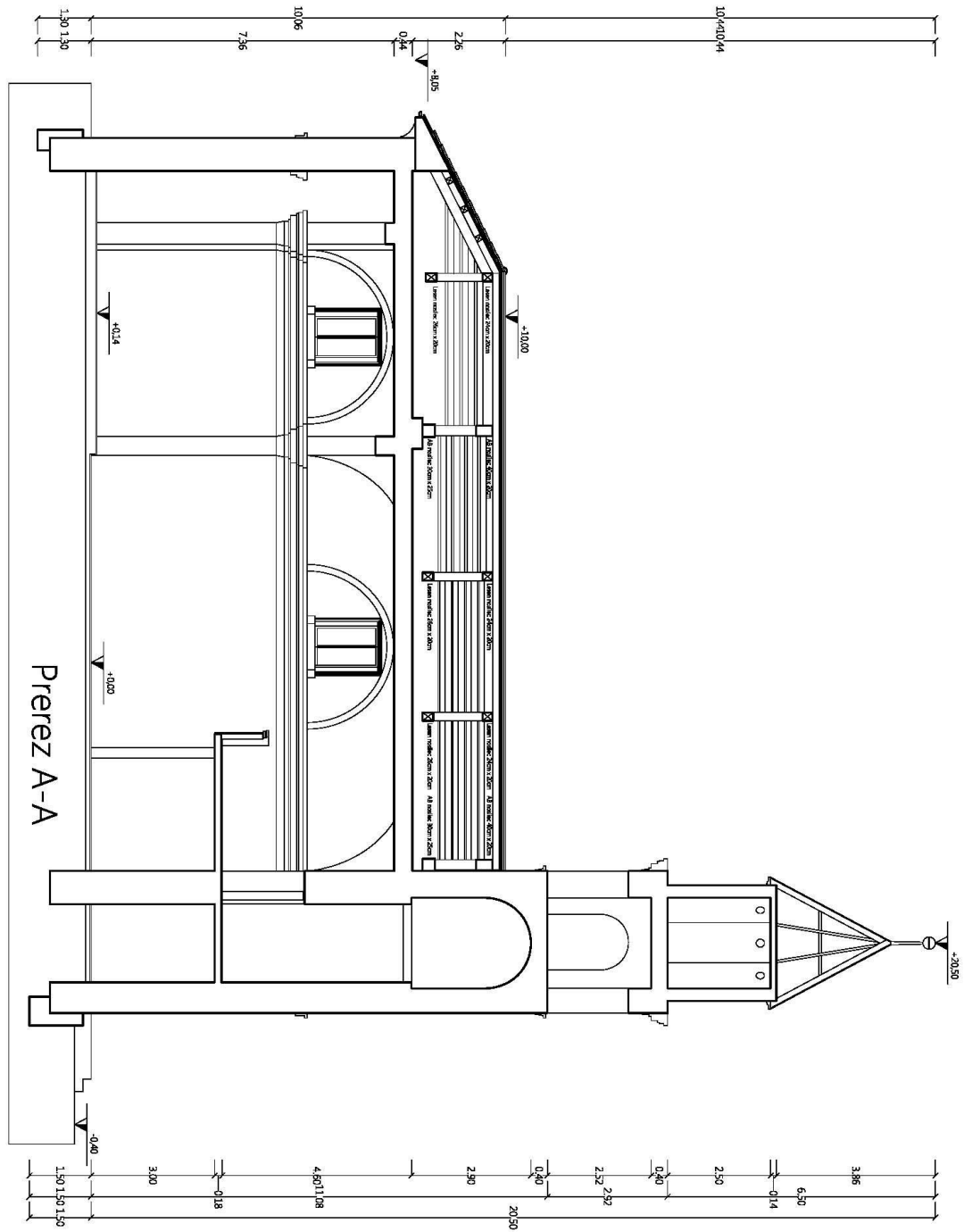


Floris temeljev in odvodnjavanja 1:100

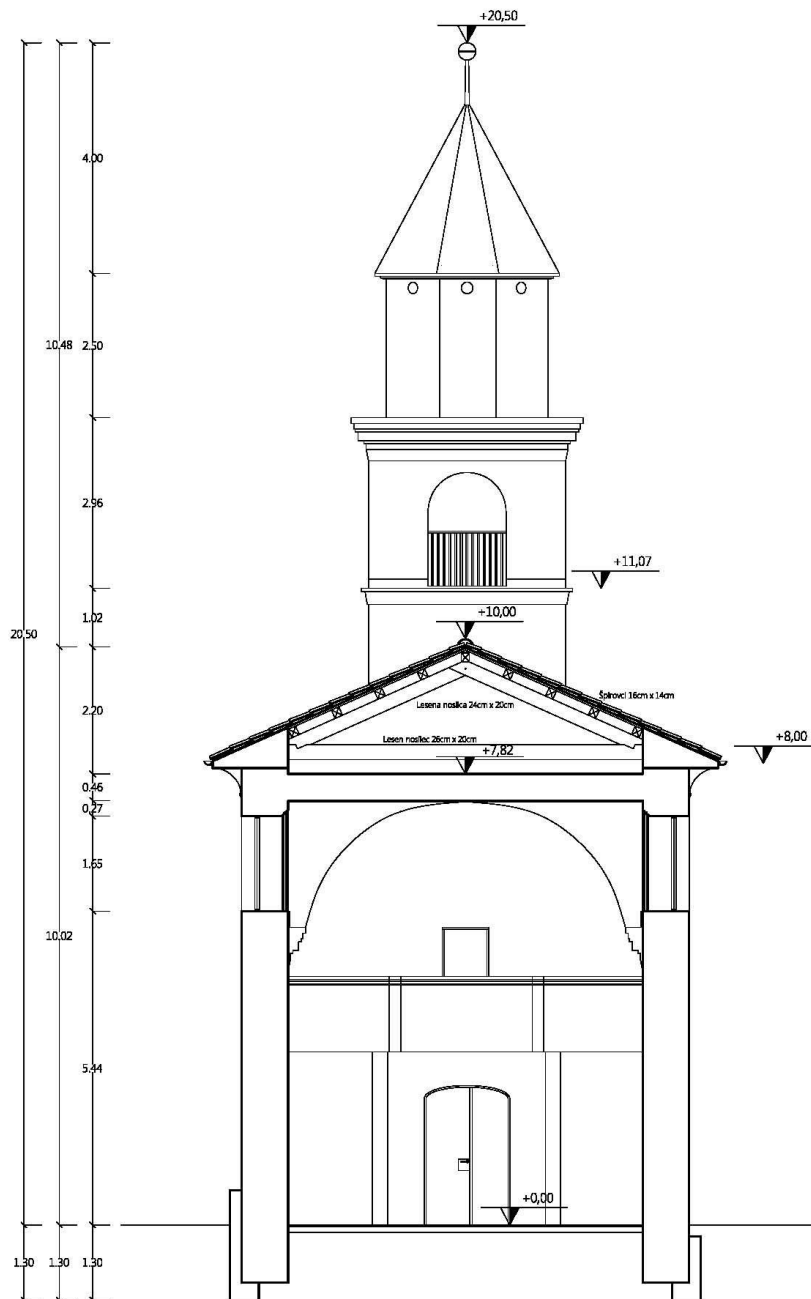
Slika 21: Floris temeljev



Slika 22: Tloris pritičja



Slika 23: Vzdolžni prerez



Prerez B-B merilo 1:100

Slika 24: Prečni prerez

7.1.2 Temelji in temeljna tla

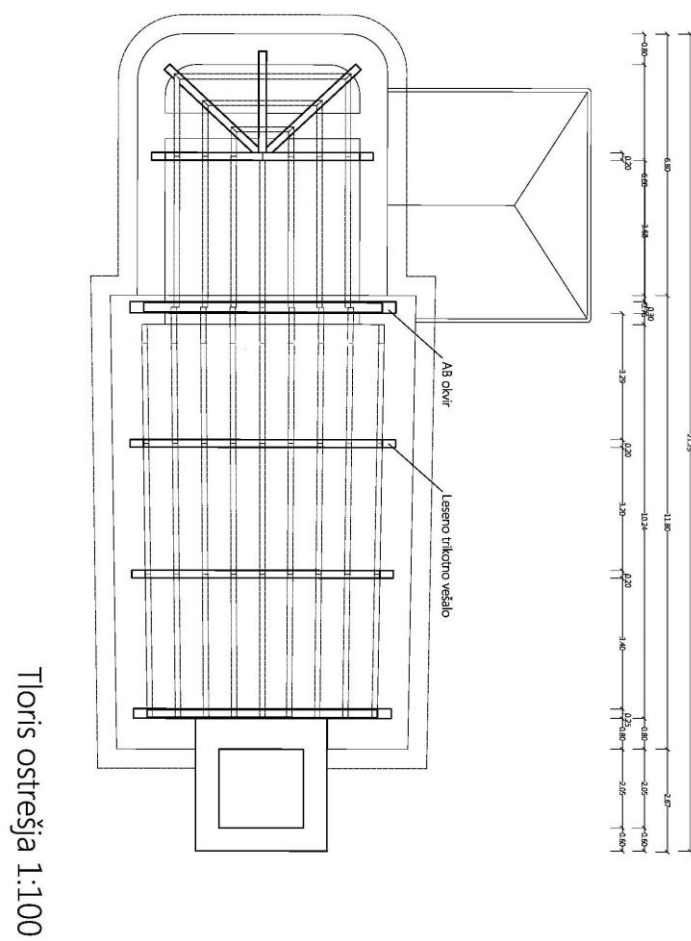
Temelji so bili klasični, zidani iz kamena različnih velikosti povezanega z apneno malto, brez razširitve. Pri odkopu temelja je bilo vidno njegovo razpadanje, predvsem v coni zmrzovanja. Iz reg je izpadala malta in vidno je bilo razpadanje kamena. Kamenje v notranjosti je bilo čvrsto in dobro povezano z malto. Temelji so bili izvedeni brez ustrezne hidroizolacije in odvodnjavanja. Sklepam lahko, da je zaradi tega prišlo do pretiranega vlaženja temelja in posledično do izpiranja drobnih frakcij, kar lahko povzroča lokalno posedanje. Temeljna tla si je ogledal geomehaničar in predlagal sanacijske ukrepe, opisane v nadaljevanju. Temeljna tla niso bila podrobneje raziskana. Temeljna tla sestavlja lapor s primesmi gline, ki jo je nekoliko več v zahodnem delu Goriških brd.

7.1.3 Nosilni zidovi

Nosilni zidovi so grajeni iz kamena različne velikosti in kakovosti. Vogali objekta so povezani z zidarskimi vezmi. Gradniki so povezani z apneno malto. Zidovi so debeline 80 – 100 cm in se proti kapu strehe rahlo tanjšajo. Vsi so bili ometani z zunanje in notranje strani. V spodnjem delu zidov so bili na ometu prisotni madeži, značilni za povečano prisotnost vlage, zaradi česar je bil omet v zelo slabem stanju. Zidovi so bili na več mestih popokani, na nekaterih delih do višine kapi.

7.1.4 Ostrešje in stropne konstrukcije

Streha cerkve je dvokapnica, ki se nad prezbiterijem zaključuje v paviljon. Tloris ostrešja prikazuje Slika 25. Ostrešje sestavljajo trikotna vešala, na katera so položeni špirovci. Preko njih je položen lesen pod, streha pa je bila pokrita s korci. Strešno konstrukcijo je bilo potrebno v celoti zamenjati, saj so bili nosilni elementi dotrajani zaradi močenja in insektov. Na trikotna vešala je bil obešen lesen polkrožni strop, ki je bil v presenetljivo dobrem stanju. Podesti v zvoniku so bili dotrajani in potrebni zamenjave.



Slika 25: Tloris ostrešja

7.2 Sanacija

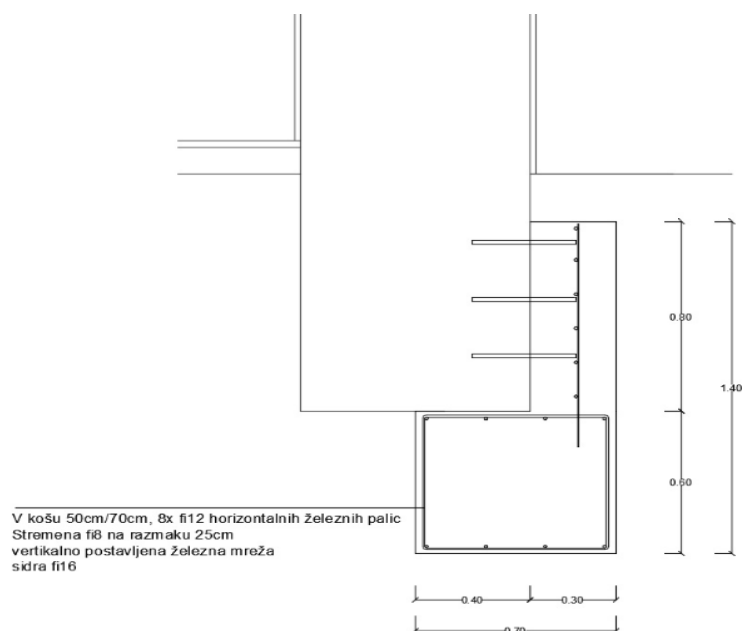
7.2.1 Sanacija temeljev

Temelje in temeljna tla si je ogledal geomehanik in predlagal opisano sanacijo. Temelji so bili odkopani in spodkopani v segmentih dolžine 1,5m. Na zunanji strani temeljnega zidu se je obilo vse razpadle gradnike in slabo malto. Temeljni zid se je nato še opralo pod pritiskom. Na takšen način se je zagotovilo boljšo oprijemljivost med zidom in betonom. Dno temeljne jame se je utrdilo z nabijanjem. Zemljina pod temeljem proti notranjosti objekta je bila čvrsta in dobro konsolidirana.

Na dno temeljne jame se je vstavil armaturni koš dimenzije 50 x 30 cm s 6 ϕ 12 in stremeni ϕ 8/25 cm (Slika 26). V temeljni zid so se zavrtala sidra ϕ 16. Sidra so bila pritrjena z polimerno maso. V vertikalni smeri se je ob zid položila mrežna armatura Q131. Vse skupaj se je potem zabetoniralo z betonom C25/30, do višine terena. Armature se je med kampadami povezovalo. Na takšen način je bil saniran celoten temelj cerkve. Nato se je na temelju izvedla vertikalna hidroizolacija z varjenimi trakovi. Hidroizolacija se je zaščitila z gumbasto plastiko. Na dno temelja je bila položena drenažna cev ϕ 125, ki skrbi za odvodnjavanje. Cev je bila zaščiten s filcem in zasuta z enozrnatim prodcem ϕ 8-16 debeline cca 50 cm. Sledilo je zasipanje s tamponom v plasteh po 20cm z utrjevanjem. Sanacija temeljev zvonika je bila izvedena na enak način, le da je bil izkop globlji in smo povečali peto temelja. Armaturni koš je bil dimenzije 70 x 50 cm z 8 ϕ 12 ter stremeni ϕ 8/25 cm (Slika 27). Po končani razširitvi temelja je bilo izvedeno še linijsko injektiranje spoja med novim in starim delom.



Slika 26: Detajl utrditve temeljnega zidu cerkve



Slika 27: Detajl utrditve temeljnega zidu zvonika

7.2.2 Sanacija zidov

Zidov se je odstranil omet, nato pa se je zidove spralo pod pritiskom. V rastru se je v zidove navrtalo luknje, v katere se je s hitrovezočim cementom pritrnilo injekcijske cevke. Zidove se je pred injektiranjem ometalo s cementnim obrizgom, v luknje pa spustilo vodo, da so se zidovi navlažili. Injektiralo se je postopoma od spodaj navzgor. Postopek se je izvajal s klasično injekcijsko suspenzijo. V spodnjem delu zidu je suspenzija vsebovala hidrofobni dodatek za preprečevanje kapilarnega vleka. Poraba cementa na 1 m³ zidu se je gibala med 80 - 120 kg suhega veziva. Vsi zidovi so se injektirali do višine kapne lege. Zvonik se je injektiralo do višine zvonov.

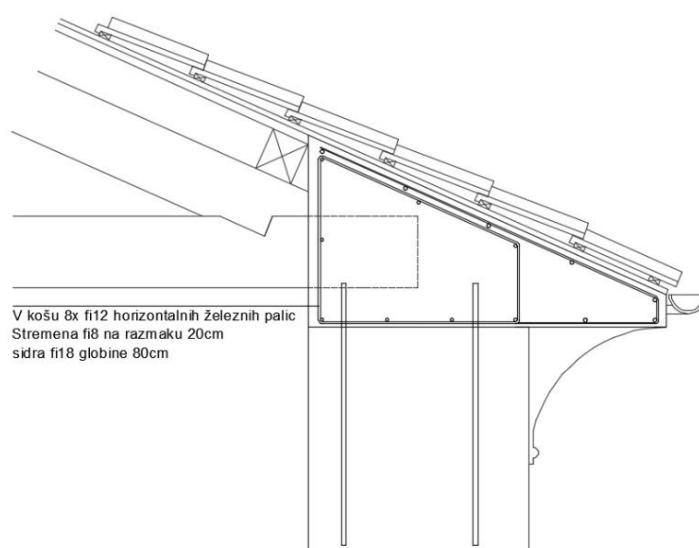


Slika 28: Na zidovih ni sledov vlage

7.2.3 Sanacija ostrešja

Streha je dvokapnica z naklonom 19°, ki se nad prezbiterijem zaključuje s paviljonom. Streho je bilo potrebno odstraniti v celoti. Na obodnih zidovih se je izvedel nov AB venec, ki je bil armiran s 7Ø12 in stremeni Ø8/20 cm ter sidran v vertikalne zidove s sidri Ø18/25 cm. Sidra so dolžine do 1m, pritrjena z redko cementno malto. Preko je bila položena mrežna armatura Q131 (Slika 29). Vsi betoni so

kvalitete C25/30. Pri zvoniku in nad obokom je bila strešna konstrukcija izvedena s tremi trikotnimi vešali in dvema AB okvirjema. Osni razmak med strešnimi okvirji je 3,4 m. AB okvirja sta s štirimi sidrnimi palicami L oblike sidrana na zunanji rob zidne vezi. Armatura v slemenu je preklapljena preko slemena. Spodnji pas AB okvirja je dimenzije 25/30 cm in je armiran spodaj in zgoraj s $4\phi 12$ in stremeni $\phi 8/20$ cm. Zgornji pas AB okvirja je dimenzije 20/40 cm in je armiran obojestransko s $3\phi 12$ in stremeni $\phi 8/20$ cm. Leseno povezje je sestavljeno iz lesa kvalitete C24. Zgornji pas je dimenzij 20/24 cm spodnji pas pa 20/26 cm. Lesena trikotna vešala so bila sidrana v AB venec in zaradi delovanja ovita z 1cm debelo plamapur peno. Zaščita proti vlagi ni bila potrebna, saj je streha izvedena suhomontažno. Preko vešal so položeni jelovi špirovci C24 14/16 cm, na katere je pritrjen lesen pod debeline 28 mm. Hidroizolacija je izvedena s paropropustno folijo. Streha je pokrita s kritino Creaton Magnum v suhomontažni izvedbi.



Slika 29: Utrditev kapne lege in armiranje

7.3 Statična kontrola

V naslednjem poglavju sem se osredotočil na statično kontrolo obstoječega stanja saniranega objekta. Z izračunom sem želel potrditi pravilnost sanacije in odkriti morebitne pomanjkljivosti.

7.3.1 Obtežba z vetrom

Pri obtežbi z vetrom sem uporabil standard SIST EN 1991-1-4: 2005 in SIST EN 1991-1-4:2005/0A101

Tlak vetra na zunanje ploskve po SIST EN 1991-1-4: 2005

- Kategorija terena III
- Višina objekta nad tlemi $h = 10,00$ m
- $w_0 = 20$ m/s; osnovna hitrost vetra - cona 1
- $\rho = 12,5$ N/m³ - gostota zraka

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} - \text{tlak vetra na ploskve} - \text{SIST EN 1991 - 1-4: 2005 (5.1)}$$

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

$$q_b = \frac{(w_0^2 \cdot \rho)}{2} - \text{osnovni tlak vetra}$$

$$I_v(z) - \text{intenziteta turbulence}; I_v = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

$k_I = 1,00$ - turbulentni faktor

$c_0 = 1,00$ - faktor hribovitosti

$z_0 = 0,3$ m - hrapavostna dolžina - preglednica 4.1 SIST EN 1991-1-4 :2005

$z_{min} = 5$ m - preglednica 4.1 SIST EN 1991-1-4 :2005

$z = 10$ m

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \cdot \ln \frac{10}{0,3}} = 0,285$$

kar ustreza preglednici Pr 1-24 v Beg in Pogačnik (2009), iz katere odčitamo $c_e(z) = 1,71$, kar ustreza odčitku iz slike 4.1 iz SIST EN 1991-1-4: 2005 točka 4.5.

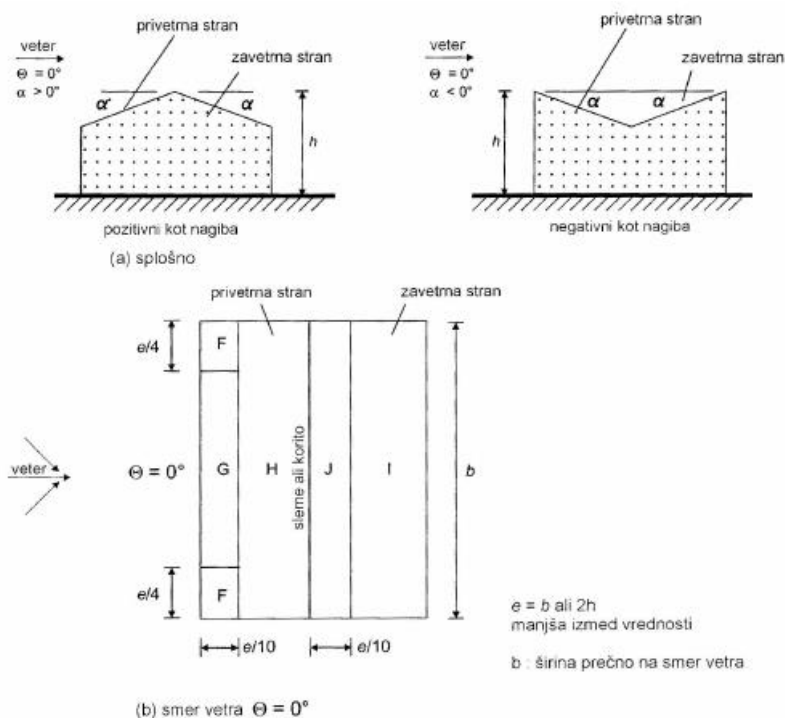
$$q_b = \frac{20^{2,1,25}}{2} = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p = 0,25 \cdot 1,71 = 0,43 \text{ kN/m}^2$$

Skladno s SIST EN 1991-1-4:2005 velja za dvokapne strehe preglednica 7.4. a:

Upoštevam linearno interpolacijo $\alpha = 15^\circ$ in 30° ; ($\alpha_{dej} = 20^\circ$)

Za območja F, G, H, I in J (+ = tlak; - = srk)



Slika 30: Razdelitev zgornje ploskve strehe na področja (Beg in Pogačnik, 2009)

$$F_{cpe} = F_{cpe10} = +0,4 \ (-0,4)$$

$$G_{cpe10} = +0,4 \ (-0,5)$$

$$H_{cpe10} = +0,3 \ (-0,2)$$

$$I_{cpe10} = +0,0 (-0,4)$$

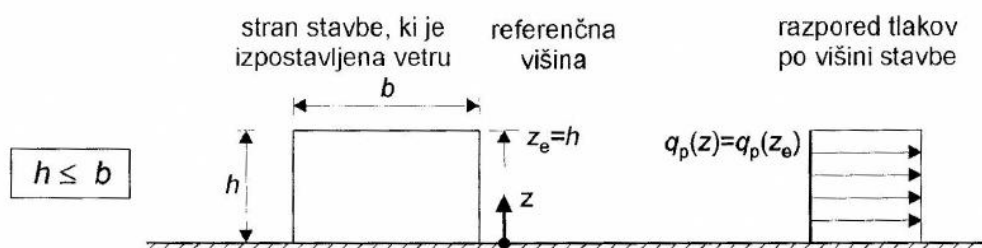
$$J_{cpe10} = +0,0 (-0,8)$$

Vpliv vetra na steno:

SIST EN 1991-1-4:2005

Poglavje 7.2.2. Navpične stene stavb s pravokotnim tlorisom

Stavbe, katerih višina h je manjša od b , se obravnava kot en del.



Slika 31: Referenčne višine z_e v odvisnosti od h, b in profilov tlaka vetra (SIST 1991-1-4-2005)

Iz preglednice 7.1 po SIST EN 1991-1-4-2005 odčitam $c_{pe,10}=1,2$

$$q_{w, \text{horizontalno}} = q_p \cdot G_{cpe,10} = \frac{0,43 \text{ kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,2 = 0,51 \text{ kN/m}^2$$

Vpliv vetra pravokotno na strešino

$$q_w = q_p \cdot G_{cpe,10} = 0,43 \cdot 0,4 = 0,17 \text{ kN/m}^2$$

q_w razdelim na vodoravno in horizontalno komponento

$$\text{horizontalna komponenta } q_{w,h} = 0,17 \text{ kN} \cdot \sin 20^\circ = 0,058 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{vertikalna komponenta } q_{w,v} = 0,17 \text{ kN} \cdot \cos 20^\circ = 0,15 \text{ kN/m}^2$$

7.3.2 Obtežba s snegom

OBTEŽBA S SNEGOM SIST EN 1991-1-3 in SIST EN 1991-1-3:2004/A101

Lokacija: Fojana - Goriška Brda

Nadmorska višina = $nmv = 155 \text{ m}$

Cona po SIST EN 1991-1-3:2004/0A101 = M1; $s_{k0} = 0,289 \text{ kN/m}^2$

$$s_k = s_{k0} \cdot \left(1 + \left(\frac{nmv}{452} \right)^2 \right)$$

$$s_k = 0,289 \cdot \left(1 + \left(\frac{155}{452} \right)^2 \right) = 0,33 \text{ kN/m}^2$$

Kopičenje snega skladno s preglednico 56.2 po SIST EN 1991-1-3

$$\alpha_1 = \alpha_2 = 20^\circ; 0^\circ < \alpha < 30^\circ$$

$\mu_1 = 0,80$ oblikovna koeficijenta obtežbe snega

Obtežba na strehi = $0,80 \cdot 0,33 = 0,265 \text{ kN/m}^2$

Obtežba na glavne strešne nosilce

Prečni razmik glavnih strešnih nosilcev je osno $3,40 \text{ m}$.

7.3.2.1 Lesen nosilec

streha $q_g = 1,20 \text{ kN/m}^2$

Sestava strehe

- Kritina Creaton Magnum 40kg/m^2
- Letve in kontra letve 10kg/m^2
- Lesen opaž 20kg/m^2
- Špirovci ($0,03\text{m}^3/\text{m}^2$) 35kg/m^2

105kg/m^2

na zgornji nosilec $1,20 \cdot 3,40 = q_g = 4,08 \text{ kN/m}$

zgornji nosilec 20/24; $0,24 \cdot 0,2 \cdot 7 = 0,34 \text{ kN/m}$

spodnji nosilec 20/26; $0,26 \cdot 0,20 \cdot 7 = 0,37 \text{ kN/m}$

7.3.2.1.1 Obtežba s snegom

$q_s = 0,265 \cdot 3,40 = 0,90 \text{ kN/m}$

7.3.2.1.2 Obtežba z vetrom

maksimalen tlak

$q_{wT} = 0,40 \cdot 0,43 \cdot 3,40 = q_{wT} = 0,60 \text{ kN/m}$

maksimalen srk

$q_{wS} = 0,80 \cdot 0,43 \cdot 3,40 = q_{wS} = 1,20 \text{ kN/m}$

7.3.2.2 Armiranobetonski okvir

zgornji nosilec 20/40; $0,20 \cdot 0,40 \cdot 25 = 2,00 \text{ kN/m}$

spodnji nosilec 25/30; $0,25 \cdot 0,30 \cdot 25 = 1,88 \text{ kN/m}$

Obtežba s snegom in vetrom je enaka kot pri glavnem lesenem nosilcu.

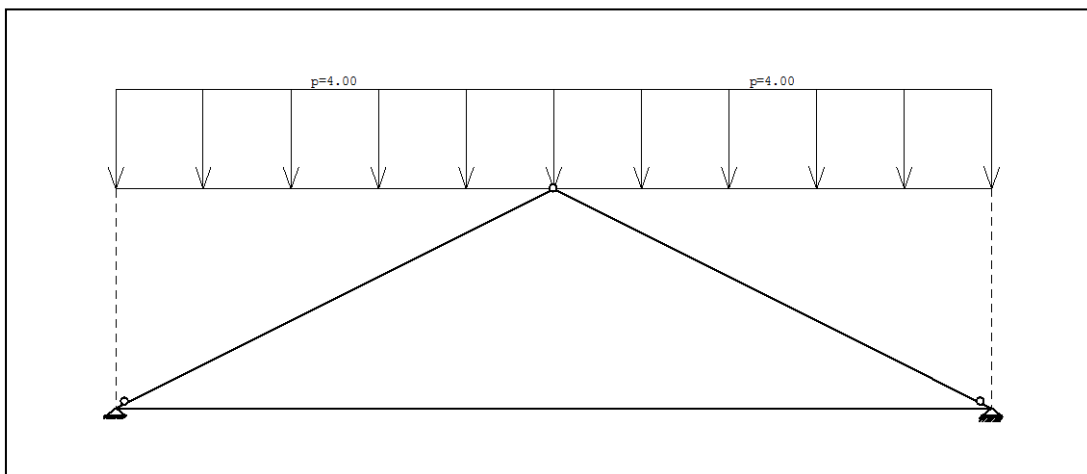
7.3.3 Statični izračun lesenega strešnega nosilca

Glavni leseni strešni nosilec - vešalo je konstrukcijsko zasnovano kot tročlenski lok z zatego. Zgornja poševna lesena nosilca sta dimenzij 20/24 in sta členkasto spojena v slemenu in pritrjena na spodnji leseni nosilec dimenzij 20/26, ki je sidran v obstoječo konstrukcijo obstoječega objekta.

Statični izračun je izveden s pomočjo računalniškega programa TOWER 7.

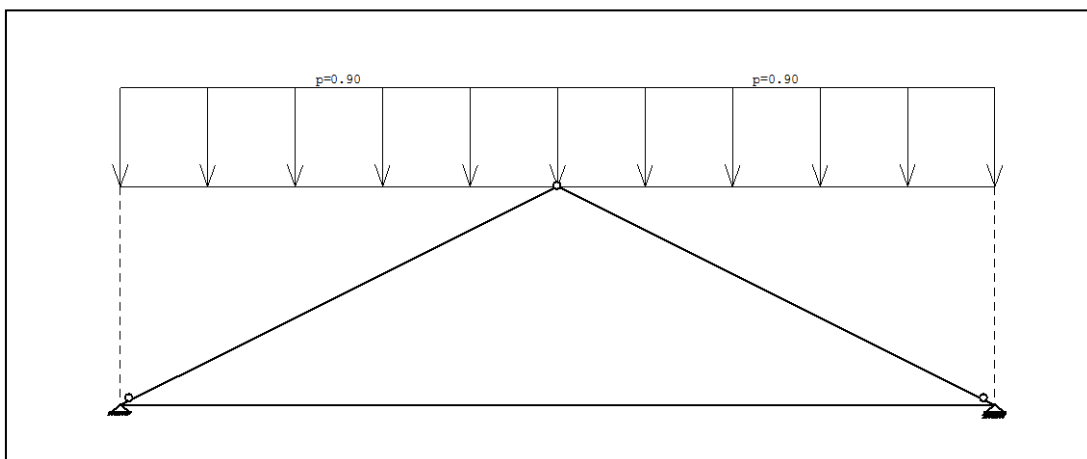
Upoštevani so sledeči obtežbni primeri:

1. Stalna obtežba z lastno težo



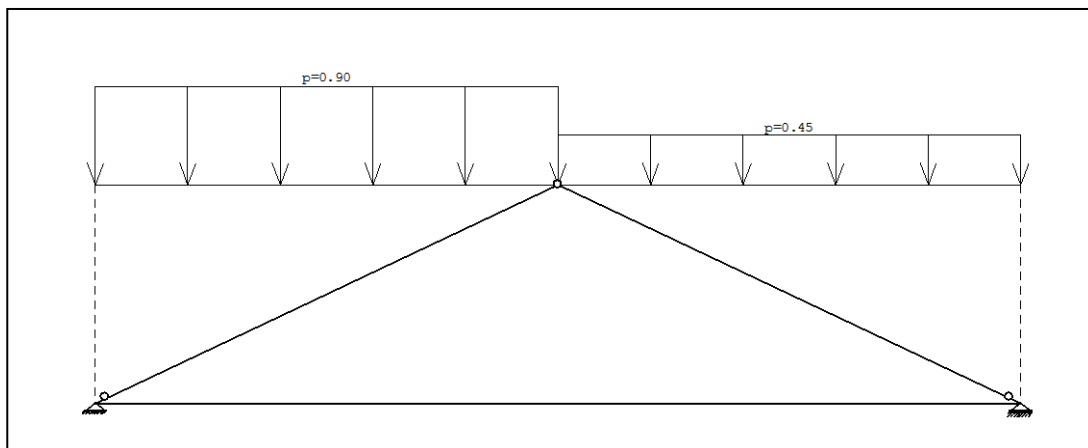
Slika 32: Stalna obtežba z lastno težo

2. Obtežba s snegom - polno na obeh strešinah



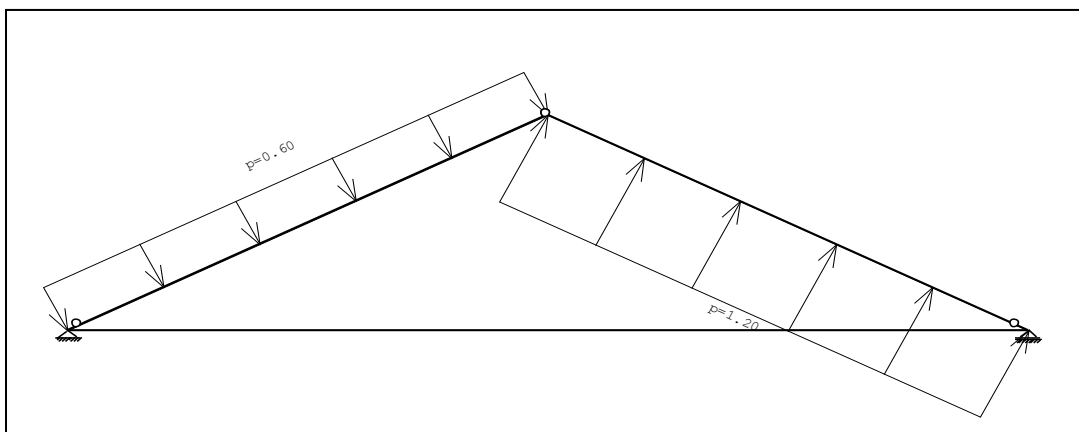
Slika 33: Obtežba s snegom

3. Obtežba s snegom - ena strešina polno obremenjena, druga polovično



Slika 34: Obtežba s snegom

4. Obtežba z vetrom - maksimalen tlak in srk



Slika 35: Obtežba z vetrom

Notranje statične količine so podane v Preglednica 1 in Preglednica 2.

Zgornja nosilca

Preglednica 1: Notranje statične količine

	Obtežba 1	Obtežba 2	Obtežba 3	Obtežba 4
N	-22,91	-4,83	-3,82	2,35
V	7,64	1,61	1,61	2,68
M	8,43	1,78	1,78	- 2,96

Spodnji nosilec

Preglednica 2: Notranje statične količine za poveznik

	Obtežba 1	Obtežba 2	Obtežba 3	Obtežba 4
N	17,07	3,60	2,50	-0,90
V	- 0,96	0	0	0
M	- 1,92	0	0	0

7.3.3.1 Dimenzioniranje lesenega vešala

Leseno povezje - les kvalitete C 24

7.3.3.2 Zgornji pas 20/24

Bočna stabilnost ni merodajna, ker imamo leseno podkonstrukcijo strehe.

Merodajna je kombinacija za osno silo.

$$1,35 \cdot Obtežba1 + 1,5 \cdot Obtežba2 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Obtežba4$$

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot 22,91 + 1,5 \cdot 4,83 + 1,05 \cdot 2,35 = 40,64 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1,35 \cdot 7,64 + 1,5 \cdot 1,61 + 1,05 \cdot 2,68 = 20,29 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1,35 \cdot 8,43 + 1,5 \cdot 1,78 + 1,05 \cdot 2,96 = 17,15 \text{ kNm}$$

Merodajna je kombinacija za prečno silo in moment.

$$1,35 \cdot Obtežba1 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Obtežba2 + 1,5 \cdot Obtežba4$$

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot 22,91 + 1,05 \cdot 4,83 + 1,50 \cdot 2,35 = 39,52 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1,35 \cdot 7,64 + 1,05 \cdot 1,61 + 1,50 \cdot 2,68 = 20,77 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1,35 \cdot 8,43 + 1,05 \cdot 1,78 + 1,50 \cdot 2,96 = 17,68 \text{ kNm}$$

Izberem les kvalitete C 24 po SIST EN 1995-1-1, SIST EN 338:2003

$$f_{m,k} = 2400 \text{ N/cm}^2 \text{ - karakteristična upogibna trdnost}$$

$$f_{c,0,k} = 2100 \text{ N/cm}^2 \text{ - karakteristična tlačna trdnost}$$

$$f_{t,0,k} = 1400 \text{ N/cm}^2 \text{ - karakteristična natezna trdnost}$$

$$f_{v,k} = 250 \text{ N/cm}^2 \text{ - karakteristična strižna trdnost}$$

$$E_{0,05} = 740000 \text{ N/cm}^2 \text{ - elastični modul}$$

$$G_{0,05} = 46300 \text{ N/cm}^2 \text{ - strižni modul}$$

Merodajen je uklon v smeri nosilca, uklon pravokotno na smer nosilca ni merodajen.

$$\lambda = l_u / i$$

l_u - uklonska dolžina

i - vztrajnostni polmer

$$\lambda = \frac{l_u}{\left(\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}\right)^{1/2}}$$

$$\lambda = \frac{450}{\left(\frac{20 \cdot 24^3}{12 \cdot 20 \cdot 24}\right)^{1/2}} = 65$$

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{3,14} \cdot \left(\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}} \right)^{1/2} = \frac{65}{3,14} \cdot \left(\frac{2100}{740000} \right)^{1/2} = 1,10; k_c = 0,65$$

Kontrola tlačnih napetosti

$$\frac{N_{Ed}}{A} < k_c \cdot f_{c,0,d}$$

$$\frac{40640}{24 \cdot 20} = 84,66 \text{ N/cm}^2 < 0,65 \cdot 2100 = 1365 \text{ N/cm}^2$$

Kontrola upogiba

$$W_{el} = \frac{24^2 \cdot 20}{6} = 1920 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{Ed}}{W_{el}} = \frac{1715000}{1920} = 893 \text{ N/cm}^2$$

Kontrola bočne zvrnitve

$$\sigma_{m,crit} = \frac{3,14 \cdot (E_{0,05} \cdot G_{0,05} \cdot I_z \cdot I_{tor})^{1/2}}{L_{ef} \cdot W_{el}}$$

$$h/b = 24/20 = 1,20 - c1 = 0,166\text{-koeficient torzijskega momenta}$$

$$I_{tor} = 0,166 \cdot 20^3 \cdot 24 = 31872 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{3,14 \cdot (740000 \cdot 46300 \cdot 23040 \cdot 31872)^{1/2}}{0,90 \cdot 450 \cdot 1920}$$

$$\sigma_{m,crit} = 20254 \text{ N/cm}^2$$

Za lesene nosilce iz masivnega lesa iglavcev pravokotnega prereza lahko uporabimo:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 \cdot b^2 \cdot E_{0,05}}{L_{ef} \cdot h} = \frac{0,78 \cdot 20^2 \cdot 740000}{0,90 \cdot 450 \cdot 24}$$

$$\sigma_{m,crit} = 23753 \text{ N/cm}^2$$

Kontrola upogiba in uklona; $\lambda_{rel,m} < 0,75$ - preprečitev bočne zvrnitve!

$$\lambda_{m,crit} = \left(\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}} \right)^{1/2} = \left(\frac{2400}{20254} \right)^{1/2} = 0,34 < 0,75$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d} \cdot k_m}{f_{m,k}} < 1,00$$

$$\frac{84,66}{0,65 \cdot 2100} + \frac{0,70 \cdot 893}{2400} = 0,32 < 1,00 - OK!$$

7.3.3.2.1 Spodnji pas 20/26

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot 17,07 + 1,50 \cdot 3,60 + 1,05 \cdot 0,90 = 29,38 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1,35 \cdot 1,92 = 2,60 \text{ kNm}$$

Kontrola natega

$$N_{Ed/A} < f_{t,o,k} = \frac{29380}{20 \cdot 26} = 46,11 \text{ N/cm}^2 < f_{t,o,k}$$

Kontrola upogiba

$$\sigma_{m,d} = \frac{260000}{26^2 \cdot \frac{20}{6}} = 115 \text{ N/cm}^2 < f_{t,o,k}$$

Kontrola upogiba in natega

$$\frac{N_{Ed}}{f_{c,o,k}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{t,o,k}} = \frac{46,11}{2100} + \frac{115}{1400} = 0,10 < 1,00 - \text{O.K!}$$

Kontrola striga

$$\frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot b_{ef} \cdot h} < f_{v,k}$$

$$b_{ef} = 0,67 \cdot 20 = 13,40 \text{ cm}$$

$$\frac{3 \cdot 20770}{2 \cdot 13,4 \cdot 26} = 89,42 \text{ N/cm}^2 < f_{v,k}$$

7.3.3.3 Dimenzioniranje spoja zgornjega in spodnjega pasu

Zgornji pas 20/24, spodnji pas 20/26

Merodajna je kombinacija za osno silo.

$$1,35 \cdot \text{Obtežba1} + 1,5 \cdot \text{Obtežba2} + 1,5 \cdot 0,7 \cdot \text{Obtežba4}$$

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot 22,91 + 1,5 \cdot 4,83 + 1,05 \cdot 2,35 = 40,64 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1,35 \cdot 7,64 + 1,5 \cdot 1,61 + 1,05 \cdot 2,68 = 20,29 \text{ kN}$$

Izberem les kvalitete C 24 po SIST EN 1995-1-1, SIST EN 338:2003

$f_{m,k} = 2400 \text{ N/cm}^2$ - karakteristična upogibna trdnost

$f_{c,o,k} = 2100 \text{ N/cm}^2$ - karakteristična tlačna trdnost

$f_{t,o,k} = 1400 \text{ N/cm}^2$ - karakteristična natezna trdnost

$f_{v,k} = 250 \text{ N/cm}^2$ - karakteristična strižna trdnost

$E_{0,05} = 740000 \text{ N/cm}^2$ - elastični modul

$G_{0,05} = 46300 \text{ N/cm}^2$ - strižni modul

$$f_{c,o,d} = \frac{0,90 \cdot 2100}{1,25} = 1512 \text{ N/cm}^2$$

$$f_{c,90,d} = \frac{0,90 \cdot 250}{1,25} = 180 \text{ N/cm}^2$$

$$f_{v,k,d} = \frac{0,90 \cdot 250}{1,25} = 180 \text{ N/cm}^2$$

Naklon zgornjega pasu $\alpha = 19^\circ$

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d} \cdot \sin^2 \alpha}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} + \cos^2 \alpha}$$

$$k_{c,90} = 1,00$$

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{1512}{\frac{1512 \sin^2 19^\circ}{1,00 \cdot 180} + \cos^2 19^\circ} = 845 \text{ N/cm}^2$$

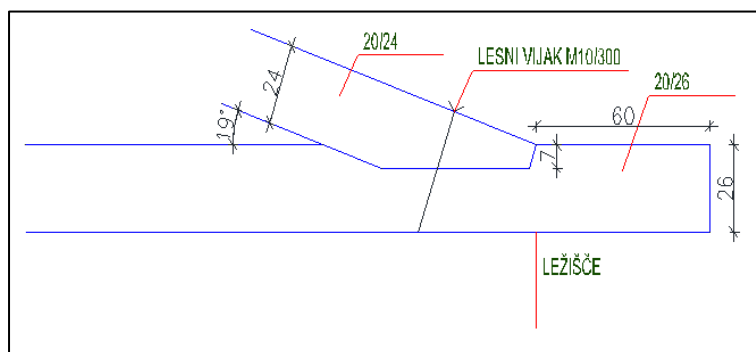
$$N_{Edx} = 40,64 \cos 19^\circ = 38,42 \text{ kN}$$

$$N_{Edy} = 40,64 \sin 19^\circ = 13,23 \text{ kN}$$

$$\sigma_{E,c,\alpha} = \frac{40640}{7 \cdot 20} = 290,28 \text{ N/cm}^2 = \sigma_{c,\alpha,d} < 845 \text{ N/cm}^2 - \text{O.K.}!$$

$$f_{E,v,k} = \frac{38420}{7 \cdot 60} = \frac{91,47 \text{ N}}{\text{cm}^2} < f_{v,k,d} = 180 \text{ N/cm}^2 - \text{O.K.}!$$

Konstruktivsko lesni vijak M10/300!



Slika 36: Detajl priklopa poveznika in špirovca

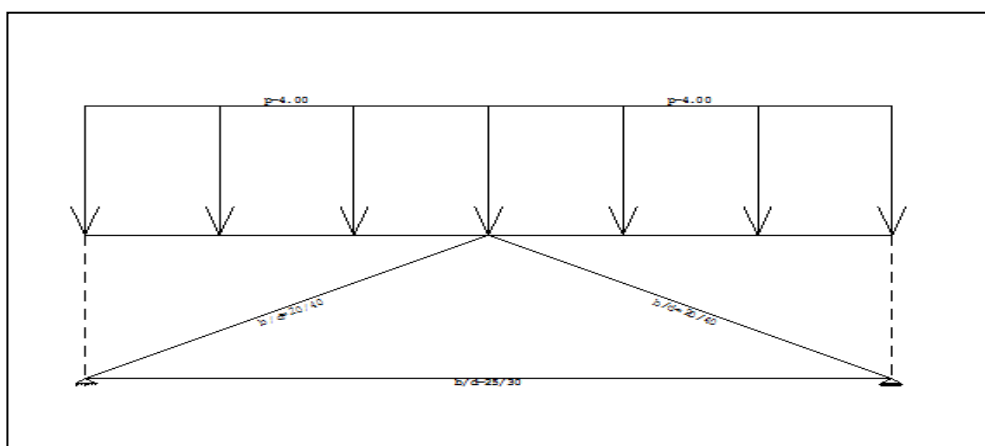
7.3.4 Statični izračun glavnega AB okvirja

Glavni betonski strešni nosilec - vešalo je konstrukcijsko zasnovano kot armiranobetonska okvirna konstrukcija.

Zgornja poševna armiranobetonska nosilca sta dimenzij 20/40, spodnji nosilec pa je dimenzij 25/30 in je sidran v obstoječo konstrukcijo objekta.

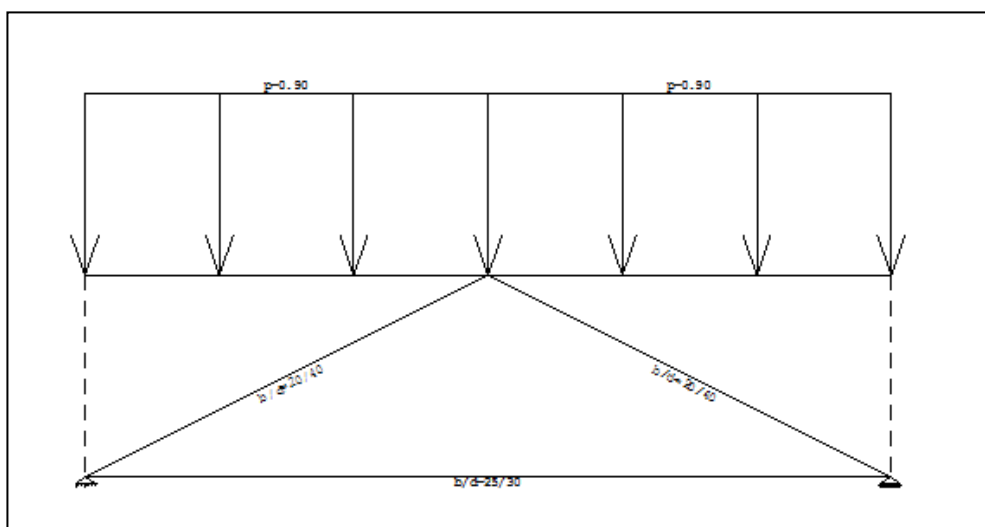
Upoštevani so sledeči obtežni primeri:

1. Stalna obtežba z lastno težo



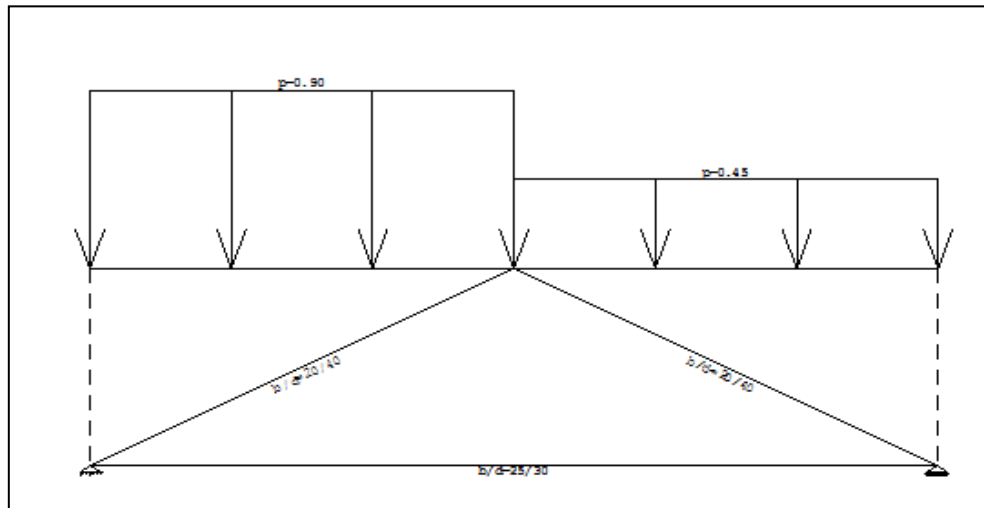
Slika 37: Stalna obtežba

2. Obtežba s snegom - polno na obeh strešinah



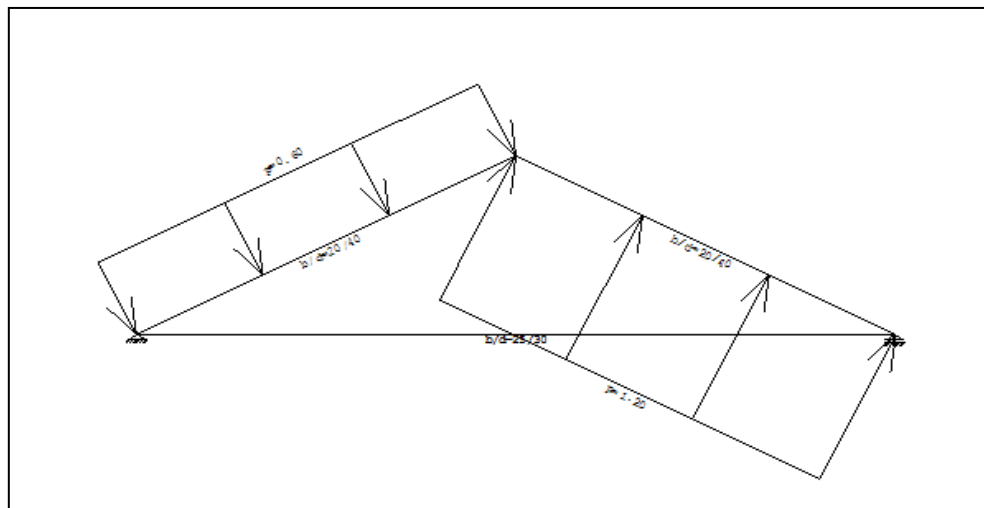
Slika 38: Obtežba s snegom enakomerno na obe strešini

3. Obtežba s snegom - ena strešina polno obremenjena, druga polovično



Slika 39: Obtežba s snegom

4. Obtežba z vetrom maksimalen tlak in srk



Slika 40: Obtežba z vetrom

Notranje statične količine so podane v Preglednica 3 in Preglednica 4.

Zgornja nosilca

Preglednica 3: Zgornja nosilca. Notranje statične količine.

	Obtežba 1	Obtežba 2	Obtežba 3	Obtežba 4
N	-28,5	-5,56	-4,37	2,67
V	13,67	1,97	1,88	1,5
M ⁺	7,43	1,06	1,24	0,12
M ⁻	-11,2	-1,62	-1,22	0,01

Spodnji nosilec

Preglednica 4: Spodnji nosilec. Notranje statične količine.

	Obtežba 1	Obtežba 2	Obtežba 3	Obtežba 4
N	30,56	5,41	4,06	0,04
V	7,5	0	0,04	0,18
M	15	0,21	0,32	0,78

7.3.4.1 Dimenzioniranje glavnega AB okvirja

Armiranobetonsko povezje - beton C 25/30, armatura S 500

$$f_{ck} = 2500 \text{ N/cm}^2$$

$$f_{yk} = 50000 \text{ N/cm}^2$$

7.3.4.1.1 Zgornji pas 20/40

Upogibna armatura, kontroliram zgornjo armaturo, ki je merodajna

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot 28,50 + 1,5 \cdot 5,56 + 1,05 \cdot 2,67 = 49,61 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1,35 \cdot 11,2 + 1,50 \cdot 1,62 + 1,05 \cdot 0,01 = 17,56 \text{ kNm}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_s = 17,56 \text{ kNm} - (-49,61 \text{ kN} \cdot 0,15 \text{ m}) = 25 \text{ kNm}$$

$$z_s = h/2 - a = 40/2 - 5 = 15 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 2,5/1,5 = 1,66 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2500000}{1666 \cdot 20 \cdot 35^2} = 0,06$$

$$k_s = 1,121 \text{ pri } \varepsilon_1 / \varepsilon_s = -3,5\text{‰} / 10\text{‰}$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Eds}}{d \cdot \sigma_s} + \frac{N_{Ed}}{\sigma_s} = 1,121 \cdot \frac{2500000}{20 \cdot 43478} + \left(\frac{-49610}{43478} \right) = 2,08 \text{ cm}^2$$

Minimalna armatura skladno s SIST EN 1998-1 z nacionalnimi dodatki

$$0,0225 \cdot 20 \cdot 40 = 2 \text{ cm}^2$$

Minimalna armatura po SIST EN 1992-1-1

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 1 \text{ cm}^2$$

Armiram obojestransko z 3 x $\emptyset 12$, ob strani po vertikali še v sredini obojestransko 1 x $\emptyset 12$.

$$A_{s, dejansko} = 3,39 \text{ cm}^2$$

Kontrola striga

$$V_{Ed} = 1,35 \cdot 13,67 + 1,50 \cdot 1,97 + 1,05 \cdot 1,5 = 20,98 \text{ kN}$$

$$V_{R,d,c} = \left[C_{RDC} \cdot k(100 \cdot \rho \cdot f_{c,k})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot (b_w \cdot d)$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$k_1 = 1 + \sqrt{200 + d} = \left(\frac{200}{d}\right)^{1/2} = \left(\frac{200}{350}\right)^{1/2} = 0,75 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot 2^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,28$$

$\sigma_{cp} = 0$ osno silo sem upošteval nič in sem na varni strani

$$V_{Rdc} = (0,28) \cdot 200 \cdot 400 = 22400 \text{ N} > V_{Ed} = 20980 \text{ N} - \text{strig ni merodajen.}$$

Skladno s SIST EN 1998 - 1 z nacionalnimi dodatki (potresno projektiranje konstrukcij) stremena $\emptyset 8/10 - 20 \text{ cm}$.

7.3.4.1.2 Spodnji pas 25/30

Upogibna armatura

$$M_{Eds} = 1,35 \cdot 15,00 + 1,5 \cdot 0,21 + 1,05 \cdot 0,78 = 21,3 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot 30,56 + 1,5 \cdot 5,41 + 1,05 \cdot 0,04 = 49,42 \text{ kN}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_s = 21,3 \text{ kNm} - 49,42 \text{ kN} \cdot 0,1 \text{ m} = 16,4 \text{ kNm}$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1640000}{1666 \cdot 25 \cdot 25^2} = 0,06$$

$$k_s = 1,121 \text{ pri } \varepsilon_1 / \varepsilon_s = -3,5\% / 10\%$$

$$A_s = \frac{1,121 \cdot 1,15 \cdot 1640000}{50000 \cdot 25} + \frac{49420 \cdot 1,15}{50000} = 2,82 \text{ cm}^2$$

Obojestransko armiram s 3 x $\emptyset 12$, ob strani po vertikali še v sredini obojestransko 1 x $\emptyset 12$.

Skladno s SIST EN 1998 - 1 z nacionalnimi dodatki (potresno projektiranje konstrukcij) stremena $\emptyset 8 / 10 - 20 \text{ cm}$.

7.3.5 Zidna vez

Računsko zidne vezi nisem posebej preverjal. Evrokod 8 zahteva, da njihove dimenzije ne smejo biti manjše od 150 / 150 mm. Zidne vezi morajo biti pri gradnji armirane minimalno z 200 mm², kar ustreza 4 ø 8 mm iz jekla z mejo elastičnosti $f_y = 240$ MPa.

Pravilnik iz leta 1981 (Pravilnik, 1981 cit. po Tomažević, 2009a) je predpisoval le najmanjšo količino armature 4 ø 12 mm.

Pri sanaciji se je v venec vgradilo armaturo 7 ø 12 mm in stremena ø 8 / 25cm. Preko koša se je položil še pas mrežne armature Q131.

Preglednica 5: Višina in armatura vodoravnih zidnih vezi v odvisnosti od velikosti stavbe in seizmičnosti območja (po Pravilniku, 1964 cit. po Tomažević, 2009a, jeklo $f_y = 240$ MPa)

Dolžina stavbe in število etaž				Projektni pospešek tal		
12 m	25 m	40 m	>40 m	$\alpha_g < 0,1$ g	$0,1 \text{ g} < \alpha_g < 0,2$ g	$0,2 \text{ g} < \alpha_g < 0,4$ g
1	-	-	-	15cm;4Φ10mm	15cm;4Φ10mm	16cm;4Φ12mm
2	1	-	-	15cm;4Φ10mm	15cm;4Φ10mm	18cm;4Φ14mm
3	2	1	-	15cm;4Φ10mm	16cm;4Φ12mm	20cm;4Φ16mm
4	3	2	1	15cm;4Φ10mm	18cm;4Φ14mm	22cm;4Φ18mm
5	4	3	2	16cm;4Φ12mm	20cm;4Φ16mm	22cm;4Φ20mm
6	5	4	3	18cm;4Φ14mm	22cm;4Φ18mm	22cm;4Φ20mm
-	6	5	4	18cm;4Φ14mm	22cm;4Φ18mm	22cm;4Φ20mm
-	-	6	5	20cm;4Φ16mm	22cm;4Φ18mm	-
-	-	-	6	22cm;4Φ16mm	-	-

Preglednica 6: Priporočena količina armature vodoravnih vezi (po Construction, 1984 cit. po Tomažević, 2009a, jeklo $f_y = 240$ MPa)

Število etaž	Projektni pospešek tal		
	$\alpha_g < 0,1$ g	$0,1 \text{ g} < \alpha_g < 0,2$ g	$0,2 \text{ g} < \alpha_g < 0,4$ g
1	4Φ10mm	4Φ10mm	4Φ12mm
2	4Φ10mm	4Φ10mm	4Φ14mm
3	4Φ10mm	4Φ12mm	4Φ16mm
4	4Φ12mm	4Φ14mm	-
5	4Φ14mm	-	-

7.3.6 Temelj

Detajl sanacije in način armiranja je bil usklajen z nadzornim organom in geomehanikom, ki je opravil pregled temeljnih tal.

V večini primerov sanacij se temelji sanirajo na opisan način.

Zaradi omejenih sredstev je bil temelj saniran samo enostransko. Vemo, da v takem primeru prihaja do ekscentričnih napetosti pod temeljem. Zaradi spodkopavanja je zelo verjetno prišlo do lokalnega razrahljanja že konsolidiranih temeljnih tal. Ker je bil temelj linijsko obojestransko injektiran lahko predpostavljam, da je njegova nosilnost izboljšana. Predpostavljam lahko, da je nosilnost takšnega temelja enakovredna nosilnosti nearmiranega betona.

Temelj sem računsko preveril na vertikalno obtežbo in horizontalno obtežbo vetra.

7.3.6.1 Nosilnost temelja – glede na vertikalno obtežbo in horizontalno obtežbo vetra

- Drenirano stanje

$$L = 12 \text{ m}, B = 1 \text{ m}$$

$$\varphi = 35^\circ$$

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

Temelj

$$T_k = 1 \cdot 12 \cdot 1 \cdot \frac{22 \text{ kN}}{\text{m}^3} = 264 \text{ kN}$$

$$\gamma_{zid} = 22 \text{ kN/m}^3$$

Streha

$$S_k = 1,5 \cdot 8,8 \cdot 0,5 \cdot 12 = 79 \text{ kN}$$

$$g_s = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

Zid

$$Z_k = 8 \cdot 12 \cdot 22 \cdot 0,8 = 1690 \text{ kN}$$

Strop

$$N_k = 7,8 \cdot 12 \cdot 1 \cdot 0,5 = 47 \text{ kN}$$

$$g_{strop} = 1 \text{ kN/m}^2$$

Vertikalna obtežba veter + sneg

$$q_{w,h} = 0,15 \text{ kN/m}^2 \text{ poglavje 7.3.1 (stran 42)}$$

$$q_s = 0,265 \text{ kN/m}^2 \text{ poglavje 7.3.2 (stran 43)}$$

Veter + sneg – merodajna kombinacija

$$q_{w,h} + q_s = 1,5 \cdot 0,15 + 0,7 \cdot 1,5 \cdot 0,265 = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{w+s,d} = \frac{0,5kN}{m^2} \cdot 12m \cdot 8,8m \cdot 0,5 = 26,4kN$$

Vsota navpičnih obtežb

$$V_d = V_{w+s,d} + (S_k + Z_k + T_k + N_s) \cdot 1,35 = 2834 kN$$

Horizontalni veter

$$q_{w,h} = 0,058kN/m^2 \text{ poglavje 7.3.1 (stran 42)}$$

Deluje na vrhu stene $H = 8m$

$$q_{w,stena} = 0,51kN/m^2 \text{ poglavje 7.3.1 (stran 42)}$$

Deluje na $H = 4 m$

$$H_d = 1,5(0,058 \cdot 8 \cdot 12 \cdot 0,5) + 1,5(0,51 \cdot 8 \cdot 12) = 78 kN$$

Določim konstante:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = 33,30$$

$$N_c = (N_q - 1) \cos \varphi = 45,84$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi = 45,2$$

$$I = \frac{H_d}{V_d} = 0,027$$

$$e_d = \frac{M_d}{V_d} = 0,14m$$

$$M_d = 73,44kN \cdot 5m + 4,2kN \cdot 9m = 404kNm$$

$$B' = B - 2 \cdot e_d = 1 - 2 \cdot 0,14 = 0,72 m$$

B = širina temelja

$$A' = B' \cdot L = 0,72 \cdot 12 = 8,68 m^2$$

$$B'/L = \frac{0,72}{12} = 0,06$$

$q' = D_\gamma - D_w \cdot \gamma_w$ - efektivni navpični tlak ob temelju na globini temeljne ploskve

$$D_w = \gamma_w = 0$$

$$q' = 20 kN/m^2$$

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L} \right) \cdot \sin \varphi = 1,034$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \left(\frac{B'}{L} \right) = 0,98$$

$$m_B = [2 + (B'/L)]/[1 + (B'/L)] = 1,94$$

$$m_L = [2 + (L/B')]/[1 + (L/B')]$$

$$i_q = [1 - H/(V + A \cdot c' \cdot \cot \varphi')]^m$$

Ker je $c = 0$

$$i_q = (1 - H/V)^m = 0,94$$

$$i_\gamma = (1 - H/V)^{m+1} = 0,92$$

$R/A' = \text{SIST EN 1997 - 1; 2005 DODATEK D - drenirani pogoji - D4}$

$$R/A' = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$R/A' = 1133 \text{ kN/m}^2$$

$$b_q = b_\gamma = 1$$

nagib temeljne ploskve $\alpha = 0^\circ$

$$R_d = (R/A') \cdot \frac{A'}{\gamma_R} = 7025 \text{ kN}$$

$$A' = B \cdot L = 8,68 \text{ m}^2$$

$$R_d > V_d \rightarrow 7025 \text{ kN} > 2834 \text{ kN} \rightarrow OK$$

7.3.6.2 Potresna obtežba

Po SIST EN 1998-1: 2006

Poglavje 4.3.3.2.2 celotna prečna sila

$$F_B = S_d \cdot (T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

$S_d(T_1)$...ordinata v projektnem spektru pri nihajnem času T_1

m ...celotna masa konstrukcije nad temelji

T_1 ...osnovni nihajni čas konstrukcije

λ ...korekcijski faktor, ki ima vrednost $\lambda = 0,85$, če velja $T_1 \leq 2T_c$ in ima stavba več kot dve etaži. V drugih primerih $\lambda = 1$.

Določim nihajni čas

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} = 0,23 \text{ s} \geq T_b = 0,15 \text{ in} < T_c = 0,4$$

H ...višina stavbe

C_t ...0,085 za prostorske jeklene momentne okvirje, 0,075 za betonske prostorske momentne okvirje in za ekscentrično zavetrovane jeklene okvirje ter 0,05 za vse druge konstrukcije

Iz poglavja 3.2.2.5 Projektni spekter za elastično analizo

Kategorija tal A

$S=1$

$$a_g = 0,2 \text{ g}$$

$q = 2$ faktor obnašanja za nepovezane zidane zgradbe

- Za nearmirane zidane konstrukcije: $q=1,5-2,5$; nacionalni dodatek: $q=2$ (Beg, Pogačnik 2009)

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 0,25$$

Izračunam celotno prečno silo:

$$F_B = S_d \cdot (T_1) \cdot m \cdot \lambda = 0,25 \cdot 623 \cdot 9,81 \cdot 1 = 1498 \text{ kN}$$

Lastna teža zidov

$$G_z = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$G_{zid} = ((12 \cdot 8) \cdot 2 + (8,8 \cdot 8) \cdot 2) \cdot 0,8 \cdot 22 = 5860 \text{ kN}$$

Lastna teža strehe in stropa

$$g_s = 1,50 \text{ kN/m}^2 \text{ lastna teža strehe}$$

$$g_{strop} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \text{ lastna teža strop}$$

$$G_s = 12 \cdot 8,8 \cdot 1,5 = 158 \text{ kN}$$

$$G_{strop} = 12 \cdot 7,8 \cdot 1 \text{ kN} = 94 \text{ kN}$$

$$G = G_s + G_{strop} = 252 \text{ kN}$$

$$G_{celoten} = G_{zid} + G = 6112 \text{ kN}$$

Celotna masa je 623t

Skupno potresno prečno silo razdelim na polovico(v vsaki smeri potres prevzameta po dve enaki steni).

$$\frac{F_b}{2} = 749 \text{ kN/m}^2$$

7.3.6.2.1 Kontrola potresa-za krajšo stranico

$$V_d = 2080 \text{ kN}$$

$$B = 8,8 \text{ m}, L = 1 \text{ m}$$

$$F_b = H_d = 749 \text{ kN}$$

Potresno silo postavim na višino kapne lege.

Po SIST EN 1997-1:2005 Dodatek D

Določim konstante:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = 33,30$$

$$N_c = (Nq - 1)\cos\varphi = 45,84$$

$$N_\gamma = 2(Nq - 1)\tan\varphi = 45,2$$

$$H_d = 749 \text{ kN}$$

$$I = \frac{H_d}{V_d} = 0,36$$

$$e_d = \frac{M_d}{V_d} = 3,24 \text{ m}$$

$$M_d = 749 \cdot 9 = 6741 \text{ kNm}$$

$$B' = B - 2 \cdot e_d = 8 - 2 \cdot 2,52 = 2,32 \text{ m}$$

$$A' = B' \cdot L = 2,32 \cdot 1 = 2,32 \text{ m}^2$$

$$B'/L = \frac{2,32}{1} = 2,32$$

$q' = D_\gamma - D_w \cdot \gamma_w$ - efektivni navpični tlak ob temelju na globini temeljne ploskve

$$q' = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L}\right) \cdot \sin\varphi = 2,33$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \left(\frac{B'}{L}\right) = 0,304$$

$$m_B = [2 + (B'/L)]/[1 + (B'/L)] = 1,3$$

$$m_L = [2 + (L/B')] / [1 + (L/B')]$$

$$i_q = [1 - H/(V + A' \cdot c' \cdot \cot\varphi')]^m$$

Ker je $c' = 0$

$$i_q = (1 - H/V)^m = 0,73$$

$$i_\gamma = (1 - H/V)^{m+1} = 0,35$$

$R/A' = \text{SIST EN 1997 - 1; 2005 DODATEK D - drenirani pogoji - D4}$

$$R/A' = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$R/A' = 1242 \text{ kN/m}^2$$

nagib temeljne ploskve $\alpha = 0^\circ$

$$b_q = b_\gamma = 1$$

$$R_d = (R/A') \cdot \frac{A'}{\gamma_R} = 2058 \text{ kN}$$

$$A' = B' \cdot L = 2,32 \text{ m}^2$$

$$R_d < V_d \rightarrow 2058 \text{ kN} < 2080 \text{ kN} \rightarrow \text{NOSILNOST JE PREMAJHNA}$$

7.3.6.2.2 Kontrola potresa - za daljšo stranico

$$V_d = 2080 \text{ kN}$$

$$B = 12 \text{ m}, L = 1 \text{ m}$$

$$F_b = H_d = 749 \text{ kN}$$

Potresno silo postavim na višino kapne lege.

Po SIST EN 1997-1:2005 Dodatek D

Določim konstante:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = 33,30$$

$$N_c = (N_q - 1) \cos \varphi = 45,84$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi = 45,2$$

$$H_d = 749$$

$$I = \frac{H_d}{V_d} = 0,36$$

$$e_d = \frac{M_d}{V_d} = 3,24 \text{ m}$$

$$M_d = 749 \cdot 9 = 6741 \text{ kNm}$$

$$B' = B - 2 \cdot e_d = 12 - 2 \cdot 3,24 = 5,52 \text{ m}$$

B = širina temelja

$$A' = B' \cdot L = 5,52 \cdot 1 = 5,52 \text{ m}^2$$

$$B'/L = \frac{5,52}{1} = 5,52$$

$q' = D_\gamma - D_w \cdot \gamma_w$ - efektivni navpični tlak ob temelju na globini temeljne ploskve

$$q' = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L} \right) \cdot \sin \varphi = 4,16$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \left(\frac{B'}{L} \right) = -0,656$$

$$m_B = [2 + (B'/L)] / [1 + (B'/L)] = 1,15$$

$$m_L = [2 + (L/B')] / [1 + (L/B')] = 1,15$$

$$i_q = [1 - H/(V + A' \cdot c \cdot \cot \varphi)]^m$$

Ker je $c = 0$

$$i_q = (1 - H/V)^m = 0,6$$

$$i_y = (1 - H/V)^{m+1} = 0,38$$

$R/A' = \text{SIST EN 1997 - 1; 2005 DODATEK D - drenirani pogoji - D4}$

$$R/A' = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$R/A' = 1046 \text{ kN/m}^2$$

$b_q = b_\gamma$ nagib temeljne ploskve $\alpha = 0^\circ$

$$b_q = b_\gamma = 1$$

$$R_d = (R/A') \cdot \frac{A'}{\gamma_R} = 4124 \text{ kN}$$

$$A' = B' \cdot L = 5,52 \text{ m}^2$$

$$R_d > V_d \rightarrow 4124 \text{ kN} > 1154 \text{ kN} \rightarrow \text{NOSILNOST JE ZADOSTNA}$$

Iz računa potresne odpornosti je razvidno, da potresna nosilnost krajših sten ni zadostna. Nosilnost daljših dveh sten pa je zadostna.

V prihodnosti, ko bo na voljo dovolj finančnih sredstev, bi bilo glede na statični izračun smiselno in priporočljivo temelj razširiti tudi z notranje strani. Da bi se med sanacijo preprečilo poškodbe zidu, bo potrebno dela izvesti previdno in po kampadah, katerih dolžina ne bo smela presegati 1,5 m, še bolj priporočljivo 1 m. V prvi fazi bi verjetno bilo smiselno, da se ojačajo tudi vogali.

Če zgradimo nove temelje pod celotno širino zidu, izmenično z ene in druge strani, moramo oba dela novega temelja med seboj povezati s prečnimi stremeni. Običajno so novi pasovni temelji armirani s štirimi palicami armaturnega jekla $\varnothing 16$, ki so med seboj povezani s pravokotnimi stremeni $\varnothing 6$ v medsebojni razdalji 20 cm. Po zabetoniranju temeljev ali temeljnih vezi navadno območje stikovanja ponovno zainjektiramo (Tomaževič, 2009).

Če pa na eni ali obeh straneh temelja vgradimo armiranobetonske temeljne vezi, moramo na vsakih 2-2,5m dolžine zidu, vezi povezati s temeljnim zidom tako, da izdelamo ustrezen utor, odstranimo kamen ali opeko, v katerega vstavimo armaturno kletko, povezano z vezjo. Za povezovanje in sidranje so dovolj palice $\varnothing 10$ mm. (Tomaževič, 2009)

8 ZAKLJUČEK

V diplomskem delu sem opisal potek sanacije cerkve sv. Florjana, ki je bila izvedena na podlagi večdesetletnih izkušenj na podobnih objektih s podobno problematiko. S statičnim izračunom sem želel potrditi ali ovreči pravilnost sanacije, ki je bila izvedena na izkustveni način.

V prvi fazi, se je pred pričetkom sanacije, na podlagi ogleda stanja, pripravil idejni načrt in predračun sanacije. Tekom izvedbe sanacije je prihajalo do dodatnih problemov in posledično do usklajevanja poteka dela sanacije. Zaradi takšnega načina dela je sanacija potekala nekoliko počasneje, kar pa ni nujno slabo. Kot sem že poudaril so vsa dela potekala na podlagi večdesetletnih izkušenj.

S statičnim izračunom nekaterih delov konstrukcije sem želel potrditi ali ovreči pravilnost izbranih ukrepov in materialov. Statični izračun je potrdil, da so AB okvir, trikotno vešalo in zidna vez dimenzionirani zadovoljivo. Izračun je pokazal, da je temelj sten v krajši smeri objekta okoli močnejše osi, pri horizontalni potresni obtežbi, minimalno poddimenzioniran. Ko bodo na razpolago zadostna finančna sredstva, bo potrebno odpraviti to pomanjkljivost in zadostiti zakonom glede statične stabilnosti.

Po opravljeni analizi sanacije cerkve sv. Florijana ugotavljam, da je bila sanacija opravljena dokaj zadovoljivo. Stanje je veliko boljše kot pred pričetkom. Na samem objektu ni vidnih večjih razpok, ki bi nakazovale na težave z nosilnostjo temeljev. Na zidovih cerkve ni opaznih sledi vlage, kar potrjuje dobro izvedbo hidrofobnih ometov, hidroizolacije in odvodnjavanja. Na oboku cerkve in na glavnem loku ni vidnih razpok. Objekt deluje kot celota.

9 VIRI

Beg, D., Pogačnik, A. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1300 str.

Grabovec, D. 2011. Predlog sanacije cerkve svete Trojice v Halozah. Diplomsko delo, Maribor, Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo (samozaložba D. Grabovec).

Popović, M. 2009. Trajnostni pristop k utrditvi zidanih zgradb. Magistrska naloga, Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Popović).

Saje, D., Saje, F. 1996. Sanacija cerkve v Šentjuriju na Dolenjskem. V: Zbornik 18. Zborovanja gradbenih konstruktorjev Slovenije, Bled, oktober 1996. Formatisk, Ljubljana: str. 195 – 200.

Saje, F., Saje, D. 1998. Nadzidava zvonika župnijske cerkve v Mirni peči. Gradbeni vestnik 47, 8:196-202.

Tomažević, M. 2009a. Potresno odporne zidane stavbe. Ljubljana, Tehnis: 301 str.

Tomažević, M. 2009b. Stavbe kulturne dediščine in potresna odpornost. Gradbeni vestnik 58, 9: 219-228 in 10: 242-249.

Uranjek, M., Žarnić, R., Bokan – Bosiljkov, V., Bosiljkov, V., 2010. Smernice za kakovostno izvedbo utrjevanja zidov stavbne dediščine s sistematičnim injektiranjem. Gradbeni vestnik 59, 9: 198- 205.

Standardi:

SIST EN 1991-1-4:2005: Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra.

SIST EN 1991-1-4:2005/A101: Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra – Nacionalni dodatek.

SIST EN 1991-1-3: Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije- 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega.

SIST EN 1991-1-3:2004/A101: Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije- 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek.

SIST EN 1995-1-1: Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 338 (2004) Konstrukcijski les - Trdnostni razredi.

SIST EN 1998-1/A101: Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.