

POROČILO

o preiskavah in statični presoji nosilne konstrukcije dela objekta Osnovna šola IG

DEL OBJEKTA:

- Vezni trakt (2) iz leta 1995



Št. poročila: 17-017-01

Ljubljana, 30.10.2017

NAROČNIK: OBČINA IG
Govekarjeva cesta 6
1292 Ig

OBJEKT: Osnovna šola IG
Troštova ulica 24
1292 Ig

PREDMET NAROČILA: Preiskava materialno tehničnega stanja in statična presoja
obstoječe nosilne konstrukcije VEZNEGA TRAKTA (2) z
idejnimi smernicami za izvedbo ojačitveno sanacijskih del
v sklopu rekonstrukcije objekta

IZDELAL: ASSAN, gradbeno projektiranje in svetovanje
Nives Bartol Pohl s.p.
Žaucerjeva ulica 18, 1000 Ljubljana

ŠTEVILKA POROČILA: **17-017-01**

NAROČILO: Pogodba št.: 603-0025/2016-169 z dne 04.07.2017

NOSILEC NALOGE: Nives Bartol Pohl, univ.dipl.inž.grad.
IZS G-0401

ODGOVORNA OSEBA: Nives Bartol Pohl, univ.dipl.inž.grad.

KRAJ in DATUM: Ljubljana, 30.10.2017

VSEBINA

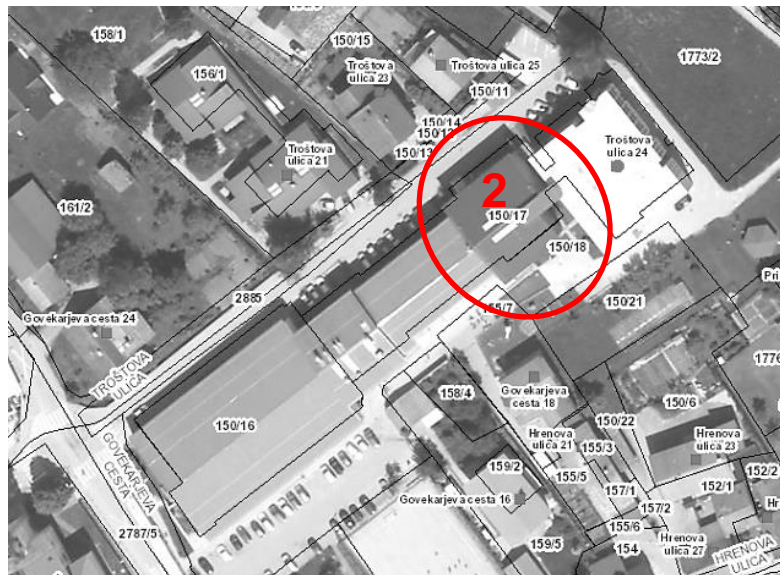
1. UVOD.....	5
2. PODATKI O OBJEKTU IN LOKACIJI.....	6
2.1. OPIS OBJEKTA IN NOSILNEGA SISTEMA.....	6
2.2. LOKACIJA IN TEMELJNA TLA	7
2.3. POTRESNA NEVARNOST.....	8
3. UGOTOVITVE PREGLEDA IN PREISKAV.....	8
3.1. VIZUALNI PREGLED OBJEKTA - POŠKODBE PRISOTNE NA OBJEKTU.....	8
3.2. PREISKAVE NOSILNIH ELEMENTOV KONSTRUKCIJE	11
3.2.1. Opis preiskav, ki smo jih izvedli na objektu	11
3.2.2. Preiskava stropov	12
3.2.3. Preiskava sten in stebrov	13
3.2.4. Preiskava temeljev	14
4. UGOTOVLJENE POMANJKLJIVOSTI IN NESKLADJA PRI PREGLEDU PROJEKTNE DOKUMENTACIJE	15
5. REZULTATI STATIČNE IN SEIZMIČNE ANALIZE OBJEKTA V OBSTOJEČEM STANJU	17
5.1. STATIČNA ANALIZA OBJEKTA V OBSTOJEČEM STANJU (TRAJNO PROJEKTNO STANJE)	17
5.1.1. Plošča nad pritličjem.....	17
5.1.2. Plošča nad 1. nadstropjem	19
5.1.3. Plošča nad 2. nadstropjem	21
5.1.4. Vzдолžni AB nosilci v oseh 2 in 4	23
5.1.5. Prečna AB nosilca v oseh C in E nad 2. nadstropjem	24
5.1.6. Kontrola stebrov v oseh 2,4/E	25
5.1.7. Kontrola stene v osi D - prosti rob	25
5.1. SEIZMIČNA ANALIZA OBJEKTA (POTRESNO PROJEKTNO STANJE).....	25
6. OCENA ZANESLJIVOSTI OBJEKTA Z VIDIKA STATIČNE IN POTRESNE VARNOSTI.....	26
6.1. STATIČNA VARNOST OBJEKTA PRI REDNI OBTEŽBI	26
6.2. POTRESNA OGROŽENOST OBJEKTA	27
7. SMERNICE ZA IZVEDBO POSEGOV NA NOSILNI KONSTRUKCIJI V SKLOPU PREDVIDENE REKONSTRUKCIJE.....	28
7.1. STATIČNA OJAČITEV PLOŠČ	28
7.2. UKREPI ZA POTRESNO OJAČITEV OBJEKTA.....	28
7.3. SMERNICE ZA IZVEDBO TEMELJEV	30
7.4. RUŠITVE.....	30
7.5. OSTALA POTREBNA DELA V SKLOPU CELOVITE OBNOVE OBJEKTA	31
8. ZAKLJUČEK	32

PRILOGE

- Priloga A - Rezultati laboratorijskih meritev tlačnih trdnosti na odvzetih valjih
- Priloga B - Rezultati »IN-SITU« meritev površinske tlačne trdnosti s povratno-udarnim kladivom (sklerometriranje)
- Priloga C - FOTODOKUMENTACIJA
- C1 - Fotografije stanja - poškodb
 - C2 - Fotografije preiskovalnih sond
- Priloga D - STATIČNA IN SEIZMIČNA ANALIZA OBJEKTA V OBSTOJEČEM STANJU
- Priloga E - GRAFIČNE PRILOGE:
- Kataster poškodb
 - Položaj preglednih mest in skice pregledanih elementov

1. UVOD

Na osnovi naročila OBČINE IG smo izvedli preiskavo materialno tehničnega stanja in statično presojo obstoječe nosilne konstrukcije dela objekta Osnovne šole Ig, Troštova ulica 24, Ig. Predmet pregleda je bil vezni trakt z učilnicami, ki je predviden za rekonstrukcijo in je v »Projektne nalogi za izvedbo širitve OŠ Ig« podjetja Česnik projekt d.o.o., maj 2017, označen s številko 2.



Fotogr. 1.1: Obravnavani del kompleksa: "OŠ Ig"

Investitor načrtuje celovito prenovo in rekonstrukcijo objekta. Zakon o graditvi objektov zahteva, da se s projektom rekonstrukcije objektu zagotovi ustrezno mehansko odpornost in stabilnost (ena od bistvenih zahtev ZGO-1) v skladu z veljavno tehnično regulativo, to je v skladu z evropskimi standardi Eurocode (SIST EN) enako kot za novogradnje. V sklopu prenove bo torej potrebno izvesti tudi statično in protipotresno utrditev nosilne konstrukcije objekta v kolikor ta ne ustreza zahtevam ZGO. Ker gre za pomemben objekt (šolska dejavnost), je zadostna statična in potresna varnost objekta še posebno pomembna.

Obseg potrebnih sanacijskih in ojačitvenih ukrepov pa je v veliki meri odvisen od zasnove konstrukcijskega sistema in stanja objekta pred rekonstrukcijo. V sklopu naloge smo zato ugotavljali zasnovo, stanje in nosilnost glavnih elementov nosilne konstrukcije. V ta namen smo preučili obstoječo tehnično dokumentacijo, opravili detajlni vizualni pregled objekta in potrebne preiskave za določitev nosilnega sistema objekta ter kvalitete vgrajenih materialov. Na osnovi ugotovljenega stanja in ob upoštevanju ocenjenih mehansko-trdnostnih karakteristik vgrajenih materialov smo izvedli statično kontrolo vitalnih nosilnih elementov in analizo potresne odpornosti objekta.

V nadaljevanju na osnovi rezultatov opravljenih računskih analiz podajamo idejne smernice za izvedbo sanacijsko-ojačitvenih ukrepov na nosilni konstrukciji, s katerimi bi objektu zagotovili ustrezno varnost in stabilnost v smislu sodobnih predpisov in novejših spoznanj o obnašanju objektov pri potresni obtežbi. Pričujoče poročilo je tako ustrezna osnova za izdelavo PGD, PZI projektne dokumentacije.

Za potrebe izdelave naloge smo iz arhiva šole in občine pridobili naslednjo tehnično dokumentacijo za izgradnjo objekta:

- Dozidava in adaptacija O.Š. na Igu, Arhitektura - PGD; izdelalo podjetje DIA d.o.o., št.proj. 014/94, prosinec (januar) 1995
- Dozidava in adaptacija O.Š. na Igu - Statični račun in opazni načrti; izdelalo podjetje DIA d.o.o., št.proj. 014/94, prosinec (januar) 1995
- Osnovna šola Ig - Dozidava in adaptacija - PZI Pozicijski in armaturni načrti; izdelalo podjetje DIA d.o.o., št.proj. 013/94, julij 1994

2. PODATKI O OBJEKTU IN LOKACIJI

Kompleks Osnovne šole Ig je bil zgrajen v več fazah. Na kratko povzemamo kronologijo izgradnje:

1. Najstarejši del na SV delu kompleksa je bil zgrajen leta 1964 in je bil leta 2000 celovito prenovljen in protipotresno ojačen.
2. Med leti 1974 in 1981 sta bila dozidana telovadnica in vmesni vezni del.
3. **Leta 1995 je bil vmesni vezni del porušen in na tem mestu zgrajen novi povezovalni trakt z učilnicami (predmet sedanje analize).**
4. Leta 2001 je bila stara telovadnica preurejena v učilnice ter dozidana nova telovadnica na JZ stari z vmesnim aneksom.

2.1. OPIS OBJEKTA IN NOSILNEGA SISTEMA

Obravnavani vezni trakt je bil torej zgrajen leta 1995 kot lamela med dvema obstoječima objektoma: staro šolo iz leta 1964 in staro telovadnico iz leta 1981.

Objekt obsega štiri etaže, ki so v originalni dokumentaciji imenovane: pritličje, ki je delno vkopano (za 1,2 do 1,4 m pod koto zunanjega terena), prvo in drugo nadstropje ter podstrešje, kjer je v obstoječem stanju urejena računalniška učilnica (P+2+M).

Generalne dimenzije objekta povzemamo po projektni dokumentaciji:

Tlorisne dimenzije objekta so ca 19,60 m v vzdolžni in 21,00 m v prečni smeri. Etažne višine so 3,40 m. Svetla višina podstrešne etaže je ca 3,50 m v slemenu in ca 0,5 m ob kolenčnem zidu. Višina vrha slemena od tlaka pritličja je 14,12 m ter ca 12,6 do 12,9 m od terena.

Obstoječa nosilna konstrukcija je armiranobetonska. Vertikalno konstrukcijo sestavljajo AB stene debeline 20 cm, orientirane večinoma v prečni smeri objekta in AB okvirji, ki potekajo v vzdolžni smeri v obeh fasadnih oseh ter dveh oseh v sredini tlorisa. Fasadni okvirji so sestavljeni iz AB stebrov dimenzij 20 x 40 cm in parapetnih nosilcev dimenzij 20 x 120 cm. Srednja okvirja v oseh 2 in 4 sta sestavljena iz AB stebrov dimenzij 40 x 40 cm in AB nosilcev dimenzij 40 x 50 cm.

Nenosilne stene med razredi so iz porobetona (siporex) debeline 20 cm.

Stropne konstrukcije so polne armiranobetonske plošče debeline 20 cm.

Streha je lesena dvokapnica s slemenom v vzdolžni smeri tlora. Slemenska lega je postavljena na prečne stene na razmakih 6,40 m. Notranji vmesni legi sta položeni na vzdolžne AB nosilce, drugi vmesni legi pa sta položeni na AB stebričke, postavljene na AB ploščo na razdaljah 3,20 m.

Obstoječi temelji so plitvi, pasovni pod stenami ter točkovni pod stebri. Točkovni temelji so povezani z armiranobetonskimi vezmi.

Na obeh straneh se objekt kontaktno stika z obema starejšima sosednjima objektoma brez delovne ali potresne dilatacije, kar je privedlo do nekaterih poškodb, ki so opisane v točki 3.1.

2.2. LOKACIJA IN TEMELJNA TLA

Objekt leži na ravnem terenu. Območje, na katerem se nahaja objekt, predstavlja obrobje Ljubljanskega barja.

Za potrebe izdelave projekta rekonstrukcije in dozidave šole na južni strani je bilo izdelano Geološko geomehansko poročilo o sestavi tal in geotehnični projekt temeljenja, ki ga je izdelalo podjetje ŠTERK GG d.o.o. iz Ljubljane. Poročilo je bilo izdelano na osnovi izvedenega sondažnega izkopa na severni strani obstoječe šole in sondažnega izkopa na območju predvidenega prizidka.

Podatke o temeljnih tleh povzemamo po omenjenem poročilu:

Območje predvidene gradnje sestavljajo aluvialni nanosi rek in potokov. Teren je ravninski in je stabilen.

V sondažnih izkopih ugotovljena sestava kaže, da se pod umetnim nasipom debeline do 1,2 m nahajajo sivi melji, s plastmi rjavih peskov z redkimi prodniki, s peščeno glino in zaglinjenim gruščem težkognetne konsistence do globine 3,7m pod površino.

Nato sledi tanjša plast zaglinjenih peskov in gruščev, ki ji sledijo prodno meljno peščene do prodno peščene zemljine srednje gostega sestava do globine 10 m (po podatkih starejših vrtin) - vršaj lščice.

Talne vode v sondažnih jaških ni bilo zaslediti. Po predhodnih raziskavah iz bližnje okolice se pojavlja na globini 2 m oz. 4 m pod površino.

Ocenjena projektna nosilnost je **232kN/m²** (faktorirana obtežba).

Na tamponu je projektna nosilnost nekoliko višja.

Pričakovani posedki pod objektom: pri nefaktorirani obtežbi 180 kN/m² na pasovnem temelju širine 1m je pričakovan **posedek 1,8 cm**, ki se bo izvršil že med gradnjo.

Pri zgoraj navedeni obtežbi in posedkih je modul reakcije tal 10000 kN/m³.

Ob morebitnih večjih spremembah projektnih podatkov v nadaljnji fazi projektiranja PGD se priporoča ustrezna preverba geotehničnih pogojev gradnje.

2.3. POTRESNA NEVARNOST

V času projektiranja in izgradnje objekta je bil pri nas v veljavi jugoslovanski »Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih« (od leta 1981 do 2008), po katerem se je uporabljala seizmološka karta, izdelana za povratno dobo 500 let (V. Ribarič). Po tej karti je na območju, kjer stoji obravnavani objekt, maksimalna pričakovana intenziteta potresov VIII. stopnje po MCS-64 lestvici.

Za objekte I. kategorije, v katero spadajo tudi šole, pa se je uporabljala karta seizmične mikrorajonizacije občine. Iz »Poročila o nosilnosti tal in pogojih temeljenja za telovadnico z zakloniščem pri OŠ Ig; ZRMK, 3.11.1978« je razvidno, da se po karti seizmične mikrorajonizacije mesta Ljubljana iz leta 1971 območje lokacije objekta nahaja na področju s potresno stopnjo 92 (IX MSK), na podlagi česar je bil določen seizmični koeficient $K_c = 0,1$.

V skladu z veljavnim standardom Eurocode 8 potresno obtežbo določimo po »Karti potresne nevarnosti Slovenije - projektni pospeški tal« za povratno dobo 475 let, ki jo je izdala Uprava RS za geofiziko MOP (Lapajne, 2001). Obravnavani objekt se nahaja na območju, kjer se pričakuje potres s **pospeškom temeljnih tal 0,225 g**.

Po evropskih standardih spada objekt v III. kategorijo (šole) in ga je potrebno preveriti na potres s povratno dobo 780 let, kar pomeni za **20 % povečano potresno obtežbo** glede na zgoraj omenjeno karto s povratno dobo 475 let.

Upoštevanje tal pri potresnem spektru: **TIP C**.

3. UGOTOVITVE PREGLEDA IN PREISKAV

Sestavo in stanje konstrukcij ter kvaliteto vgrajenih materialov smo ugotavljali na osnovi naslednjih pregledov in preiskav:

- Vizualnega pregleda objekta,
- Destruktivnih preiskav s sondiranjem,
- Odvzema vzorcev betona s kronskim vrtanjem valjev ϕ 100 mm in izvedbe laboratorijskih preiskav tlačne trdnosti betona
- Nedestruktivnih preiskav površinske tlačne trdnosti betona (sklerometriranje),
- Nedestruktivnih preiskav količine in razporeditve vgrajene armature z elektronskim instrumentom (Profoscope),

3.1. VIZUALNI PREGLED OBJEKTA - POŠKODBE PRISOTNE NA OBJEKTU

Detaljni opis in položaj registriranih razpok ter drugih poškodb na objektu je prikazan grafičnih prilogah v načrtih tlorisov in fasad (**priloga E – listi 1 do 5**) ter fotodokumentaciji (**priloga C1**), na tem mestu pa podajamo povzetek karakterističnih poškodb in razpok na objektu ter navajamo verjeten razlog za nastanek le-teh.

Konstruktivske razpoke in poškodbe:

Objekt je v relativno dobrem stanju. Konstruktivskih razpok je na objektu razmeroma malo. Karakteristične razpoke in poškodbe lahko združimo v naslednje skupine:

- Razpoke na stiku s sosednjim objektom ob osi G - bivšo telovadnico: zaradi odsotnosti dilatacije, na več mestih prihaja do razpok, ki so posledica različnega temperaturnega delovanja objektov ali pa tudi horizontalnih pomikov med potresnim nihanjem v preteklosti. Te vrste razpoke so na primer: R13 na SZ fasadi (list 2, **Fotogr.: 15, 16**), razpoka vzdolž preklade nad vrati v 1. nadstropju (I-R5, list 4, **Fotogr.: 54**);
- Posledica različnega medsebojnega nihanja pri preteklih potresih so lahko tudi razpoke v območju predelnih sten v 2. nadstropju med osmi F in G (II-R9 do II-R11, list 5, **Fotogr.: 71 do 73**);
- Razpoke na stropovih stiku s staro šolo ob osi A so ravno tako posledica odsotnosti oziroma nepravilno izvedene dilatacije: P-R4 in P-R5 v pritličju (**Fotogr.: 37 do 40**), I-R14 in I-R15 v 1. nadstropju (**Fotogr.: 60 do 63**), II-R1 in II-R2 v 2. nadstropju (**Fotogr.: 66, 67**) ter vertikalna razpoka na stiku stene z jekleno konstrukcijo stopnišča II-R3 (**Fotogr.: 68**).
- Dve močni razpoki sta prisotni na stebru v osi A/1 v drugem nadstropju (R1 na severni fasadi, II-R4, list 5, **Fotogr.: 3, 4**), za kateri pa sklepamo, da sta nastali na ometu oziroma oblogi stene. Menimo, da sama zasnova konstrukcije na tem delu zagotavlja zadostno varnost (steber se nadaljuje v AB steno) in ne predstavlja potencialno nevarnih razmer. **Kljub temu naj se med izvedbo rekonstrukcije odstrani večji del obloge in preveri stanje nosilne konstrukcije na tem mestu.** Razpoki kažeta na eventualno posedanje same stene v osi A proti sredini objekta, kar je lahko posledica poškodovane kanalizacije in izpiranja tal.
- Na diferenčno posedanje na območju uvozne rampe ob osi A kažejo tudi razpoke ob opornem zidu ob rampi (R5 in R6, list 2 **Fotogr.: 7 in 8**) ter nekatere druge razpoke na severni fasadi (R4 - **Fotogr.: 6**, R3 - **Fotogr.: 9**).
- Vidno je tudi posedanje zunanje ureditve ob severni fasadi med osmi F in G (**Fotogr.: 13, 14**), posedek znaša ca 5 cm.
- Na mnogih mestih v notranjosti objekta so na armiranobetonskih stenah prisotne vertikalne razpoke, ki praviloma potekajo po celi višini etaže: P-R6, P-R8, P-R14, P-R16, I-R3, II-R6, II-R7, II-R12, (**Fotogr.: 41, 42, 69, 70**). Podrobni pregled dokumentacije in preiskave s sondiranjem so pokazale, da so te razpoke večinoma nastale na mestih, kjer so v steni vertikalni inštalacijski jaški. Na teh mestih so AB stene prekinjene, kar pomembno zmanjšuje nosilnost sten in je potrebno upoštevati pri statičnih in seizmičnih analizah.
- Na spodnji strani stopniščne rame zunanjih stopnic ob severni fasadi je na več mestih vidna armatura (**Fotogr.: 10, 11**). To je posledica premajhne zaščitne plasti betona nad armaturo in mehanskih poškodb.

- Na obeh fasadah so na oblogah iz pranege betona prisotne številne, večinoma vertikalne razpoke (**Fotogr.: 7, 12, 29-31**). Razpoke so tehnološke narave - posledica krčenja in temperaturnega delovanja.
- Na vidnih betonskih površinah elementov zunanje ureditve (stopnice na terenu, oporni zidovi) so prisotne številne površinske poškodbe (**Fotogr.: 22 do 28**), ki so tehnološke narave - posledica atmosferskih vplivov in pomanjkljive kvalitete ter zaščite.

Vlaga v objektu

Prisotnost vlage v konstrukcijah objekta smo zabeležili na naslednjih mestih:

- Prisotnost kapilarne vlage v pritličju: predvsem na območju zobne ordinacije (P-R15, P-R17, **Fotogr.: 45-48**). Uporabniki so omenili tudi občasno izločanje sige na stenah v območju kuhinje, ki pa jo sproti očistijo, v času pregleda tega pojava zato nismo opazili. Vzrok za kapilarno vlaženje so verjetno poškodovane inštalacije, deloma pa lahko tudi odsotnost hidroizolacije pod tlaki in stenami.
- Posledica prekomerne vlage v zidu je izločanje sige (**Fotogr.: 48**), luščenjeopleska (**Fotogr.: 45-47**) in pojav korozije na kovinskih okvirjih vrat (**Fotogr.: 49**).
- Zamakanje oziroma posledica kondenza ob oknu v 2. nadstropju (II-R13, **Fotogr.: 74, 75**). Možno je, da voda zateka za salonitno oblogo zaradi slabega tesnjenja (**Fotogr.: 33**).
- Zamakanje v območju sanitarij kot posledica poškodovanih inštalacij (I-R13, v 1. nadstropju, **Fotogr.: 59**).

Stanje strešne konstrukcije

Strešna konstrukcija je na splošno v dobrem stanju. Mestoma so opazne naslednje pomanjkljivosti:

- Ležišče pod slemensko lego na zahodni čelni steni je deformirano - deformirana zgornja dva vijaka (**Fotogr.: 83**) - **pomanjkljivost je statično pomembna - potrebna sanacija oziroma ojačitev**.
- Na več mestih so vidni sledovi zamakanja (**Fotogr. 79 - 82**).
- Poškodovana izolacija, predvsem na stikih (**Fotogr. 81**), možna je prisotnost glodavcev.
- Lokalno deformirani elementi: zarotiran špirovec (**Fotogr. 82**).

3.2. PREISKAVE NOSILNIH ELEMENTOV KONSTRUKCIJE

3.2.1. Opis preiskav, ki smo jih izvedli na objektu

Destruktivne preiskave:

Za potrebe analize stanja in pridobitev zadostnih podatkov za nadaljnje statične analize smo izvedli potrebno število destruktivnih preiskovalnih sond, s katerimi smo ugotavljali zasnovo in sestavo nosilnih konstrukcij ter kvaliteto vgrajenih materialov. Hkrati smo ugotavljali skladnost izvedbe s projektno dokumentacijo.

Po odbijanju zaščitne plasti betona, ponekod pa tudi globljih rušitev (pri tem smo pazili, da je ostala vgrajena armatura nepoškodovana) smo ugotavljali kvaliteto, količino in razporeditev armaturnih palic, kvaliteto betona ter debelino zaščitne plasti betona nad armaturo.

Preiskali smo naslednje vitalne elemente: stropove, vertikalne nosilne elemente (zidove in stebre) ter temelje. Mesta preiskav in skice ugotovljenih sestav so prikazani v grafičnih prilogah (**priloga E – listi 6 do 10**) ter fotodokumentaciji (**priloga C2**).

Laboratorijske preiskave tlačne trdnosti betona na izvrtanih jedrih - valjih:

Na različnih lokacijah smo iz obstoječih AB sten s kronskim vrtanjem odvzeli vzorce betona - betonska jedra prereza 100 mm za laboratorijsko preiskavo tlačne trdnosti. Laboratorijske preiskave je izvedlo podjetje AKTIM d.o.o., Alešovčeva 29, 1000 Ljubljana. Rezultati preiskav so podani v **prilogi A**.

Preiskave površinske tlačne trdnosti betona IN-SITU - sklerometriranje:

Na mestu samem smo tlačno trdnost betona ocenili z nedestruktivno indirektno metodo - z nedestruktivnim preizkusom površinske tlačne trdnosti betona (sklerometriranjem). Prednost metode je, da konstrukcije ne poškodujemo, zaradi česar lahko izvedemo meritve na več elementih, tudi na tistih, iz katerih odvzem vzorcev ni možen (npr.: AB elementi majhnih dimenzij, gosta armatura, ki se ne sme poškodovati...).

Meritve površinskih tlačnih trdnosti vgrajenega betona smo izvedli po metodi določitve sklerometričnega indeksa s povratno udarnim kladivom po Schmidt s švicarskim instrumentom za sklerometriranje tipa DIGI-SCHMIDT 2000 proizvajalca Proceq. Metoda deluje na principu meritve povratne sile udarne igle, na osnovi česar se določi sklerometrični indeks, na osnovi tega pa se s pomočjo umerilne krivulje oceni in-situ tlačna trdnost betona. Zaradi omejenega števila odvzetih valjev smo umerilno krivuljo določili na osnovi standardizirane krivulje, ki smo jo »kalibrirali« z rezultati laboratorijskih preiskav tlačne trdnosti na izvrtanih valjih.

Vsako merilno mesto smo sklerometrirali s po 10 udarci. Rezultati meritev ter statistična obdelava rezultatov je prikazana v **Prilogi B**.

Pri analizi rezultatov smo upoštevali naslednje standarde:

- SIST EN 13791 Ocenjevanje tlačne trdnosti konstrukcije na mestu vgradnje in betonski elementi
- SIST EN 206-1 Beton - 1.del - Specifikacija, lastnosti, proizvodnja in skladnost

- SIST EN 12390-3 Preskušanje strjenega betona: Tlačna trdnost preskušancev
- EN 12504-1 Preskušanje betona v konstrukcijah - 1.del Izvrtana jedra - Preskušanje tlačne trdnosti
- EN 12504-2 Preskušanje betona v konstrukcijah - 2.del Nedestruktivna metoda - Določitev odbojnega števila

Preiskave armature z nedestruktivno metodo:

Z elektronskim instrumentom - detektorjem armature Profoscope, proizvajalca Proceq smo dodatno preverjali prisotnost in razporeditev armaturnih palic v armiranobetonskih elementih.

3.2.2. Preiskava stropov

Stropove smo preiskali na osnovi 5 preiskovalnih sond:

- strop nad pritličjem: sonda s spodnje strani P-S1 in sonda z zgornje strani P-S2,
- strop 2. nadstropjem: sonda s spodnje strani II-S3 in sonde z zgornje strani II-S4 in S5.

Sonde so potrdile zasnovo stropnih konstrukcij kot polnih AB plošč. Izmerili smo debelino plošče nad pritličjem, ki znaša 20 cm, kar je skladno s projektom.

Kvaliteta betona:

Beton je kompakten. Nedestruktivni preizkus površinske tlačne trdnosti betona s sklerometrom kaže, da beton približno ustreza trdnostnemu razredu najmanj C20/25 MPa.

Kvaliteta, količina in razpored armature:

V plošče je vgrajena armatura dveh vrst:

- mrežasta armatura, domnevamo da kvalitete S500 (v originalnem projektu MAG 500),
- armatura iz rebrastega betonskega železa kvalitete S400 (v originalnem projektu RA 400).

Na armaturi ni pomembnejše korozije.

Količina in razpored vgrajene armature je bil v vseh sondah skladen s projektom.

Odstopanje pa smo ugotovili pri odmiku zgornje armature od roba betona: izmerjen odmik v plošči nad pritličjem znaša ca 3 cm, v plošči nad 2. nadstropjem pa celo 7 cm.

Veliki odmiki armature od roba betona pomembno zmanjšajo nosilnost betonskega prereza, kar smo upoštevali pri statični analizi.

Sestava tlaka je razvidna iz grafičnih prilog.

V preiskovalnih sondah z zgornje strani (sondi P-S2 in II-S4) pod termoizolacijo tlaka nismo zaznali parne zapore, ki je bila predvidena v sestavah po projektu.

Druge pomanjkljivosti in neskladja, ugotovljena pri preiskavah in pregledu dokumentacije pa podajamo v točki 4.

3.2.3. Preiskava sten in stebrov

AB stebre in stene smo preiskali na kritičnih mestih (stiki sten, prosti konci sten) v vseh etažah. Sestave konstrukcijskih elementov in obdelav, ugotovljenih v preiskovalnih sondah so razvidne iz grafičnih prilog.

Kvaliteta betona:

Beton je kompakten, vendar kvaliteta nekoliko variira. Nedestruktivni preizkus površinske tlačne trdnosti betona s sklerometrom kaže, da beton približno ustreza naslednjim trdnostnim razredom:

- beton vgrajen v AB stene v vseh etažah najmanj C20/25 MPa,
- beton vgrajen v AB stebre pritličja najmanj C20/25 MPa,
- beton vgrajen v AB stebre zgornjih etaž najmanj C25/30 MPa.
- beton vgrajen v AB nosilce v mansardi najmanj C25/30 MPa.

Kvaliteta, količina in razpored armature:

V stene je vgrajena mrežasta armatura, domnevamo da kvalitete S500 (v originalnem projektu MAG 500).

V stebre in na koncih sten je vgrajena armatura iz rebrastega betonskega železa kvalitete S400 (v originalnem projektu RA 400).

Na armaturi ni pomembnejše korozije.

V večini preiskovalnih sond je bila vgrajena armatura skladna s projektom. Splošne značilnosti načina armiranja sten in stebrov lahko povzamemo:

Stebri so armirani z vzdolžno rebrasto armaturo, ki je ustrezno objekta s stremeni. Pri stebrih je že izvedena zgostitev stremen ($e = 10$ cm) ob vznožju in na vrhu stebra v dolžini ca 1,0 m od plošče. Srednji stebri dimenzij 40x40 cm imajo pravilno objete vse vzdolžne palice z dvojnimi stremeni.

Pomanjkljivost pa je pri fasadnih stebrih, kjer je zgostitev stremen narejena ne glede na položaj vzdolžnih parapetnih nosilcev. Tako pride do situacije, da stremena na območju, kjer je stebel vpet v parapetni nosilec, niso več zgoščena.

V nosilcih ni zgostitve stremen ob podporah.

AB stene so debeline 20 cm, armirane z mrežami \pm Q257/257 (MAG 500 = S500),
na križiščih 4 ϕ 14 (RA 400 = S400)
ob vratnih odprtinah 2 ϕ 12 (RA 400 = S400)

Na nekaterih mestih pa smo zabeležili pomembne pomanjkljivosti: na primer

- Nepravilno vgrajena armatura: iz sonde I-Z8 je razvidno, da zaključno U-streme poteka znotraj vertikalnih nosilnih palic in jih ne objame kot bi bilo pravilno, da bi jih zaščitilo pred izklonom.
- Redkejša zaključna U stremena v stenah (sonda P-Z6 ob vratni odprtini predvideno ϕ 8/15 cm, vgrajeno ϕ 8/30 cm),
- Številne prekinitve v nosilnih stenah: že v projektu so predvideni številni vertikalni jaški v nosilnih AB stenah v celotni debelini stene, pri sondiranju pa

smo ugotovili, da so bili jaški oziroma prekinitve sten ali pa le prekinitve armature narejene na več mestih. Najbolj kritična je stena v osi 3 (sonde I-Z7, I-Z8 in I-Z9), kjer mrežne armature na večjem delu stene nismo našli niti s sondiranjem niti s profoscanom. Domnevamo, da je bila mreža zaradi zamika v debelini stene (sonda I-Z7) enostavno odrezana.

- Nepravilna prekinitev armaturnih mrež je bila ugotovljena tudi v sondah I-Z6.

Druge pomanjkljivosti in neskladja, ugotovljena pri pregledu dokumentacije pa podajamo v točki 4.

3.2.4. Preiskava temeljev

Izvedli smo preiskovalno sondo ob obstoječem točkovnem temelju stebra v osi 1/C ob severni fasadi (**Fotogr.: 47 - 50**).

Ugotovili smo, da je temelj izveden skladno s projektom.

Dno temelja je ca 2,40 m pod koto terena.

Širina temelja je 1,00 m, razširitev glede na temeljno gredo je 0,55 m, višina temeljne pete je 0,80 m.

Beton temelja je kompakten, betoniran z opažem.

Steber in temeljna greda sta hidroizolirana.

Sestava in kvaliteta temeljnih tal je podana v Geološko geomehanskem poročilu o sestavi tal in geotehnični projekt temeljenja, ki ga je izdelalo podjetje ŠTERK GG d.o.o. iz Ljubljane, povzetek pa v točki 2.2 predmetnega poročila.

4. UGOTOVLJENE POMANJKLJIVOSTI IN NESKLADJA PRI PREGLEDU PROJEKTNE DOKUMENTACIJE

Pri pregledu dokumentacije in samega objekta smo ugotovili nekatera pomembna neskladja izvedenega stanja glede na projekt, neskladja med posameznimi deli projekta, pa tudi nekatere napake v samem projektu.

Steber v osi F/5:

Po projektu je zamaknjen navzven iz ravnine fasade. Dejansko tega zamika ni - verjetno sprememba med izvedbo.

Odprtine in jaški v AB stenah:

Stene so na mnogih mestih prekinjene z vertikalnimi inštalacijskimi jaški, ki potekajo v celi debelini stene in najpogosteje po celi višini objekta. Nekateri jaški v originalnih načrtih niso vrisani v vseh etažah, pa se je pri preiskavah pokazalo, da se nadaljujejo tudi v etaži, kjer po načrtu niso bili predvideni. Na prisotnost teh jaškov kažejo tudi številne vertikalne razpoke v stenah, na nekaj mestih pa smo jih zabeležili pri sondiranju. Poleg tega se v nosilnih AB stenah pojavljajo dodatne odprtine, ki v načrtih in statiki niso upoštevane (na primer elektro omarice...).

Te odprtine in jaški za samo statično varnost v večini primerov ne predstavljajo pomembnega zmanjšanja statične varnosti pri običajnih stalnih in koristnih obtežbah, pomembno pa vplivajo na zmanjšanje potresne odpornosti objekta.

Stena v osi D:

Na proste konce obeh sten v osi D v vseh treh etažah nalegajo glavni vzdolžni nosilci v oseh 2 in 4 (poz. P11, P19 in P26). To že samo po sebi povzroča velike koncentracije tlačnih napetosti na prostem koncu stene, ki je debeline 20 cm. Poleg tega nosilci na steno nalegajo ekscentrično, kar te tlačne napetosti še povečuje.

V prvem nadstropju je 60 cm od konca stene vratna odprtina, ob kateri na drugi strani poteka še vertikalni inštalacijski jašek do vrha objekta. Na ta način je stena popolnoma prerezana. Vratna preklada in celotna zgornja stena sploh ni povezana z ostalim delom stene tako, da se ta del stene s celotno vplivno površino zgornjih plošč naslanja na ta 60 cm slop.

Poleg tega smo pri pregledu dokumentacije ugotovili neskladje statičnega računa z armaturnimi načrti. V statiki je predvideno, da se 60 cm slop armira z 10 palicami RA $\phi 16$, v armaturnih načrtih pa je predvideno le 8 RA $\phi 14$.

Plošča nad pritličjem:

V statičnem računu plošče nad pritličjem in nad 1. nadstropjem je napaka pri izračunu obtežbe predelnih sten. Obtežba teh je upoštevana kot enakomerno razporejena obtežba v vrednosti **1,3 kN/m²**.

Pri tem pa je pri izračunu mejne obtežbe narejena napaka: s takrat veljavnim faktorjem varnosti 1,6 izračunana mejna obtežba predelnih sten bi morala znašati $1,3 \times 1,6 = 2,08$ kN/m², v statičnem računu pa je upoštevana vrednost **1,7 kN/m²**.

Podatka o tipu siporex blokov, uporabljenih v konkretnem primeru sicer nimamo. Po podatkih proizvajalca se specifična teža blokov giblje od 350 do 650 kg/m³.

Ob upoštevanju tega podatka je po naših izračunih teža predelne stene iz siporeksa debeline 20 cm skupaj z ometom od 4,80 do 6,72 kN/m'. Pri medsebojni razdalji med sosednjimi stenami 3,2 m znaša enakomerno razporejena nadomestna obtežba predelnih sten od 1,50 do 2,10 kN/m². Mejna obtežba z upoštevanjem takrat veljavnega faktorja varnosti 1,6 bi morala torej znašati od 2,40 do 3,36 kN/m², kar je za **40% do 100% več, kot je dejansko upoštevano v statičnem računu**.

Pri tem pa je treba upoštevati dejstvo, da so ponekod stene postavljene tudi v prečni smeri in je torej gostota sten še večja.

Ob dejstvu, da je tudi **upoštevana koristna obtežba (2,0 kN/m²)** manjša, kot jo zahtevajo aktualni standardi Eurocode (**3,0 kN/m²**), obstaja možnost, da varnost stropne konstrukcije ne ustreza zahtevam veljavnih predpisov.

Zato smo opravili kontrolne statične izračune plošč. Rezultati analize so podani v točki 5.

Plošča nad 1. nadstropjem:

V statičnem računu so napake v zasnovi (srednje polje nima nosilcev - polje št. 3 ni štiristransko podprto).

Glede upoštevanih obtežb veljajo enake opombe, kot za ploščo nad pritličjem.

Plošča nad 2. nadstropjem:

Pri plošči nad 2. nadstropjem smo zasledili precej nepravilnosti, ki so posledica neusklajenosti posameznih delov projekta, napak v projektu ali sprememb med gradnjo, pa tudi pomanjkljive izvedbe.

V statičnem računu plošče nad 2. nadstropjem ni upoštevana obtežba strehe.

Obtežba strehe se preko vmesnih leg prenaša na AB stebričke, ki so postavljeni na ploščo nad 2. nadstropjem in predstavljajo koncentrirano obtežbo na plošči. V statičnem računu je te obtežbe nismo zasledili.

Pri statičnem računu in armaturnem načrtu plošče tudi ni upoštevana stena v osi 3/B-C, ki se nahaja v mansardi in se plošča nanjo obeša. Stena v tem delu predstavlja podporo plošči, vendar pa negativna armatura v armaturnem načrtu tu ni predvidena.

Stena v osi 3/B-C v mansardi, je v načrtu arhitekture in armaturnem načrtu predvidena kot polna AB stena. Dejansko pa je v steni vratna odprtina, ki močno zmanjša delež obešalne armature plošče.

Opravili smo kontrolni statični izračun plošče. Rezultati analize so podani v točki 5.

Prečna nosilca P/2 - strop nad 2. nadstropjem

V statičnem računu je na nosilcu P/2 upoštevana samo obtežba strehe in predelne stene, ne pa tudi plošče nad 2. nadstropjem.

Opravili smo kontrolni statični izračun. Rezultati analize so podani v točki 5.

5. REZULATI STATIČNE IN SEIZMIČNE ANALIZE OBJEKTA V OBSTOJEČEM STANJU

V okviru statične analize smo na osnovi ocenjenih mehansko trdnostnih karakteristik vgrajenih materialov, izvedli kontrolo nosilnosti vitalnih elementov nosilne konstrukcije. Predvsem smo se osredotočili na elemente katerih varnost je bila postavljena pod vprašaj zaradi ugotovljenih nepravilnosti.

Celotna statična in seizmična analiza je izvedena skladno z veljavnimi standardi EUROCODE (SIST EN 1990 do SIST EN 1998). Lastno težo nosilnih elementov in stalno obtežbo smo ocenili na podlagi preiskav konstrukcije ter razpoložljive projektne dokumentacije. Koristno obtežbo smo določili glede na namembnost prostorov v skladu s standardom Eurocode.

Natančnejši izračuni so prikazani v **Prilogi D**. Na tem mestu pa strnemo rezultate posameznih kontrol.

5.1. STATIČNA ANALIZA OBJEKTA V OBSTOJEČEM STANJU (TRAJNO PROJEKTNO STANJE)

5.1.1. Plošča nad pritličjem

Na stropu nad pritličjem smo v skladu s SIST EN 1991-1-1 upoštevali koristno obtežbo $q = 3,0 \text{ kN/m}^2$.

Upoštevali smo dejansko razporeditev predelnih sten, ki so predvidoma izdelane iz porobetona (siporex). Težo predelnih sten smo ocenili na podlagi podatkov proizvajalca blokov iz porobetona (siporex). Ker ne vemo, kateri tip zidnih blokov je bil uporabljen pri izvedbi sten, smo upoštevali tip zidakov z večjo gostoto, saj proizvajalec priporoča, da se za notranje zidove med prostori, kjer je zahtevana višja zvočna izolativnost, uporabi zidne bloke z volumsko maso 650 kg/m^3 .

Pri kontroli nosilnosti smo upoštevali armaturo po armaturnih načrtih, katere skladnost smo na mestih sondiranja tudi potrdili. Glede na ugotovitve pri sondiranju smo pri izračunih potrebne armature upoštevali povprečni odmik armature od zgornjega roba plošče 4 cm , odmik od spodnjega roba plošče pa $2,5 \text{ cm}$.

Rezultati analize so sledeči:

Kontrola nosilnosti pokaže, da vgrajena armatura ne zagotavlja ustrezne nosilnosti na vseh delih plošče. Večje prekoračitve nosilnosti so predvsem na nekaterih podporah - do 160%. V nekaterih poljih pa je nosilnost prekoračena tudi

zaradi pozitivnih upogibnih momentov v sredini polja, to je predvsem v večjih poljih 1-2/A-D, 1-2/D-G in 2-4/C-G. Prekoračitve v poljih znašajo do 59%.

V nadaljevanju smo zato izvedli detajlno analizo kritičnih polj z upoštevanjem vzpostavitve plastičnih členkov na podporah, kjer je nosilnost prekoračena ter opravili kontrolo nosilnosti ob povečanju upogibnih momentov v sredini polj vsled prerazporeditve obremenitev.

Rezultati po prerazporeditvi upogibnih momentov v kritičnih poljih so sledeči:

Polje med osmi 1-2/A-D

Nosilnost plošče je prekoračena nad podporo D/1-2 za ca 160% in v polju v smeri x za ca 7%. Nosilnost na podpori 2/A-D je izkoriščena, lokalno je prekoračena za ca 20%.

Nosilnost plošče zato preverimo še ob upoštevanju plastifikacije nad podporami in prerazporeditve upogibnih momentov.

Pri modeliranju smo predvideli nastanek plastičnega členka v osi 2/A-D, pri čemer smo upoštevali prerez predvidene armature po armaturnem načrtu. Na podpori D/1-2 pa zaradi velike prekoračitve nosilnosti upoštevamo, da v tem prerezu pride do popuščanja armature, zaradi česar njene nosilnosti ne upoštevamo.

V nadaljevanju preverimo nosilnost plošče ob upoštevanju povečanih obremenitev v polju kot posledice prerazporeditve upogibnih momentov.

Ob vzpostavitvi plastičnih členkov na podporah se upogibni momenti v polju povečajo. Ob upoštevanju koristni obtežbi $q=3,0 \text{ kN/m}^2$ je **nosilnost plošče v smeri x prekoračena za ca 15%**, nosilnost v glavni smeri y je zadostna in ima še nekoliko rezerve.

Glede na to, da plošča ne dosega zahtevane nosilnosti na omejenem območju ter glede na to, da ima v glavni nosilni smeri še nekoliko rezerve v nosilnosti menimo, da stanje še ni alarmantno, zato ojačitev v tej fazi nismo predvideli.

Polje med osmi 1-2/D-G

Nosilnost plošče je prekoračena nad podporo D/1-2 za ca 160% , nad podporo 2/D-G za 14% in v polju v smeri x za ca 17%.

Tudi pri analizi plošče med osmi 1-2/D-G zaradi velike prekoračitve nosilnosti na podpori D/1-2 ne upoštevamo vpetostnega momenta (vrtljiva podpora). Na podpori v osi 2/D-G pa upoštevamo nastanek plastičnega členka z upoštevanjem prereza predvidene armature po armaturnem načrtu.

Ob vzpostavitvi plastičnih členkov na podporah se upogibni momenti v polju povečajo. Ob upoštevanju koristni obtežbi $q=3,0 \text{ kN/m}^2$ je **nosilnost plošče v smeri x prekoračena za ca 30%**, nosilnost v glavni smeri y je izkoriščena.

SVETUJEMO, DA SE PLOŠČO OJAČI!

Polje med osmi 2-3/A-C

Zaradi velike prekoračitve nosilnosti na podpori v osi C/2-3 za več kot 130% preverimo ploščo kot enosmerno nosilno.

Izkaže se, da nosilnost plošče v tem primeru zadošča!

Polje med osmi 2-4/C-G

Zaradi velike prekoračitve nosilnosti v smeri x v polju za 59%, nad podporo C/2-4 pa za ca 160%, ploščo analiziramo kot enosmerno nosilno v smeri y. Analiza pokaže, da se v tem primeru upogibni momenti v glavni nosilni smeri y povečajo do te mere, da na obeh vzdolžnih podporah 2/C-G in 4/C-G nastopijo plastični členki.

V nadaljevanju preverimo nosilnost plošče ob upoštevanju povečanih obremenitev v polju kot posledice prerazporeditve upogibnih momentov.

Ob upoštevanju enosmerne nosilnosti in vzpostavitvi plastičnih členkov na podporah ter upoštevani koristni obtežbi $q=3,0$ kN/m² je upogibna nosilnost v polju v smeri y prekoračena za ca 30%. Še večja je prekoračitev nosilnosti na mestu, kjer se spodnje armaturne palice zakrivijo navzgor. Tu prekoračitev znaša 43%.

SVETUJEMO, DA SE PLOŠČO OJAČ!!!

5.1.2. Plošča nad 1. nadstropjem

Tudi na stropu nad 1. nadstropjem smo v skladu s SIST EN 1991-1-1 upoštevali koristno obtežbo $q = 3,0$ kN/m² ter dejansko razporeditev predelnih sten, ki so predvidoma izdelane iz porobetona (siporex).

Pri kontroli nosilnosti smo upoštevali armaturo po armaturnih načrtih in odmik armature od zgornjega roba plošče 4 cm, odmik od spodnjega roba plošče pa 2,5 cm.

Rezultati analize so sledeči:

Kontrola nosilnosti pokaže, da vgrajena armatura ne zagotavlja ustrezne nosilnosti na vseh delih plošče. Večje prekoračitve nosilnosti so predvsem na nekaterih podporah - do 160%. V nekaterih poljih pa je nosilnost prekoračena tudi v območju pozitivnih upogibnih momentov v sredini polja - do 49% (polje 2-4/C-G).

V nadaljevanju smo zato izvedli detajlno analizo kritičnih polj z upoštevanjem vzpostavitve plastičnih členkov na podporah, kjer je nosilnost prekoračena ter opravili kontrolo nosilnosti ob povečanju upogibnih momentov v poljih vsled prerazporeditve obremenitev.

Rezultati po prerazporeditvi upogibnih momentov v kritičnih poljih so sledeči:

Polje med osmi 1-2/A-D

Nosilnost plošče je prekoračena nad podporo D/1-2 za ca 130% in v polju v smeri x za ca 7%. Nosilnost na podpori 2/A-D je izkoriščena, lokalno je prekoračena za ca 20%. Po analogiji s ploščo nad pritličjem (polje 1-2/A-D) ojačitev v tej fazi nismo predvideli.

Polje med osmi 1-2/D-G

Nosilnost plošče je prekoračena nad podporo D/1-2 za ca 130%. Nosilnost na podpori 2/D-G in v polju v smeri x je izkoriščena. Po analogiji s poljem 1-2/A-D ojačitev v tej fazi nismo predvideli.

Polje med osmi 2-3/A-C

Po analogiji s ploščo nad pritličjem menimo, da nosilnost plošče v primeru prerazporeditve upogibnih momentov zadošča!

Polje med osmi 2-4/C-G

Zaradi velike prekoračitve nosilnosti v smeri x v polju za 49% ter nad podporo C/2-4 za ca 160%, ploščo analiziramo kot enosmerno nosilno v smeri y. Pri tem upoštevamo vzpostavitev plastičnih členkov na podporah 2/C-G in 4/C-G. Kontrola pokaže, da nosilnost v polju plošče v tem primeru zadošča!

Prekoračitev nosilnosti pa nastopi v robnem pasu ob jašku ob osi G.

Pri tem smo upoštevali dodatne palice 5 ϕ 14, ki so po projektu predvidene v robnem pasu, vendar pa je njihov položaj takšen, da v sredini polja, na mestu maksimalnih momentov zaključijo. V kolikor palice ne segajo dovolj preko sredine polja, je nosilnost prekoračena za ca 30 do 40%.

Možna je vzročna povezava nezadostne nosilnosti in s tem prekomernega povesa s pojavom razpok na stenah 2. nadstropja na tem območju (glej točko 3.1 in priloge)

SVETUJEMO, DA SE ROBNi PAS OJAČI ALI SE STENA ZAMENJA Z LAŽJO.

Polje med osmi 4-5/B-D

Nosilnost plošče je prekoračena nad podporo D/4-5 za ca 130% in v polju v smeri x za ca 9%.

Analizo plošče izvedemo še z upoštevanjem popuščanja armature, na podpori D/4-5, upoštevamo vrtljivo podporo.

Ob popuščanju na podpori D/4-5 se upogibni momenti v polju povečajo. Ob upoštevanju koristni obtežbi $q=3,0$ kN/m² je nosilnost plošče v smeri x prekoračena za ca 27 %. V smeri y ima plošča še precej rezerve.

Glede na to, da se predelne stene nahajajo druga nad drugo v vseh etažah do tal, ojačitve v tej fazi nismo predvideli. V kolikor bi se predelna stena v spodnji etaži odstranila, pa svetujemo ojačitve plošče.

Polje med osmi 4-5/D-G

Nosilnost plošče je prekoračena nad podporo D/4-5 za ca 130%. Nosilnost v polju v smeri x je izkoriščena.

Po analogiji s poljem 1-2/A-D ojačitve v tej fazi nismo predvideli.

5.1.3. Plošča nad 2. nadstropjem

Glede na to, da v originalnem statičnem računu plošče nad 2. nadstropjem ni upoštevana obtežba strehe ter drugih anomalij, opisanih v točki 4, smo opravili kontrolni statični izračun plošče. Pri tem smo upoštevali zasnovo konstrukcije, kot izhaja iz arhitektonskih načrtov in ugotovitev na objektu samem. Obtežba strehe se preko vmesnih leg prenaša na AB stebričke, ki so postavljeni na ploščo nad 2. nadstropjem in predstavljajo koncentrirano obtežbo na plošči.

Na stropu nad 2. nadstropjem smo upoštevali sledeče koristne obtežbe, ki izhajajo iz sedanje namembnosti prostorov:

- Polje med osmi 2-4/C-D (učilnica): $q = 3,0 \text{ kN/m}^2$
- Ostali del podstrešja (neizkoriščeno): $q = 1,0 \text{ kN/m}^2$
- Koristna obtežba snega: $s = 1,2 \text{ kN/m}^2$

Pri kontroli nosilnosti smo upoštevali večji odmik negativne armature od zgornjega roba plošče, saj smo pri sondiranju (sonda II-S4) ugotovili zelo znižan položaj negativne armature v plošči. Pri izračunih potrebne armature smo upoštevali odmik armature od zgornjega roba plošče 5 cm, odmik od spodnjega roba plošče pa 2,5 cm.

Rezultati analize so sledeči:

Kontrola nosilnosti pokaže, da vgrajena armatura ne zagotavlja ustrezne nosilnosti na vseh delih plošče. Nosilnost plošče je prekoračena na več mestih, predvsem nad podporami. Prekoračitve znašajo do 66%.

V nadaljevanju smo zato izvedli detajlno analizo kritičnih polj z upoštevanjem vzpostavitve plastičnih členkov na podporah, kjer je nosilnost prekoračena ter opravili kontrolo nosilnosti ob povečanju upogibnih momentov v sredini polj vsled prerazporeditve obremenitev.

Problematična so predvsem večja polja plošče dimenzij 6,90 x 9,60 m. Ker so polja različno armirana, je bilo potrebno analizirati vsako polje posebej. Podrobneje smo analizirali tudi polje med osmi 2-4/A-C (stopniščni podest), za katerega smo zasledili več pomanjkljivosti in nejasnosti v projektu.

Rezultati v kritičnih poljih so sledeči:

Polje med osmi 1-2/A-D:

Nosilnost plošče je prekoračena na obeh vpetih podporah. Nad podporo D/1-2 je nosilnost prekoračena za ca 66%, kar je verjetno povzročilo večjo rotacijo nad to podporo. Na to kaže tudi razpoka v tlaku na mestu preiskovalne sonde II-S4 (**Fotogr.: 45**). Nad podporo 2/A-C prekoračitev znaša okrog 26%, lokalno na sečišču osi 2/C pa 49%.

Nosilnost plošče zato preverimo še ob upoštevanju plastifikacije nad podporami in prerazporeditve upogibnih momentov.

Pri modeliranju smo predvideli nastanek plastičnega členka v osi 2/A-C, pri čemer smo upoštevali prerez predvidene armature po armaturnem načrtu. Na podpori D/1-2 pa zaradi velike prekoračitve nosilnosti upoštevamo, da v tem prerezu pride do popuščanja armature, zaradi česar njene nosilnosti ne upoštevamo.

V nadaljevanju preverimo nosilnost plošče ob upoštevanju povečanih obremenitev v polju kot posledice prerazporeditve upogibnih momentov.

Ob upoštevanju koristni obtežbi na neizkoriščenem podstrešju $q=1,0 \text{ kN/m}^2$ je nosilnost plošče v polju v smeri x **prekoračena za ca 4%**, nosilnost v glavni smeri y je zadostna in ima še nekoliko rezerve.

V primeru, da na neizkoriščenem podstrešju ni koristne obtežbe, nosilnost plošče ni prekoračena.

Polje med osmi 1-2/D-G:

Stanje v polju 1-2/D-G je podobno s tem, da je vpetost na vzdolžni podpori nekoliko boljša. Tudi tu na podpori D/1-2 nismo upoštevali vpetostnega momenta (vrtljiva podpora).

Po prerazporeditvi upogibnih momentov je ob upoštevanju koristni obtežbi na neizkoriščenem podstrešju v iznosu $q=1,0 \text{ kN/m}^2$ nosilnost plošče v smeri x minimalno **prekoračena (za ca 2%)**.

Polje med osmi 2-4/A-C

Zaradi odsotnosti negativne armature na delu podpore 3/B-C in odsotnosti obešalne armature v območju vrat opravimo analizo nosilnosti plošče v polju 2-4/A-C brez upoštevanja podpore 3/B-C. Pri tem upoštevamo tudi vzpostavitev plastičnega členka na podpori 2/A-C.

V nadaljevanju preverimo nosilnost plošče ob upoštevanju povečanih obremenitev v preostalih prerezi kot posledice prerazporeditve upogibnih momentov.

Po prerazporeditvi upogibnih momentov je ob upoštevanju koristni obtežbi na neizkoriščenem podstrešju v iznosu $q=1,0 \text{ kN/m}^2$ in koristni obtežbi stopniščnega podesta $q=3,0 \text{ kN/m}^2$ nosilnost plošče v smeri y prekoračena za ca 24%.

V kolikor se bo učilnica v mansardi uporabljala v učne namene, svetujemo, da se zaradi nejasnosti glede dejansko vgrajene armature in zaradi možnosti, da varnost plošče ni zadostna, PLOŠČO OJAČI!

Polji med osmi 4-5/B-D

Prekoračitev nosilnosti na podpori D/4-5 znaša ca 9%.

Menimo, da ob upoštevanju rezerve v sredini polja (izkoriščenost ca 70%) nosilnost plošče ni problematična.

Polje med osmi 4-5/D-G:

Nosilnost plošče nad podporo D/4-5 je prekoračena za ca 9%. Glede na to, da je nosilnost plošče v polju v že v celoti izkoriščena, bo prerazporeditev momentov ob vzpostavitvi plastičnega členka nad podporo povzročila manjšo prekoračitev nosilnosti v polju.

Menimo, da stanje ni alarmantno, vendar pa naj se podstrešje ne obremenjuje z večjo koristno obtežbo.

OPOMBA:

V armaturnem načrtu je neskladnost: ni povsem jasno ali so bile tudi v tem polju v prečni smeri y vgrajene palice $\phi 12/30$ in $\phi 14/30$ namesto $\phi 10/30$ in $\phi 12/30$. V tem primeru je nosilnost zadostna.

Dejansko vgrajeno armaturo naj se preveri pred izvedbo rekonstrukcije.

Kontrola plošče brez prečnih nosilcev (P/2)

Zaradi ugotovljene prekoračitve nosilnosti v prečnih nosilcih v oseh C in E (Poz P/2) smo v nadaljevanju ploščo preračunali še brez upoštevanja teh nosilcev - kot samonosilne v srednjem polju.

Analiza pokaže da v primeru popuščanja prečnih nosilcev v oseh C in E (Poz P/2), plošča v srednjem polju med osmi 2-4 / C-G sama z zadostno varnostjo prevzame obremenitve.

Kritično pa je polje med osmi 2-4 / A-C, kjer nastopijo velike prekoračitve nosilnosti (do 74%)- SVETUJEMO OJAČITEV PLOŠČE!

Na druga polja to nima večjega vpliva, ostanejo zaključki iz prejšnjih točk.

5.1.4. Vzдолžni AB nosilci v oseh 2 in 4

(v originalnem projektu poz. P/11, P/19 in P/26)

Preverili smo nosilec nad pritličjem v osi 4.

Ob sodelovanju armature v zgornji coni plošče nosilec zadošča.

5.1.5. Prečna AB nosilca v oseh C in E nad 2. nadstropjem

(v originalnem projektu označen kot P/2)

V statičnem računu je na nosilcu P/2 upoštevana samo obtežba strehe in predelne stene. Dejansko nosilec podpira tudi ploščo nad 2. nadstropjem in armiranobetonsko steno. To pomeni, da je obtežba bistveno večja, kot je bila upoštevana v projektu.

Napaka je lahko potencialno nevarna, zato smo opravili kontrolni statični izračun, pri katerem smo upoštevali dejanske obtežbe in materiale, kot izhajajo iz projekta in ugotovitev pregleda objekta. Vgrajeno armaturo smo upoštevali po armaturnih načrtih.

Glede na to, da AB steni v oseh C in E ne potekata preko celotnega razpona, smo v prvi fazi kontrolirali nosilec kot samonosilen, kot je bil obravnavan tudi v osnovni statiki.

Kontrola pokaže, da je kljub upoštevanju negativne armature plošče v sodelujoči širini nosilnost nosilca prekoračena za ca 57%.

V primeru tolikšne prekoračitve nosilnosti bi se na konstrukciji pokazale razpoke in prekomerni povesi. Glede na to, da na objektu nismo opazili tipičnih razpok, ki bi kazale na tolikšno prekoračitev nosilnosti nosilca P2, je očitno, da se je vzpostavil drugačen nosilni mehanizem - verjetno sodelovanje AB sten v mansardi.

V nadaljevanju preverimo nosilca ob sodelovanju AB sten. Preverimo tudi nosilnost plošče kot samonosilne v srednjem polju. Kontrole so pokazale naslednje:

Kontrola nosilca in stene v osi E

Kontrola nosilca v osi E ob upoštevanju sodelovanja AB stene pokaže, da je obremenitev prereza je na meji nosilnosti. Strižna nosilnost je bolj izkoriščena kot upogibna. Takšno stanje notranjih sil je neugodno, saj v primeru prekoračitve nosilnosti lahko pride do krhke porušitve nosilca.

Iz navedenega razloga preverimo tudi nosilnost plošče kot samonosilne v srednjem polju. Analiza plošče v primeru popuščanja prečnih nosilcev v oseh C in E (Poz P/2) pokaže, da srednje polje plošče v območju med osmi 2-4 / C-G z zadostno varnostjo prevzame obremenitve. Zato lahko kljub nepravilnostim zaključimo, da je na tem območju stanje zadovoljivo.

V polju med osmi 2-4 / A-C pa analiza pokaže velike prekoračitve nosilnosti (glej točko 5.1.3).

Kontrola nosilca in AB sten v osi C in 3

Stena v osi C, ki je nad obravnavanim nosilcem, je lomljene oblike: do polovice razpona je na koti +10,08 m, od tu naprej pa na koti +12,25 m.

Sklepamo, da se je v naravi vzpostavil prostorski nosilni sistem. Stena v osi C se v sredini razpona strižno priključi na vzdolžno steno v osi 3, ki pa je v spodnji etaži umaknjena do osi B tako, da nosi konzolno.

Nosilnost stene in nosilca v osi C je ob pogoju, da sta podprta s steno v osi 3, ustrezna.

Stena v osi 3 je v mansardni etaži konzolna, vpeta v spodnji del med osmi A in B, ki poteka do tal. Rezultati statične kontrole stene v osi 3 so naslednji:

Konzolni del zaradi relativno velike višine obravnavamo kot kratko konzolo. Strižna nosilnost je ob upoštevanju celotnega iznosa vgrajene armature sicer zadostna, pri tem pa imamo zadržke glede načina armiranja stene.

Stena namreč v konzolnem delu ni pravilno armirana kot konzola (neprekinjena armatura...) temveč z običajno mrežasto armaturo. Celo armaturne palice na vrhu stene so prekinjene točno nad podporo. Na srečo so vgrajene armaturne mreže Q, ki pa po načrtu niso prekinjene nad podporo.

Nosilnost vertikalnega dela stene med osmi A in B v drugem nadstropju je pri minimalni osni sili prekoračena za 31%.

Glede na to, da na steni nismo opazili razpok, menimo, da se je vzpostavil dodatni podporni mehanizem. Ko steno preverimo kot horizontalno podprto na vrhu se izkaže, da je nosilnost ustrezna. Ker v nivoju vrha stene ni AB plošče, lahko horizontalno podpiranje pripišemo le prečni steni v osi C in strešni konstrukciji. Zato je potrebno v sklopu izvedbe rekonstrukcije preveriti, po potrebi pa dodatno zagotoviti zavetrovanje strehe in sidranje v vse AB elemente.

5.1.6. Kontrola stebrov v oseh 2,4/E

Nosilnost stebrov je ustrezna.

5.1.7. Kontrola stene v osi D - prosti rob

Nosilnost stene je ustrezna.

5.1. SEIZMIČNA ANALIZA OBJEKTA (POTRESNO PROJEKTNO STANJE)

Račun potresne odpornosti smo izvedli v skladu z veljavnim evropskim standardom Eurocode 8 (EC8).

Po »Karti potresne nevarnosti Slovenije - projektni pospeški tal« za povratno dobo 475 let, ki jo je izdala Uprava RS za geofiziko MOP (Lapajne, 2001) se na območju, kjer se nahaja objekt, pričakuje potres s **pospeškom temeljnih tal 0,225 g**.

Po evropskih standardih spada objekt v III. kategorijo (šole) in ga je potrebno preveriti na potres s povratno dobo 780 let, kar pomeni za **20 % povečano potresno obtežbo** glede na zgoraj omenjeno karto s povratno dobo 475 let.

V skladu z geomehanskim poročilom smo pri potresnem spektru upoštevali tip tal: **TIP C**.

Za seizmično analizo je uporabljena modalna analiza s spektrom odziva. Stropne plošče so upoštevane kot toge diafragme.

Glede na rezultate seizmične analize nosilna konstrukcija objekta v obstoječem stanju zadošča za prevzem potresnih obremenitev po veljavnih standardih Eurocode 8 v prečni smeri, medtem ko je v vzdolžni smeri nosilnost **prekoračena za ca 50%**.

6. OCENA ZANESLJIVOSTI OBJEKTA Z VIDIKA STATIČNE IN POTRESNE VARNOSTI

6.1. STATIČNA VARNOST OBJEKTA PRI REDNI OBTEŽBI

Na splošno je objekt v dokaj dobrem stanju in stabilen. Pri vizualnem pregledu objekta nismo zasledili prekomernih deformacij in razpok, ki bi bile očitna posledica preobremenitve nosilnih elementov. Dve močni razpoki sta sicer prisotni na stebri v osi A/1 (severna fasada) v drugem nadstropju, ki pa po našem mnenju ne predstavljata statične nevarnosti (podroben opis v točki 3.1) - kljub temu naj se med izvedbo rekonstrukcije odstrani večji del obloge in preveri stanje nosilne konstrukcije na tem mestu. Razpoki kažeta na eventualno posedanje same stene v osi A proti sredini objekta. Na diferenčno posedanje kažejo tudi nekatere druge razpoke na severni fasadi (opisane v točki 3.1). To je lahko posledica poškodovanih inštalacij in izpiranja tal. Menimo, da je tovrstno posedanje zaenkrat minimalno in ne ogroža statične varnosti objekta. Temelji objekta še vedno zadovoljivo opravljajo svojo funkcijo. Je pa potrebno inštalacije ustrezno sanirati in zaustaviti nadaljnje posedanje objekta.

Pri pregledu dokumentacije o izgradnji objekta pa smo ugotovili nekaj pomembnih neskladij in napak, ki bi lahko pomenile premajhno statično varnost ali celo potencialno nevarnost rušitve ob nastopu projektnega stanja. Podroben opis je podan v točki 4. Zato smo opravili statične kontrole nosilnosti vitalnih elementov konstrukcije, za katere se je pojavil dvom glede njihove nosilnosti.

Statična analiza ob upoštevanju ugotovljenih pomanjkljivosti je pokazala, da je nosilnost nekaterih delov plošč in nekaterih nosilcev prekoračena. Podrobno so rezultati predstavljeni v točki 5.

Kontrolni statični izračuni in podrobnejše analize armiranobetonskih medetažnih plošč kažejo, da je nosilnost plošč na več mestih presežena, na nekaterih mestih celo večkratno. Pri interpretaciji rezultatov analize smo upoštevali dejstvo, da ima plošča veliko sposobnost prerazporeditve upogibnih momentov. To pomeni, da v primeru presežene nosilnosti v prerezu nad podporo pride do plastifikacije armature - nastopi plastični členek, posledično pa se povečajo upogibni momenti v sredini polja. V primerih, kjer ima plošča zadostno rezervo nosilnosti v polju tako, da lahko prevzame tudi povečano obremenitev, lahko domnevamo, da nosilnost plošče kljub temu ni ogrožena. Seveda pa v primerih velike prekoračitve nosilnosti nad podporo pride do velike deformacije armature in rotacije prereza, kar lahko privede tudi do pojava razpok. Ta pojav je verjetno prisoten nad steno v osi D/1-2 na podstrešju, kjer je nastala razpoka v tlaku (**Fotogr.: 45 ob sondi S4**).

Nadaljnja detajlna analiza plošč ob upoštevanju plastifikacije armature in prerazporeditve obremenitev, je pokazala, da je nosilnost plošče povsem izkoriščena, na nekaterih mestih pa je tudi v tem primeru prekoračena.

K slabim rezultatom statične kontrole pripomore tudi ugotovitev sondiranja, pri katerem je bil ugotovljen zelo nizek položaj negativne (zgornje) armature v plošči nad 2. nadstropjem.

Deloma so prekoračitve nosilnosti posledica uporabe poenostavljenih statičnih modelov, ki so bili uporabljeni v originalnem statičnem računu. V teh primerih je običajno nosilnost plošče v eni smeri tlorisa prekoračena, ima pa dovolj rezerve v drugi smeri tako, da se ta primanjkljaj kompenzira (prerazporeditev upogibnih momentov). To smo dokazali tudi računsko s podrobno analizo kritičnih polj.

V nekaterih poljih pa je prekoračitev nosilnosti dejansko posledica premajhne upoštevanje obtežbe (premajhna obtežba predelnih sten, manjša koristna obtežba, kot jo zahtevajo aktualni predpisi) in drugih neskladnosti. V teh primerih tudi po prerazporeditvi upogibnih momentov pri podrobnejši statični analizi z upoštevanjem plastičnih členkov nismo mogli dokazati ustrezne varnosti.

Na nekaterih delih objekta so prisotne razpoke, ki jih smiselno lahko povežemo z rezultirajočimi prekoračitvami nosilnosti, po drugi strani pa so razpoke lahko tudi posledica pričakovanih povesov plošč večjih razponov.

6.2. POTRESNA OGROŽENOST OBJEKTA

Z vidika potresne ogroženosti lahko objekt označimo kot srednje potresno ogrožen. Potresna odpornost objekta glede na zahteve veljavnega standarda Eurocode 8 je premajhna predvsem v vzdolžni smeri - nosilnost je prekoračena za ca 50%.

Pri tem je treba opozoriti, da smo pri analizi na nekaterih mestih sicer upoštevali prekinitev sten zaradi vertikalnih inštalacijskih jaškov (glej točko 4), ki nosilnost sten bistveno poslabšajo, vendar se je izkazalo, da so stene prekinjene na več mestih, kot je to predvideno po načrtih. Dejanska odpornost objekta je zato tudi v prečni smeri slabša, kot kažejo izračuni.

Kot pomanjkljivost z vidika potresne varnosti naj poleg premajhne nosilnosti, ki jo je pokazala računsko analiza, omenimo naslednje:

- neustrezni detajli armiranja, kot jih predvideva Eurocode 8 (ni zgostitve stremen ob vozliščih nosilcev okvirjev in tudi ne ob vozliščih nekaterih stebrov, premalo armature v tlačeni coni gred, prosti konci AB sten niso ustrezno objekti s stremeni...): konstrukcija torej ne izpolnjuje minimalnih zahtev za uvrstitev v srednji razred duktilnosti, ki pa je zahtevan kot najnižji razred duktilnosti za gradnjo na območjih z visoko seizmičnostjo;
- vertikalne prekinitev sten: že omenjeni inštalacijski jaški in drugi elementi (elektro omarice...) na več mestih prekinjajo AB stene in s tem bistveno zmanjšujejo potresno nosilnost;
- odsotnost dilatacij s sosednjima objektoma: objekt je zgrajen »stikoma« z obema starejšima sosednjima objektoma; ob potresnem nihanju zato lahko pride do trkov in poškodb.

7. SMERNICE ZA IZVEDBO POSEGOV NA NOSILNI KONSTRUKCIJI V SKLOPU PREDVIDENE REKONSTRUKCIJE

Da bi objektu zagotovili ustrezno varnost in stabilnost v skladu z veljavnimi tehničnimi predpisi in sodobnimi dognanji o obnašanju objektov pri potresni obtežbi predlagamo izvedbo naslednjih ojačitveno-sanacijskih ukrepov:

7.1. STATIČNA OJAČITEV PLOŠČ

V tej fazi zaradi številnih nejasnosti svetujemo, da se v projektu rekonstrukcije predvidi ojačitev tistih delov plošč, kjer izračuni kažejo prekoračitve več kot 30% - ta mesta so razvidna iz rezultatov analiz, ki so podrobneje predstavljeni v točki 5.1 poročila in v prilogi D. V sklopu projekta rekonstrukcije je potrebno izvesti natančne izračune in načrt ojačitve ob upoštevanju predvidenih adaptacijskih posegov.

Za polja plošč z manjšimi prekoračitvami in na katerih nismo zaznali prekomernih povesov, upoštevamo, da ima plošča prekoračeno nosilnost le na omejenem območju ter, da ima veliko sposobnost raznosa obremenitev, zato v tej fazi ojačitev nismo predvideli.

Projektant rekonstrukcije naj glede na bodočo namembnost prostorov in morebitne preureditve predelnih sten ponovno preuči eventualno potrebo po ojačitvi plošče.

Glede na rezultate statične analize svetujemo, da se vsa **polja med osmi 1-2 in 4-5 (neizkoriščeno podstrešje) NE OBREMENJUJEJO Z NOBENO KORISTNO OBTEŽBO**. Prekoračitve nosilnosti v tem primeru tudi ob maksimalni obtežbi snega znašajo manj kot 5%, kar smatramo, da ni alarmantno.

V primeru koristne izrabe podstrešja pa je ploščo potrebno ojačiti.

Uporaba mansardne učilnice v srednjem polju med osmi 2-4/C-E ni problematična, je pa potrebno v primeru uporabe učilnice OJAČITI DEL PLOŠČE MED OSMI 2-4/A-C, kjer se nahaja stopniščni podest. Svetujemo ojačitev z dolepljenjem karbonskih lamel na spodnjo površino plošče.

7.2. UKREPI ZA POTRESNO OJAČITEV OBJEKTA

V sklopu projekta rekonstrukcije je potrebno predvideti ukrepe za protipotresno utrditev objekta - predvsem v vzdolžni smeri.

Možnih je več načinov protipotresne utrditve. Izbor in obseg ukrepov bo odvisen tudi od zasnove prostorske preureditve objekta. Glede na zasnovo obstoječe konstrukcije se kot najprimernejši ponujajo naslednji ukrepi:

a) Uvedba sistema novih AB elementov za prevzem horizontalne obtežbe

Tlorisna razporeditev novih AB elementov (sten, slopov, okvirjev) se lahko prilagodi arhitektonski zasnovi adaptacije. Pri tem je potrebno upoštevati naslednje:

- Nosilna konstrukcija mora biti načrtovana tako, da bo zagotovila ustrezno nosilnost in duktilnost pri potresni obtežbi.
- Pritlična etaža mora imeti zadostno togost, da se izognemo mehanizmu »mehke etaže«. Poleg tega naj bo v vzdolžni smeri tudi dovolj toga, da bodo zmanjšani pomiki in s tem trki s sosednjima objektoma.
- Novi nosilni elementi čim bolj enakomerno razporejeni po celotnem tlorisu. Na ta način se zmanjšajo koncentracije napetosti v tleh in s tem diferenčni posedki.
- Vse nove AB elemente je potrebno ustrezno povezati z obstoječo konstrukcijo preko sistema uvrtnih sider ter ustrezno temeljiti. Preveriti je potrebno stike z obstoječo konstrukcijo - preveriti prenos strižnih sil z novih elementov, ki bodo prevzeli horizontalno potresno obtežbo, na obstoječo konstrukcijo in predvideti ustrezno sidranje. Preveriti je potrebno tudi strižno obremenitev AB plošče, ki deluje pri potresni obtežbi kot toga diafragma in s strižno nosilnostjo prevzame prenos sil med posameznimi vertikalnimi nosilnimi elementi. Tudi s tega vidika je ugodneje, če so vertikalni nosilni elementi razporejeni čim bolj simetrično.
- Novi elementi morajo potekati zvezno od vrha do tal in biti ustrezno temeljeni. Zveznost se zagotovi z vodenjem armature skozi obstoječe stropne konstrukcije. Stike med novimi vertikalnimi elementi in stropno konstrukcijo je potrebno naknadno zainjektirati z nabrekajočo injekcijsko maso.
- V sklopu PGD projekta je potrebno izvesti seizmično analizo ojačenega stanja. Pri izračunih je potrebno v največji možni meri upoštevati realno stanje konstrukcij, kot izhaja iz vseh ugotovitev pregleda in preiskav.

b) Ojačitev obstoječih AB sten

Po potrebi se izvede tudi ojačitev obstoječih armaranobetonskih sten. Upogibno nosilnost obstoječih AB sten se lahko poveča na način, da se manjkajočo vzdolžno upogibno armaturo se zagotovi z obojestranskim dolepljenjem lamelne armature na zaključkih sten. Uporabi se jeklene in karbonske lamele. Lamele se ustrezno sidra v temelje in poveže z objemnimi lamelnimi U sidri na prostih koncih sten. Tudi v tem primeru je potrebno zagotoviti zveznost preko stropnih konstrukcij.

Na ta način se izvede predvsem ojačitev prostih koncev sten na mestih prekinitev, kjer je vgrajena armatura pomanjkljiva.

c) Strižna ojačitev AB stebrov na obeh fasadnih oseh

Stebri na obeh fasadnih oseh naj se strižno ojačijo v območju priključka na parapet, kjer v obstoječem stanju stremena niso zgoščena. Na ta način se poveča strižna nosilnost in duktilnost stebrov. Zaradi visokih parapetnih nosilcev se zgostitev stremen zaključi že v parapetu, ob priključku stebra na parapet pa so stremena redkejša. Ojačitev se lahko izvede z oblepljenjem obstoječih stebrov s karbonskimi tkaninami

d) Ureditev dilatacij

V največji možni meri naj se uredi dilatacije na stikih s sosednjima objektoma, ki bodo omogočale ločeno delovanje sosednjih objektov brez povzročitve poškodb na finalnih

obdelavah. Po možnosti bi bilo priporočljivo povečati dilatacijsko režo, s čimer bi zmanjšali možnost trkov sosednjih objektov ob potresnem nihanju.

7.3. SMERNICE ZA IZVEDBO TEMELJEV

Glede na izsledke Geološko geomehanskega poročila o sestavi tal (ŠTERK GG d.o.o.) je nosilnost tal relativno nizka, kar je potrebno upoštevati pri posegih v obstoječo nosilno konstrukcijo (pričakovani diferenčni posedki).

Na osnovi priporočil omenjenega poročila ocenjujemo, da se pri kontroli temeljev v projektu rekonstrukcije lahko upoštevajo naslednje vrednosti:

- V primeru uvedbe novih elementov znotraj obstoječega objekta naj se novi temelji dimenzionirajo na projektno nosilnost **232kN/m²** (faktorirana obtežba), oziroma na tamponu nekoliko več.
- Pri obstoječih temeljih upoštevamo, da so tla konsolidirana tako, da se napetost temeljnih tal pod obstoječimi temelji **lahko poveča do 25%**.

Kljub temu je potrebno upoštevati, da se bodo zaradi povečanja obtežb na obstoječe temelje in v primeru uvedbe novih temeljev pod ev. dodatno uvedenimi nosilnimi elementi izvršili dodatni posedki. Iz omenjenega Geološko geomehanskega poročila (točka E/4.3 Mejno stanje uporabnosti) je namreč razvidno, da so v primeru obremenitve tal pod temelji 180 kN/m² (nefaktorirana obtežba) **pričakovani posedki 1,8 cm**. Diferenčni posedki znotraj obstoječega objekta pa imajo praviloma za posledico pojav razpok na objektu.

Da bi se čim bolj omejili diferenčni posedki med novimi in obstoječimi elementi svetujemo, da se novi temelji povežejo z obstoječimi v togo brano.

Pred začetkom del je potrebno vzpostaviti sistem za geodetsko opazovanje posedkov ter začeti s kontrolnimi meritvami eventualnih posedanj. Merilne točke (reperje) se vgradi najmanj na tri mesta na obeh vzdolžnih fasadah ter po potrebi dodatno na mesta, ki jih določi statik v odvisnosti od zasnove rekonstrukcije. Med izvedbo je potrebno podrobno opazovati dogajanje na nosilni konstrukciji vizualno ter s pomočjo geodetskih meritev. V primeru pojava posedkov ali razpok na zidovih, naj izvajalec takoj preneha z deli ter pokliče strokovnjaka-statika oziroma geomehanika.

7.4. RUŠITVE

Previdnost je potrebna tudi pri rušenju debelejših predelnih sten (debele 20 cm). V času eksploatacije so se stropne plošče večjih razponov naslonile tudi na predelne stene. Zaradi rušitve takšne predelne stene se bo plošča dodatno deformirala, posledično pa lahko pride do razpok na stenah zgornje etaže. Rušenje je zato treba izvajati od vrha navzdol ter sproti opazovati deformacije. V primeru prekomernih deformacij ali pojava razpok je treba takoj prenehati z rušenjem, po potrebi podpreti konstrukcijo, kontaktirati statika in predvideti ustrezne ojačitvene ukrepe.

7.5. OSTALA POTREBNA DELA V SKLOPU CELOVITE OBNOVE OBJEKTA

Zaradi dotrajanosti bo v sklopu rekonstrukcije potrebno izvesti še nekatera druga obnovitvena dela:

- Sanacija vidnih poškodb tako na objektu kot na elementih zunanje ureditve. Pri tem naj ponovno opomnimo, da se pregleda stanje konstrukcije v območju razpok na stebru v osi A/1 v drugem nadstropju (R1 na severni fasadi, II-R4, list 5, **Fotogr.: 3, 4**). Odstrani se večji del obloge s stebra, po potrebi pa tudi s stene v osi A, preklade in parapeta, da se ugotovi dejanski razlog za pojav razpok in izključi morebitne poškodbe nosilne konstrukcije na tem mestu.
- Sanacija strešne konstrukcije: zamenjava poškodovanih in nagnitih elementov, utrditev ali zamenjava ležišča slemenske lege na čelni steni, utrditev stikov in po potrebi izvedba dodatnega sidranja (tako elementov ostrešja v nosilno konstrukcijo kakor tudi kritine v leseno ostrešje), zamenjava termoizolacije pod strešno konstrukcijo, zaščita pred škodljivci...
- Zamenjava oziroma dodatno tesnjenje stavbnega pohišstva na mestih zamakanja.
- Zamenjava dotrajanih instalacij (vodovod, kanalizacija) ter ureditev odvodnjavanja...

8. ZAKLJUČEK

V poročilu povzemamo ugotovitve pregleda in preiskav ter rezultate statične in seizmične analize obstoječe nosilne konstrukcije dela objekta Osnovne šole Ig, Troštova ulica 24, na Igu - vezni trakt.

Pregled objekta in opravljene računske analize so pokazale nekatere pomanjkljivosti in neskladja izvedenega stanja glede na projekt, neskladja med posameznimi deli projekta, pa tudi nekatere napake v samem projektu. Na osnovi računskih kontrol statične in potresne nosilnosti ugotavljamo, da objekt ne dosega zahtevane varnosti v smislu veljavnih predpisov.

Na podlagi ugotovitev podajamo osnovne smernice za izvedbo ukrepov, s katerimi bi objektu zagotovili ustrezno statično in potresno varnost v smislu veljavnih tehničnih predpisov in sodobnih dognanj o obnašanju objektov pri potresni obtežbi. V fazi izdelave projekta za rekonstrukcijo bo potrebno ob upoštevanju predlaganih smernic in ostalih predvidenih adaptacijskih posegov v objektu ter po uskladitvi načina utrditve z arhitektonsko zasnovo prenove objekta ukrepe konkretizirati in jih ustrezno dimenzionirati. V sklopu PGD in PZI projekta rekonstrukcije mora biti izdelan načrt gradbenih konstrukcij v skladu z načeli in pravili veljavnih standardov Eurocode, katere predpisuje Pravilnik o mehanski odpornosti in stabilnosti. Poleg statičnega računa ojačitev je zelo pomemben tehnološki načrt izvedbe, ki mora vsebovati detajlne risbe ter tehnološka postopkovna navodila po fazah in kriterije za zagotavljanje kakovosti. Pomembno je tudi, da je zagotovljena stroga kontrola kakovosti izvedbe.

OBDELALA:

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