

Opr.št. inž.Bar/
Ljubljana, 27-feb-04

NAROČNIK: OBČINA DOMŽALE
Ljubljanska cesta 69
1230 DOMŽALE

POROČILO

o opravljenih pregledih in preiskavah nosilne konstrukcije objekta
"Osnovna šola DOB" z analizo nosilnosti in protipotresne odpornosti ter
idejnimi smernicami za izvedbo ojačitveno-sanacijskih ukrepov

DN 2000602

NAROČILO: pogodba (izv.) št. 47100-170/03 z dne 10.12.2003
(nar.) št. 124/2003 z dne 5.12.2003

VODJA DEJAVNOSTI KONSTRUKCIJE:

Nives BARTOL POHL univ.dipl.inž.grad.

VODJA CENTRA ZA KONSTRUKCIJE IN SANACIJE:

Dr. Blaž DOBINŠEK, univ.dipl.inž.grad.

DIREKTOR:

Igor JANEŽIČ, univ.dipl.inž.grad.

VSEBINA

1. UVOD	4
2. PODATKI O ZGRADBI TER NOSILNI SISTEM OBJEKTA	5
2.1 PODATKI O ZGRADBI IN LOKACIJI	5
2.2 OPIS OBJEKTA IN NOSILNEGA SISTEMA	5
3. STANJE NOSILNIH ELEMENTOV PRI PREGLEDU	6
3.1 NA OBJEKTU NASTOPAJOČE POŠKODBE:	6
3.2 VLAGA V OBJEKTU	7
3.3 STANJE IN KVALITETA NOSILNIH ZIDOV	7
3.4 PREGLED STROPNIH KONSTRUKCIJ	8
3.5 PREGLED OSTREŠJA	9
4. POROČILO O GEOMEHANSKEM PREGLEDU TEMELJEV	10
4.1 GEOTEHNIČNE OSNOVE	10
4.2 TEMELJENJE OBJEKTA	10
4.3 STATIČNA KONTROLA TEMELJEV	10
4.4 PREDLOG NADALJNJIH UKREPOV	10
5. STATIČNA ANALIZA OBJEKTA (PRILOGA 4)	11
5.1 KONTROLA MEDNADSTROPNIH KONSTRUKCIJ	11
5.2 KONTROLA ZIDOV PRI VERTIKALNI OBTEŽBI	12
5.3 STATIČNA KONTROLA TEMELJEV	13
6. SEIZMIČNA ANALIZA OBJEKTA	13
6.1 RAČUNSKA METODA	13
6.2 ZAHTEVE PREDPISOV	14
6.3 OCENA PROTIPOTRESNE ODPORNOSTI ZGRADBE	15
7. SMERNICE ZA IZVEDBO OJAČITVENO SANACIJSKIH DEL	16
8. ZAKLJUČEK	18

PRILOGE

1. - Tloris kleti - Mesta pregleda objekta
2. - Tloris pritličja - Mesta pregleda objekta, Kataster poškodb
3. - Tloris 1. nadstropja - Mesta pregleda objekta, Kataster poškodb
4. - STATIČNA IN SEIZMIČNA ANALIZA OBJEKTA
5. - FOTODOKUMENTACIJA

1. UVOD

Na osnovi naročila smo opravili detajlni pregled nosilne konstrukcije starega dela objekta "Osnovna šola DOB" na Dobu pri Domžalah. Predmet pregleda je bilo najstarejše poslopje kompleksa OŠ Dob. Pregled smo opravili po programu, navedenem v naši ponudbi Bar-510/2003 z dne 27.11.2003.

Investitor Občina Domžale želi v sklopu prenove in adaptacije šole za potrebe devetletke izvesti tudi statično utrditev obstoječega objekta. V skladu z Zakonom o graditvi objektov (ZGO-1; Ur.list RS, št. 110/02) je pred izdelavo projektne dokumentacije za rekonstrukcijo objekta potrebno ugotoviti zasnovo, stanje in nosilnost glavnih nosilnih elementov konstrukcije.

Objekt je bil že leta 1988 pregledan s strani Zavoda za raziskavo materiala in konstrukcij Ljubljana. Na osnovi tega pregleda sta bili izdelani Poročilo o stanju objekta z oceno statične varnosti (32 DN-3/346-88) in Poročilo o pregledu temeljev (2-685/88, DN 2-387/87). Seizmična analiza tedaj ni bila opravljena.

Za potrebe izdelave projekta rekonstrukcije smo analizirali poročila o preteklih pregledih objekta ter opravili dodatna sondiranja nekaterih elementov (stropov in zidov), iz katerih smo lahko ugotovili zasnovo in sestave konstrukcijskih elementov ter kvaliteto vgrajenih materialov. Na osnovi ugotovitev pregledov in preiskav ter ocenjenih mehansko-trdnostnih karakteristik smo izvedli vse potrebne statične kontrole in analizo protipotresne odpornosti zgradbe v obstoječem stanju.

Na osnovi arhitektonske podloge podjetja LIZ INŽENIRING d.d. smo izvedli tudi seizmično analizo za stanje objekta po adaptaciji z upoštevanjem arhitektonske preureditve. Omenjena analiza je lahko sestavni del projektne dokumentacije za rekonstrukcijo objekta.

V nadaljevanju podajamo ugotovitve sedanjih ter povzetek preteklih pregledov in rezultate opravljenih analiz ter podajamo idejne smernice za izvedbo potrebnih konstrukcijskih ojačitev, s katerimi bomo zagotovili ustrezno varnost in stabilnost objekta v smislu veljavnih predpisov.

2. PODATKI O ZGRADBI TER NOSILNI SISTEM OBJEKTA

2.1 Podatki o zgradbi in lokaciji

Najstarejša zgradba kompleksa Osnovne šole Dob, ki je bila predmet našega pregleda, je bila zgrajena leta 1936. V enonadstropni stavbi je bilo 6 učilnic, zbornica in pisarna ter prostorna avla v pritličju. Leta 1943 je bila šola požgana. Po vojni je bila obnovljena, dozidali pa so še stanovanje za učitelja in pisarno. Leta 1977 je bila zgradba ponovno adaptirana, dozidan pa je bil še prizidek s 6 učilnicami, kuhinjo, jedilnico in telovadnico. Drugi del prizidka je bil dograjen v letu 1988.

Namembnost objekta je šolska dejavnost, zato je uvrščen v I. kategorijo objektov. Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih predvideva, da se za objekte, uvrščene v I. kategorijo, seizmični parametri določijo na podlagi karte seizmične mikrorajonizacije gradbenih površin. Po karti seizmične mikrorajonizacije mesta Ljubljane spada območje, kjer stoji predmetni objekt v cono maksimalne intenzitete pričakovanih potresov VIII. stopnje po MCS-64 lestvici.

Potresno nevarnost pa smo določili tudi v skladu s prihajajočo evropsko regulativo po karti projektnih pospeškov tal za povratno dobo 475 let, ki jo je izdelala Geodetska uprava Slovenije. Velikost pričakovanega projektnega pospeška je 0,225 g.

Objekt leži na ravnem terenu in relativno dobro nosilnih tleh, kar je razvidno iz "Geotehničnega poročila o pogojih temeljenja dozidave šole v Dobu pri Domžalah", ki ga je izdelal Geološki zavod Ljubljana; DN I/71-3/74, marec 1974.

2.2 Opis objekta in nosilnega sistema

Obravnavano poslopje stare šole je klasična opečna zidana zgradba. Tloris objekta je oblike črke L. Zunanji gabariti objekta so 26,61 x 21,21 m. Obsega tri etaže (K + P+ 1) ter relativno visoko neizkoriščeno podstrešje. Objekt je le delno podkleten na jugo vzhodnem delu. V pritličju in nadstropju se nahajajo po štiri učilnice in relativno velika avla, v kleti pa delavnica in kurilnica.

Etažna višina kleti je 2,77 m, pritličja 4,12 m in I. nadstropja ca 4,25 m. Nivo tlaka pritličja je približno 0,50 m nad terenom. Skupna višina objekta od terena do slemena pa je ca 13,70 m.

Nosilni sistem zgradbe tvorijo masivni opečni zidovi, debelin 30,0 do 57,0 cm, ki so razmeroma ugodno razporejeni v obeh pravokotnih smereh tlorisa. Zidani so iz polne opeke brez vertikalnih in horizontalnih armiranobetonskih vezi. Stropne konstrukcije nad pritličjem in nadstropjem so klasične lesene, tramovne konstrukcije z nasutjem, ki je preko opaža položeno na stropnike. Strešna konstrukcija je lesena dvokapnica z dvema slemenoma, potekajočima v obeh pravokotnih smereh v skladu s tlorisom. Naklon strešine je ca 35°. Kritina je opečni zareznik.

3. STANJE NOSILNIH ELEMENTOV PRI PREGLEDU

Da bi ugotovili dejansko stanje obstoječe nosilne konstrukcije, sestave obstoječih elementov ter kvaliteto vgrajenih materialov (kvaliteta opeke, malte, lesa, ...), smo preučili ugotovitve poročil o preteklih pregledih objekta ter izvedli nekaj dodatnih preiskovalnih sond na posameznih elementih: zidovih in stropovih. V nadaljevanju podajamo ugotovitve sedanjih ter povzetek preteklih pregledov. Mesta preiskav so prikazana na načrtih, priložena pa je tudi fotodokumentacija.

Na osnovi rezultatov pregledov in preiskav smo ocenili tudi mehansko tehnične karakteristike vgrajenih materialov, ki smo jih nato upoštevali pri izvedbi kontrolnih statičnih izračunov in analizi protipotresne odpornosti zgradbe.

3.1 Na objektu nastopajoče poškodbe:

Na objektu je razmeroma malo poškodb. V **prilogah 1 do 3** je prikazan položaj in opis razpok po etažah objekta. V splošnem lahko razpoke strnemo v sledeče značilne skupine:

- V glavnem se pojavljajo vertikalne razpoke na vzdolžnih zidovih objekta. Največ razpok je na srednjem vzdolžnem zidu. Le-te so nastale na oslabljenih delih zidu, to je ob dimničnih oziroma ventilacijskih tuljavah (**Sl. 8, 9**) ter ob odprtinah, npr.: razpoke na vratnih prekladah (**Sl. 10, 11**). V pritličju znašajo širine razpok 0,2 do 0,7 mm. V nadstropju je razpok več in so širše, tudi do 1,2 mm. Te razpoke kažejo na rahlo diferenčno posedanje objekta v preteklosti ter temperaturno delovanje, kar je povsem pričakovano glede na dolžino objekta nepovezanost zidov in zasnovo temeljev.
- Iz enakega razloga je verjetno nastala tudi razpoka na stropni konstrukciji nad I. nadstropjem, ki poteka preko hodnika v prečni smeri objekta in znaša ca 0,8 mm.
- Fasade so v relativno dobrem stanju, poškodb je malo. Razpoke na vzdolžnem napušču (**Sl. 4**) in vertikalna razpoka na parapetu vzdolžnega zidu (**Sl. 5**) so nastale iz prej opisanega razloga. Mestoma se lušči zaključni sloj fasadnega ometa zaradi slabe sprijemnosti (**Sl. 4**).
- Poškodbe na stropovih zaradi deformabilnosti stropnih konstrukcij: pojavljajo se predvsem razpoke v vogalih (diagonalno), po sredini razpona v smeri pravokotno na stropnike in horizontalne razpoke ob ležiščih nad zidovi (**Sl. 6**), ki so lahko močnejše zaradi prej omenjene nepovezanosti objekta in posledično razmikanja zidov.
- Mehanske poškodbe ob dilataciji na stiku starejšega objekta s prizidkom (**Sl. 7**) so nastale zaradi nepravilno izvedene dilatacije. Objekta sta konstrukcijsko med seboj ločena in različno delujeta (temperaturno delovanje, posedanje). Ker finalna obdelava (omet) ni bila ustrezno ločena, je omet razpokal in odpadal. Območje je bilo večkrat popravlano, vendar neuspešno. Vse obdelave morajo biti v območju dilatacije povsem ločene in zaključene, preko dilatacije pa se vgradi okrasna letev, ki mora biti fiksno pritrjena le na eni strani.

3.2 Vlaga v objektu

Objekt nima velikih problemov z vlago. V dvignjenem pritličju so zidovi suhi. Sledovi kapilarnega navlaženja so vidni le na zidovih kleti, kjer so v stalnem stiku s terenom (Sl. 14).

3.3 Stanje in kvaliteta nosilnih zidov

V preteklosti so bili zidovi pregledani in opisani v poročilu ZRMK. Dodatne preiskovalne sonde smo opravili v kleti (2 sonde), v pritličju (5 sond) in prvem nadstropju (3 sonde). Razpored sond je razviden iz načrtov, prikazane pa so tudi v fotodokumentaciji (Sl. 12 do 22).

Ugotovitve so sledeče:

3.3.1 Kletni zidovi

- Obodni kletni zidovi so izvedeni iz nearmiranega betona. Beton je izdelan iz slabo prečiščenega rečnega agregata z malo veziva, porozen in nekompakten. Trdnost betona ocenjujem na ca 10 do 15 Mpa.
- Srednji kletni zidovi so v celoti ali pa vsaj deloma izvedeni iz polne opeke.

3.3.2 Zidovi zgornjih etaž

Zidovi v vseh nadzemnih etažah so izdelani iz polne opeke (sonde P/Z1 do P/Z5 in I/Z1 do I/Z3). Debelina nosilnih zidov je 42,0 do 57,0 cm, predelnih zidov med učilnicami pa 30,0 cm. zidovi so razmeroma ugodno razporejeni v obeh pravokotnih smereh tlorisa. Izvedeni so brez vertikalnih in horizontalnih armiranobetonskih vezi, so pa vogali zidani z zidarsko zvezo (Sl. 17, 18, 20, 22).

Trdnost vgrajene opeke

Trdnost vgrajene opeke smo preverjali z instrumentom z udarnim kladivom SCHMIDT, ki deluje na podlagi odboja kladivca, ki z določene razdalje udari ob vgrajeno opeko. Na vseh zidovih je kvaliteta opeke relativno dobra. Rezultati preverjanj kažejo, da povprečna trdnost (marka) opeke ustreza ca MO 10 MPa.

Kvaliteta malte

Kvaliteto malte v spojnica h smo preverjali s primerjalnim drobljenjem pod prsti, granulometrijsko sestavo in vsebnostjo veziva. Malta je apnena, sive barve, pripravljena iz razmeroma čistega rečnega agregata, srednje drobljiva pod prsti. Vidne so grudice apna. Agregat je frakcij do 0 - 8 mm. Malta temeljito zapolnjuje tako horizontalne, kakor tudi vertikalne rege med zidaki. Ocenjujemo, da ima malta tlačno trdnost MM 0,7 MPa.

Po izkušnjah in glede na izmerjene porušne trdnosti podobno zasnovanih opečnih zidov v laboratoriju menimo, da se za kontrolo statične in protipotresne odpornosti obstoječih nosilnih zidov, lahko uporabijo naslednje mehansko tehnične karakteristike:

– referenčna tlačna trdnost zidu:	f_c	=	2,00 MPa
– referenčna natezna trdnost:	f_t	=	0,09 MPa
– elastični modul pri vertikalni obtežbi:	E	=	800 MPa
– strižni modul:	G	=	50 MPa
– indikator duktilnosti pri kombinirani obtežbi	D_u	=	1,5

3.4 Pregled stropnih konstrukcij

V sklopu prejšnjih pregledov sta bili izvedeni dve preiskovalni sondi na stropnih konstrukcijah nad pritličjem, dodatno pa smo preiskali strop nad I. nadstropjem. Mesta preiskav in ugotovljene sestave so prikazane v načrtih.

3.4.1 Strop v učilnici nad pritličjem (sonda P/S1)

Strop je bil pregledan z zgornje strani (v učilnici I. nadstropja) v bližini ležišča ob fasadni steni. Ugotovljena je bila sledeča sestava:

- Hrastov parket, $d = 2,2$ cm
- deske, $d = 2,4$ cm
- nasutje, $d = 8$ cm, v katerega so položene legice 10/6 cm;
- dvojni nasipni opaž, $d = 2 \times 2,4$ cm
- nosilni tramovi iz rezanega smrekovega lesa dimenzij 24 x 28 cm, v medsebojnih razdaljah 0,80 m;
- stropni opaž,
- trstični omet.

Stropniki potekajo v smeri krajše razpetine, to je v prečni smeri učilnice. Svetla razpetina 5,90 m. Pri pregledu sonde (leta 1988) je bil les zdrav. Povesi stropa so pričakovani. Tudi odziv na dinamično obremenitev je značilen za lesene stropove.

3.4.2 Strop v avli nad pritličjem (sonda P/S2)

Strop je bil pregledan z zgornje strani (v avli I. nadstropja) v bližini ležišča ob fasadni steni. Ugotovljena je bila podobna sestava, le stropniki so dimenzij 24 x 30 cm, s 5 cm oblicami, v medsebojnih razdaljah 0,90 m.

Stropniki potekajo v smeri krajše razpetine, to je v prečni smeri objekta. Svetla razpetina 5,25 m. Pri pregledu sonde (leta 1988) je bil les zdrav. Povesi stropa so pričakovani. Tudi odziv na dinamično obremenitev je značilen za lesene stropove.

3.4.3 Strop nad I. nadstropjem (sonda I/S1)

Sondo smo izdelali s podstrešja nad učilnico v bližini ležišča ob fasadni steni (Sl. 23). Ugotovili smo sestavo sledečo:

- Betonski estrih, $d = 5,0$ cm;
- nasutje, $d = 3$ cm;
- dvojni nasipni opaž, $d = 2 \times 1,8$ cm;
- nosilni tramovi iz rezanega smrekovega lesa dimenzij 23×28 cm, v medsebojnih razdaljah 0,80 m;
- stropni opaž;
- trstični omet.

Stropniki potekajo v smeri krajše razpetine, to je v prečni smeri učilnice. Svetla razpetina 6,00 m. V odprti sondi pri pregledu nismo ugotovili večjih poškodb, les je zdrav, brez prisotnosti insektov in lesne gobe. Povesi stropa so pričakovani. Tudi odziv na dinamično obremenitev je značilen za lesene stropove.

3.5 Pregled ostrešja

Streha je lesena dvokapnica. V skladu s tlorisno zasnovo osnovnega objekta ima dva slemena, ki potekata v obeh pravokotnih smereh tlorisa. Nosilno konstrukcijo predstavljajo trapezna vešala, ki potekajo v prečni smeri objekta. V vzdolžni smeri je zavetrovana z ročicami (Sl. 24 do 27).

Naklon strešine je ca 35° . Kritina je opečni zareznik. Kolenčni zid je višine ca 40 cm, izveden brez zaključne AB vezi. V kolenčni zid je vpet betonski napušč.

Na več mestih so vidni sledovi zamakanja in kondenza, vendar je strešna konstrukcija še vedno v relativno dobrem stanju.

4. POROČILO O GEOMEHANSKEM PREGLEDU TEMELJEV

4.1 Geotehnične osnove

Za potrebe dozidave prizidka je bilo izdelano "Geotehnično poročilo o pogojih temeljenja dozidave šole v Dobu pri Domžalah", ki ga je izdelal Geološki zavod Ljubljana; DN I/71-3/74, marec 1974 na osnovi štirih sondažnih jaškov.

Na osnovi tega poročila lahko povzamemo, da so temeljna tla razmeroma dobro nosilna. Pod 40 do 50 cm debelim humusnim slojem se nahajajo nekohezivne zemljine, sestavljene iz slabo granuliranih prodno-peščenih materialov, ki so mestoma pomešani z meljem.

Priporočena dopustna nosilnost temeljnih tal znaša 320 kN/m^2 ,
Za temelje ožje od 1,0 m pa 250 kN/m^2 .

4.2 Temeljenje objekta

Obstoječi temelji so bili pregledani v sklopu preiskav leta 1988. Izkopana sta bila dva sondažna izkopa ob zunanjih zidovih.

Ugotovljeno je bilo, da so temelji zgrajeni iz čvrstih kamnitih blokov. Pod temelji je slab podložni beton debeline 12 cm z razširitvijo za 14 cm. Globina temeljev znaša ca 80 cm pod zgornjo koto terena.

4.3 Statična kontrola temeljev

Opravili smo kontrolo napetosti na stiku temelj-temeljna tla pod najbolj obremenjenim pasovnim temeljem pod srednjim vzdolžnim zidom ter pod najbolj obremenjenim fasadnim slopom. Pri tem smo upoštevali minimalno razširitev temelja glede na zid (na vsako stran 7 do 8 cm).

Dopustno napetost smo upoštevali po priporočilu geomehanika glede na izsledke izvedenih geomehanskih preiskav:

$$\sigma_{\text{tal dop}} = 250 \text{ kN/m}^2.$$

Primerjava izračunanih napetosti z ocenjenimi dopustnimi pokaže, da napetosti na stiku temelj-temeljna v obstoječem stanju niso prekoračene.

4.4 Predlog nadaljnjih ukrepov

Glede na zgornje ugotovitve ter glede na to, da na objektu ni razpok, značilnih za neenakomerno posedanje menimo, da je objekt za dane razmere temeljen ustrezno. V primeru,

da se obtežbe na temelje ne bodo bistveno povečevale, ojačitve niso potrebne. Temelji naj se v sklopu celovite prenove tlakov le sistematično zainjektirajo.

V kolikor pa bi objekt nadvišali ali bi se iz kakšnega drugega razloga povečale obtežbe na temelje, jih je potrebno ojačiti z obbetiniranjem.

Ob izvedbi celovite sanacije naj se detajlno pregleda tudi vso kanalizacijo objekta in odpravi morebitne netesnosti.

5. STATIČNA ANALIZA OBJEKTA (priloga 4)

V sklopu statične analize objekta smo na osnovi ocenjenih mehansko tehničnih karakteristik nosilnih elementov opravili kontrolo obstoječih elementov (zidov, stropov in temeljev).

Pri statični analizi smo upoštevali obtežbe, ki smo jih določili iz dejanskih sestav in dimenzij obstoječih elementov, koristne obtežbe pa smo določili glede na namembnost prostorov.

5.1 Kontrola mednadstropnih konstrukcij

Izvedli smo kontrolo nosilnosti in podajnosti stropov. Statična kontrola pokaže, da je nosilnost vseh stropov v obstoječi sestavi zadostna.

Strop v učilnici nad pritličjem (sonda P/S1)

Glede na kriterij podajnosti, ki je v konkretnem primeru merodajen, lahko strop v obstoječi sestavi obremenimo s koristno obtežbo 300 kg/m^2 , kar zadostuje za namembnost prostora (učilnica).

Strop v avli nad pritličjem (sonda P/S2)

Glede na kriterij podajnosti, ki je v konkretnem primeru merodajen, lahko strop v obstoječi sestavi obremenimo s koristno obtežbo 500 kg/m^2 , kar zadostuje za namembnost prostora (šolski hodnik).

Strop nad I. nadstropjem (sonda I/S1)

Glede na kriterij podajnosti, ki je v konkretnem primeru merodajen, lahko strop v obstoječi sestavi obremenimo s koristno obtežbo 200 kg/m^2 , kar zadostuje za namembnost prostora (podstrešje).

5.2 Kontrola zidov pri vertikalni obtežbi

Pri analizi nosilnih zidov pri navpični obtežbi smo upoštevali evropske predpise za zidane konstrukcije EUROCODE 6. Le-ti predpisujejo za zunanje vplive (akcije) naslednje delne varnostne faktorje:

za stalno težo:	$\gamma_G = 1,35$
za koristno obtežbo:	$\gamma_P = 1,50$

Za lastnosti materialov se v računu odpornosti zidov po EC 6 upoštevajo delni faktorji varnosti, ki so odvisni od strogosti kontrole proizvodnje zidakov in kontrole del pri izgradnji. V našem primeru smo izbrali: za kategorijo kontrole proizvodnje II in kategorijo kontrole izvedbe A :

$$\gamma_M = 2,00$$

Glede na zgoraj navedene faktorje varnosti za stalno in koristno obtežbo smo določili mejne normalne napetosti v spodnjem prerezu zidov pritličja ter jih primerjali z mejno računsko tlačno trdnostjo zidov po naslednji enačbi:

$$\sigma_{ou} (1,35 \cdot (g_{zidov} + g_{strehe} + g_{stropov}) + 1,50 \cdot p) \leq \frac{f_c}{\gamma_M}$$

Kontrolirali smo nosilnost najbolj obremenjenega srednjega zidu in najbolj obremenjenih fasadnih slopov.

Kontrola srednjega vzdolžnega zidu med hodnikom in učilnico

Maksimalne mejne normalne napetosti zaradi vertikalne obtežbe v glavnem vzdolžnem zidu znašajo 0,48 Mpa, kar je mnogo pod mejno računsko tlačno trdnostjo tako, da nosilnost zidov ne bo prekoračena tudi ob predpostavki ojačitve lesenih stropov z armiranobetonsko ploščo in upoštevanju novih sestav konstrukcij.

Kontrola najbolj obremenjenih fasadnih slopov

Maksimalne mejne normalne napetosti zaradi vertikalne obtežbe v fasadnih slopih znašajo 1,13 Mpa, kar je na meji mejne računske tlačne trdnosti, v glasbeni učilnici pa znašajo celo 1,71 MPa. Meje računske tlačne trdnosti so tu že v sedanjem stanju prekoračene.

Nosilnost fasadnih slopov je torej že povsem izkoriščena. Obtežb na fasadne sople ne bi smeli povečevati, v nasprotnem primeru jih je potrebno ojačiti. V kolikor so slopi v glasbeni učilnici opečni, jih je vsekakor potrebno ojačiti, če pa bi se izkazalo, da so betonski ojačitev ne bo potrebna.

5.3 Statična kontrola temeljev

Obdelano v točki 4.3.

6. SEIZMIČNA ANALIZA OBJEKTA

6.1 Računska metoda

Preiskave zidanih konstrukcij kažejo, da med potresi prihaja do etažnega porušnega mehanizma. Običajno pride do porušitve etaže, ki je najbolj obremenjena oziroma je najšibkejša. Zato smo seizmično analizo opravili z računalniškim programom za račun zidanih zgradb pri potresni obtežbi "SREMB". Metoda je bila razvita na ZRMK - Ljubljana in potrjena z eksperimenti.

Osnova metode je določitev histerezne ovojnice etaže, ki predstavlja odvisnost horizontalne sile in pomika v težišču etaže. Idealizirana histerezna ovojnica ponazarja računsko nosilnost in duktilnost obravnavane etaže in omogoča oceno protipotresne odpornosti objekta. Račun temelji na metodi mejnih stanj ter na naslednjih predpostavkah, ki izhajajo iz predpostavke etažnega mehanizma porušitve:

- Zidovi so povezani med seboj v višini etaž s horizontalnimi vezmi in stropnimi konstrukcijami, ki so toge v svoji ravnini. Ta toga povezava zagotavlja sodelovanje vseh zidov pri prevzemu horizontalne obremenitve.
- Zidovi so na zgornjem in spodnjem robu vpeti v stropno konstrukcijo, v prekladni ali parapetni del zidu.
- Zidove sestavljenih prerezov (L, T, H, +) obravnavamo kot vsoto na navpičnih stikih med seboj ločenih zidov.
- Doprinos zidov k odpornosti etaže je odvisen od njihove togosti in nosilnosti, pa tudi od njihove deformacije. Deformacija posameznega zidu je odvisna od njegovega položaja v tlorisu etaže.
- Zidovi prenašajo svoj delež horizontalne obtežbe tudi v nelinearnem območju, vendar le dokler njihove deformacije ne presežejo deformacije na meji porušitve.

V računu smo izračunano protipotresno odpornost objekta izrazili z brezdimenzijskim koeficientom potresne odpornosti ter ga primerjali s "predpisanim mejnim strižnim koeficientom", ki predstavlja razmerje med predpisano mejno potresno silo in vertikalno obtežbo konstrukcije.

6.2 Zahteve predpisov

Izračunano računsko nosilnost konstrukcije smo kontrolirali po trenutno še veljavnih jugoslovanskih predpisih ter po evropskem predstandardu za projektiranje konstrukcij na potresnih območjih Eurocode 8.

a) Predpisani mejni koeficient potresne odpornosti po veljavnih predpisih:

Po veljavni seizmološki karti (avtor: V. Ribarič), izdelani za povratno dobo 500 let, ki se uporablja skupaj s Pravilnikom o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih, spada območje, kjer stoji predmetni objekt v cono maksimalne intenzitete pričakovanih potresov 8 stopnje po MCS-64 lestvici.

Skupni predpisani mejni seizmični koeficient je:

$$K_u = V \times K_0 \times K_s \times K_d \times K_p = 0.225$$

- V koeficient varnosti, če se potresna odpornost konstrukcije preverja po metodi mejnih stanj (1.5 za zidane stavbe)
- K₀ koeficient kategorije objekta (1.5 za I. kategorijo objekta)
- K_s koeficient seizmične intenzitete (0.05 za VIII cono v kateri se nahaja objekt).
- K_d koeficient dinamičnosti (1.0 za toge stavbe, kamor sodi večina zidanih stavb)
- K_p koeficient duktilnosti in dušenja (2.0 za navadne zidane stavbe brez navpičnih zidnih vezi)

b) Predpisani mejni strižni koeficient po evropskem predstandardu Eurocode 8:

V skladu s prihajajočo evropsko regulativo smo določili potresno nevarnost po karti projektnih pospeškov tal za povratno dobo 475 let, ki jo je izdelala Geodetska uprava Slovenije. Velikost pričakovanega projektnega pospeška je 20% gravitacijskega pospeška.

Po standardu **EUROCODE 8 – del 5 (zidane konstrukcije)** se skupni mejni strižni koeficient zaradi potresa (ultimate base shear coefficient) določi na naslednji način:

$$BSC = \alpha \cdot S \cdot \eta \cdot \frac{\beta_0}{q} \quad (6.1)$$

- α računski pospešek za lokacijo objekta znaša 0.20 g
- S parameter tal (S=1.0 za A ali B kategorijo)
- η zmanjšanje zaradi dušenja (η=1 za 5% dušenje)
- β₀ koeficient dinamičnosti, odvisen od osnovne lastne periode konstrukcije (zidane konstrukcije imajo ponavadi manj od 0.6 s zato β₀ = 2.5).
- q faktor obnašanja konstrukcije s katerim lahko zmanjšamo elastični spekter (1.5 za zidane konstrukcije).
- ζ faktor pomembnosti objekta (kulturni spomenik državnega pomena ζ=1,2)

Zahtevani mejni strižni koeficient je:

$$BSC_u = 1.2 \times 0.20 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.5 / 1.5 = 0.450$$

Poleg nosilnosti mora imeti kritična etaža tudi zadostno duktilnost, ki jo določimo iz faktorja obnašanja konstrukcije.

Mejno duktilnost kritične etaže, ki ustreza predpostavljenemu faktorju redukcije sil (obnašanju konstrukcije), izračunamo po spodnji enačbi:

$$\mu_u = \frac{q^2 + 1}{2} \quad (6.2)$$

Računska idealizirana duktilnost kritične etaže mora biti večja od mejne duktilnosti μ_u , ki za konkreten primer znaša:

$$\mu_u = (1.5^2 + 1) / 2 = 1.625$$

6.3 Ocena protipotresne odpornosti zgradbe

Računsko smo preverili pritlično etažo, ki je pri dotičnem objektu kritična etaža v primeru potresa. Račun smo izvedli za obstoječe stanje ter za stanje objekta po adaptaciji, pri čemer smo upoštevali arhitektonske podloge PGD projekta podjetja LIZ INŽENIRING d.d.

a / Obstoječe stanje

$$\text{smer X :} \quad K_u = 0,225 < K_{ux} = 0,310 < BSC_u = 0,450$$

$$\text{smer Y :} \quad K_u = 0,225 < K_{uy} = 0,290 < BSC_u = 0,450$$

b / Stanje po adaptaciji

Bistven poseg v konstrukcijo pri adaptaciji je rušitev fasadnega zidu v dolžini ca 6,0 ob novem prizidku ob notranjem dvorišču. Dotični zid je s stališča protipotresne odpornosti zelo pomemben zaradi velike nosilnosti in zaradi ugodnega položaja v sredini tlorisa. Zato je potrebno zid zamenjati z AB okvirjem primerljive togosti in nosilnosti.

Predvideli smo stebra dimenzij 40/60 cm, in prečko dimenzij 40/60 cm. Obremenitev in dimenzioniranje je razvidno iz priloge 4 (točka 4.4.3).

Rezultat seizmične analize je sledeč:

$$\text{smer X :} \quad K_u = 0,225 < K_{ux} = 0,330 < BSC_u = 0,450$$

$$\text{smer Y :} \quad K_u = 0,225 < K_{uy} = 0,310 < BSC_u = 0,450$$

Kot je razvidno iz primerjave potrebnih in izračunanih koeficientov odpornosti, je po veljavnih predpisih protipotresna odpornost zgradbe že v sedanjem stanju v obeh smereh zadostna.

Seveda to velja ob pogoju, da so izpolnjene vse predpostavke, navedene v točki 6.1. Zato je potrebno z ojačitveno-sanacijskimi ukrepi zagotoviti izpolnjevanje teh zahtev.

Po zamenjavi opečnega zidu ob novem prizidku z ustreznim AB okvirjem bo varnost objekta celo nekoliko večja od sedanje, dejansko pa se bo zaradi ostalih ukrepov v sklopu ojačitve (AB plošče in vezi) izboljšala še v večji meri. Strožjih zahtev evropskega predstandarda pa z enostavnimi posegi ne moremo doseči.

7. SMERNICE ZA IZVEDBO OJAČITVENO SANACIJSKIH DEL

Da bi objektu zagotovili ustrezno varnost in stabilnost v skladu z veljavnimi tehničnimi predpisi in sodobnimi dognanji o obnašanju objektov pri potresni obtežbi bo potrebno izvesti naslednje ojačitveno-sanacijske ukrepe:

1. Izvedba AB plošč nad obstoječimi lesenimi stropovi nad pritličjem in I. nadstropjem.

Obstoječi leseni stropovi imajo sicer zadostno nosilnost za vertikalno obtežbo. Zaradi izboljšanja potresne varnosti objekta pa je potrebno povečati togost medetažnih konstrukcij v svoji ravnini. Glede na dobro stanje stropov in dimenzije obstoječih stropnikov, smatramo, da je za potrebe protipotresne ojačitve objekta stropove mogoče uporabiti za sovprežno konstrukcijo skupaj s tanko AB ploščo. Nad obstoječo leseno konstrukcijo se po odstranitvi tlakov in nasutja izvede nova armiranobetonska plošča debeline 7,0 do 10,0 cm. V stropnike se predhodno vgradi jeklene moznike, ki bodo zagotovili sodelovanje med lesenim delom stropa in novo AB ploščo. AB ploščo se ustrezno poveže tudi z nosilnimi zidovi s sistemom sider, vgrajenih v obodne ter preko notranjih zidov, tako, da bo zagotovljena toga povezava nosilnih zidov v nivoju medetažnih konstrukcij.

Lesene stropove se lahko tudi v celoti zamenja z novimi AB ploščami, vendar je ta varianta manj ugodna zaradi večjega povečanja teže stropnih konstrukcij. V tem primeru bi bilo potrebno kontrolirati tudi ostale elemente na povečane obremenitve (opečne slope, temelje) in jih po potrebi ojačiti.

2. Povezava objekta s horizontalnimi jeklenimi vezmi v višini stropnih konstrukcij. V višini stropov nad pritličjem in I. nadstropjem se objekt dodatno poveže s horizontalnimi jeklenimi vezmi. V območju nove AB plošče se izvede enostranske horizontalne jeklene vezi ϕ 24 na zunanji strani obodnih zidov. V območju, kjer plošče ni, se izvede obojestranske horizontalne jeklene vezi ϕ 20 mm. Vezi se vgradijo podometno, neprekinjeno po celi dolžini objekta in se sidrajo v AB ploščo oziroma zid. Vezi se naknadno napnejo postopno, v krožnem redosledu.

3. **Izvedba AB vezi nad kolenčnimi in čelnimi zidovi podstrešja:** Armiranobetonske vezi se izvede pod obstoječimi strešnimi legami ali ob njih na notranji strani zidov. Vzdolžna vez ob nizkih kolenčnih zidovih se lahko izvede tudi kot parapet, povezan z novo AB ploščo. AB vez se s sidri ustrezno poveže s kolenčnimi in čelnimi zidovi, vanjo se sidra tudi kapne lege. Glede na izbrano varianto se temu priredi izvedbene detajle. Posebno pozornost je potrebno posvetiti povezavi in sidranju čelnih zatrepnih zidov. V kolikor bi se investitor odločil tudi za zamenjavo celotne strehe, pa naj se izvede AB vez nad celotno širino zidov.
4. **Izvedba novega AB okvirja na mestu porušene ga opečnega zidu.** Porušeni zid fasadni zid v dolžini ca 6,0 ob novem prizidku ob notranjem dvorišču se zamenja z novim AB okvirjem primerljive togosti in nosilnosti. Predvideli smo stebra dimenzij 40/60 cm, in prečko dimenzij 40/60 cm. Stebri in prečka morajo biti dimenzionirani na vertikalno in horizontalno (potresno) obtežbo. AB okvir mora biti ustrezno temeljen in sidran v obstoječe zidove in stropove. Stiki morajo biti naknadno tudi zainjektirani.
5. **Ojačitev fasadnih medokenskih slopov:** Menimo, da bi bilo potrebno ojačiti predvsem fasadne sloye v glasbeni učilnici, ki so izredno majhnih dimenzij (40 x 50 cm), v kolikor so le-ti opečni. Ostale fasadne sloye bi bilo potrebno ojačiti le v primeru večjega povečanja obtežb.
6. **Sistematično injektiranje obstoječih kamnitih temeljev** s hidrofofno cementno silikatno injekcijsko maso.
7. **Izvedba horizontalne hidroizolacijske bariere:** Objekt sicer nima velikih problemov z vlago, vendar pa glede na starost objekta sklepamo, da zidovi niso izolirani. Kapilarni vlek vlage iz tal se lahko pojavi po izvedbi injektiranja zidov, betoniranju novih elementov.... Da se ne bi pojavil kapilarni vlek vlage v pritličnih zidovih na nepodkletenem delu objekta, naj se izvede horizontalna hidroizolacijska bariera v višini tlaka pritličja. Le-ta se izvedene po kemijskem postopku s penetracijo zveznega sloja zidu z raztopino silikonatov.
8. **Injektiranje razpok na opečnih zidovih, stikov ob pozidavah odprtih ter stikov novih AB elementov z obstoječimi zidovi.** Injektiranje se izvede z nabrekajočo cementno silikatno injekcijsko maso (dodatek za ekspandiranje mase po podatkih proizvajalca) s pomočjo injekcijskih nastavkov, ki se vgradijo na ca 30 cm razdalji po obojestranski zapori razpoke s hitrovezno malto.
9. **Injektiranje razpok na AB plošči strešnega venca (simsa) ter ostalih betonskih elementih:** Injektiranje se izvede z epoksidno smolo.
10. **Popravilo dilatacije na stiku starejšega objekta s prizidkom.** Vse obdelave morajo biti v območju dilatacije povsem ločene in zaključene. Poškodovane omete se zidarsko sanira. Praznino se zapolni z mehkim polnilom, npr.: tervol, penjen poliuretan (stiropor ni primeren), preko dilatacije pa se vgradi prekrivna okrasna letev, ki mora biti fiksno pritrjena le na eni strani.
11. **Ostala dela v sklopu celovite sanacije objekta:** zamenjava dotrajanih instalacij, obnova fasade, popravilo poškodovanih notranjih ometov, izvedba notranjih opleskov, izvedba novih tlakov, ureditev odvodnjavanja...

8. ZAKLJUČEK

Pregled objekta OŠ Dob in opravljene analize so pokazale, da je objekt v razmeroma dobrem stanju, nosilnost vitalnih nosilnih elementov je zadovoljiva. Ima pa nekatere pomanjkljivosti, ki izhajajo že iz same zasnove nosilne konstrukcije. V času, ko je bil objekt zgrajen, protipotresni odpornosti zgradb niso posvečali posebne pozornosti, zato so glavni nosilni elementi dimenzionirani le za prevzem vertikalne obtežbe. Podrobneje so ugotovitve pregledov podane v **točki 3 in 4 pričujočega poročila**.

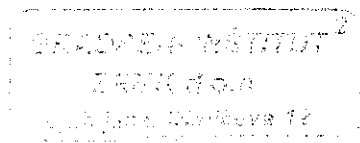
Da bi objektu zagotovili ustrezno varnost in stabilnost v skladu z veljavnimi tehničnimi predpisi in sodobnimi dognanji o obnašanju objektov pri potresni obtežbi bo potrebno izvesti nekatere ojačitveno-sanacijske ukrepe. Vsi potrebni ukrepi so podrobneje opisani v **točki 7 tega poročila**.

V smislu 38. člena ZGO lahko zaključimo, da je nosilnost temeljnih tal ustrezna, da so vgrajeni gradbeni proizvodi, ki bodo ohranjeni, uporabni in da je objekt primeren za rekonstrukcijo. Z izvedbo ojačitveno-sanacijskih posegov, ki so opisani v točki 7 tega poročila, je v sklopu celovite prenove objektu možno zagotoviti zadostno varnost in stabilnost objekta.

Opozorilo: V primeru izgradnje novega prizidka tik ob objektu je potrebno posvetiti posebno pozornost izvedbi temeljenja novega objekta in varovanju obstoječega objekta. Dodatno obremenjevanje temeljnih tal tik ob obstoječem objektu lahko povzroči dodatno posedenje obstoječega in s tem pojav razpok. Ravno tako ni dopustno spodkopavanje obstoječih temeljev.

PRIPRAVILA:

Nives BARTOL-POHL, univ.dipl.inž.grad.



Strokovni sodelavec
za geomehanski pregled temeljev:

Marko FAŠALEK, univ.dipl.inž.grad.