DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM

VRNJAČKA BANJA
19-21. SEPTEMBAR

2012.

SIMPOZIJUM 2012

U SARADNJI SA:



GRAĐEVINSKIM FAKULTETOM UNIVERZITETA U BEOGRADU



INŽENJERSKOM KOMOROM SRBIJE

ZBORNIK RADOVA

PUT INŽENJERING

CIP - Каталогизација у публикацији
Народна библиотека Србије, Београд

69(082)
624(082)

ДРУШТВО грађевинских конструктера Србије.
Симпозијум (2012 ; Врњачка Бања)
Zbornik radova / DGKS Društvo
građevinskih konstruktera Srbije, simpozijum,
Vrnjačka Banja, 19-21. septembar, 2012. ;
[urednici Miloš Lazović, Boško Stevanović]. -
Beograd : Društvo građevinskih konstruktera
Srbije : Grafički centar, 2012 (Beograd :
Grafički centar). - 348 str. : ilustr. ; 25
cm

Radovi na srp. i engl. jeziku. - Tiraž 300. -
Napomene uz tekst. - Bibliografija uz većinu
radova. - Summaries.

ISBN 978-86-85073-15-1 (GC)

a) Грађевинарство - Зборници
COBISS.SR-ID 193278476

Izdavač:	**Društvo građevinskih konstruktera Srbije** Beograd, Bulevar kralja Aleksandra 73/I
Urednici:	prof. dr **Miloš Lazović** prof. dr **Boško Stevanović**
Tehnička priprema:	**Saška - Stoja Todorović**
Priprema za štampu:	**Nebojša Ćosić**
Štampa:	**DC Grafički centar**
Tiraž:	300 primeraka
	Beograd, septembar 2012.

ORGANIZACIONI ODBOR

PREDSEDNIŠTVO JDGK

prof. dr Miloš LAZOVIĆ, dipl.inž.građ., predsednik
Aleksandar BOJOVIĆ, dipl.inž.građ., potpredsednik
prof. dr Boško STEVANOVIĆ, dipl.inž.građ., sekretar
prof. dr Đorđe VUKSANOVIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Mihajlo ĐURĐEVIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Dragoslav STOJIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Đorđe LAĐINOVIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Snežana MARINKOVIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Aleksandar RISTOVSKI, dipl.inž.građ.
doc. dr Bratislav STIPANIĆ, dipl.inž.građ.
dr Zoran FLORIĆ, dipl.inž.građ.
mr Slobodan GRKOVIĆ, dipl.inž.građ.
Branko KNEŽEVIĆ, dipl.inž.građ.
Gojko GRBIĆ, dipl.inž.građ.
Svetislav SIMOVIĆ, dipl.inž.građ.
Goran VUKOBRATOVIĆ, dipl.inž.građ.
Đorđe PAVKOV, dipl.inž.građ.

ČLANOVI ORGANIZACIONOG ODBORA IZVAN PREDSEDNIŠTVA

prof. dr Zlatko MARKOVIĆ, dipl.inž. građ.,
Miroslav MIHAJLOVIĆ, dipl.inž.građ.
Aleksandar TRAJKOVIĆ, dipl.inž.građ.,

NAUČNO-STRUČNI ODBOR

prof. dr Miloš Lazović, dipl.inž.građ.
prof. dr Đorđe Vuksanović, dipl.inž.građ.
prof. dr Dejan Bajić, dipl.inž.građ.
prof. dr Dušan Najdanović, dipl.inž.građ.
prof. dr Dragoslav Stojić, dipl.inž.građ.
prof. dr Dušan Petković, dipl.inž.građ.
prof. dr Aleksandar Prokić, dipl.inž.građ.
prof. dr Mirko Aćić, dipl.inž.građ.
prof. dr Aleksandar Pakvor, dipl.inž.građ.
prof. dr Mihailo Muravljov, dipl.inž.građ.
prof. dr Radomir Folić, dipl.inž.građ.
prof. dr Živojin Praščević, dipl.inž.građ.
prof. dr Ljubomir Vlajić, dipl.inž.građ.

SIMPOZIJUM JE ORGANIZOVAN U SARADNJI SA:

GRAĐEVINSKIM FAKULTETOM UNIVERZITETA U BEOGRADU – IMK

INŽENJERSKOM KOMOROM SRBIJE, Beograd

SPONZORI SIMPOZIJUMA:

ZLATNI

PUT INŽENJERING, Niš

SREBRNI

EURO GARDI GROUP, Novi Sad

BRONZANI

ADING d.o.o., Novi Beograd

SADRŽAJ

PRIZNANJA

1	PRIZNANJE ZA ŽIVOTNO DELO U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU PROFESORU DR LJUBOMIRU VLAJIĆU	3
2	*Slobodan Ranković* EKSPERIMENTALNO–TEORIJSKA ANALIZA GRANIČNIH STANJA ARMIRANOBETONSKIH LINIJSKIH NOSAČA OJAČANIH SPREZANJEM SA NSM VLAKNASTIM KOMPOZITIMA .	9

UVODNA IZLAGANJA

3	*Mirko Aćić, Snežana Marinković* 100 GODINA ARMIRANOG BETONA NA GRAĐEVINSKOM FAKULTETU U BEOGRADU	23
4	*Aleksandar Bojović, Zlatko Marković, Antonio Mora, Jorrit Blom, Dimitrije Aleksić, Marko Pavlović, Milan Spremić, Novak Novaković, Boško Janjušević* GLAVNI PROJEKT NOVOG ŽELEZNIČKO-DRUMSKOG MOSTA U NOVOM SADU	39

SAOPŠTENJA

5	*Miroslav Bešević, Milan Gajić* SANACIJA KONSTRUKCIJE OBJEKTA U CRNOTRAVSKOJ ULICI BR. 27 U BEOGRADU	53
6	*Predrag Blagojević, Darko Živković*, *Radovan Cvetković*, *Vladimir Cvetković*, PRORAČUN KONSTRUKCIJE SPORTSKE DVORANE ZA BICIKLISTIČKE TRKE (VELODROM) U ASTANI, KAZAHSTAN	59
7	*Aleksandar Bojović, Šerif Dunica* FUDBALSKI STADION ARENA HIMKI. PROJEKAT KONSTRUKCIJE I IZGRADNJA	65

8	*Vladimir Cvetković, Ivana Leposavić* PROJEKTOVANJE I GRAĐENJE KONSTRUKCIJE OBJEKTA TRŽNOG CENTRA PLAZA U KRAGUJEVCU	71
9	*Miloš Debeljković* CEVNI MOSTOVI U FABRICI FIAT AUTOMOBILI SRBIJA (FAS) – KRAGUJEVAC	77
10	*Bozidar S. Furundžić* NONCONFORMITY CONTROL ON CONSTRUCTION SITE	83
11	*Boris Gligić, Svetislav Sinđelić, Dušan Banjalić* PROJEKTOVANJE I IZGRADNJA JEDINSTVENE POKRETNE HALE	89
12	*Ivan Ignjatović, Snežana Marinković, Zoran Mišković , Aleksandar Savić* EKSPERIMENTALNO ISPITIVANJE GREDA OD BETONA NA BAZI RECIKLIRANOG AGREGATA PRI SAVIJANJU	95
13	*Dušan Isakov* REHABILITACIJA MOSTA PREKO IVANOVOG POTOKA NA MAGISTRALNOM PUTU M-2	101
14	*Dušan Isakov, Natalija Tasić* MOSTOVI NA OBILAZNICI DIMITROVGRADA NA km. 95+500 AUTOPUTA E-80 NIŠ-DIMITROVGRAD	107
15	*Goran Jakimovski, Milos Stokuća* RACIONALIZACIJA I PREPROEKTIRANJE PROIZVODNOG OBJEKTA	113
16	*Goran Jakimovski, Milos Stokuća* RACIONALIZACIJA I IZVOĐENJE TRGOVAČKO POSLOVNOG OBJEKTA	119
17	*Milena Jakovljević, Gabor Kasa, Danijel Nježić, Đorđe Pavkov* *PROJEKAT MOSTOVSKIH KONSTRUKCIJA NA SAOBRAĆAJNICI BULEVAR EVROPE U NOVOM SADU, IV FAZA GRADNJE*	125
18	*Aleksandra Janjanin, Nikola Popović* PROJEKTI MOSTOVA PREKO REKE LJIG NA km.58+828,66 i km.61+090,38 AUTOPUTA E-763 BEOGRAD-JUŽNI JADRAN	131
19	*Zoran Joksović, Gordana Minić* UPRAVNO SERVISNI CENTAR DEWACO –SERVIS ZA POPRAVKU I SERVISIRANJE ,,MAN'' VOZILA	137

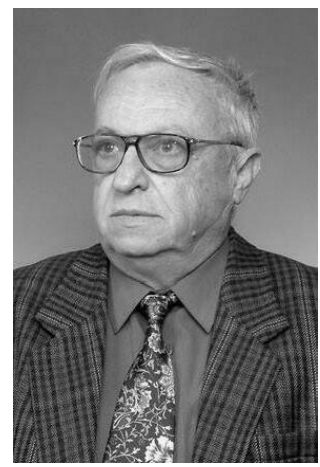
20	*Duško Bobera* PROJEKTOVANJE I IZVOĐENJE VIJADUKTA br. 15 GREDA PRIMENOM DODATNE GFRP ARMATURE	143
21	*Zoran Joksović, Nikola Trunić* PROJEKTOVANJE METROSTANICE ABAJA U ALMATI ZA IZGRADNJU PRIMENOM MODIFIKOVANE "NATM"	149
22	*Nada Jovović, Slobodan Matović, Natalija Tasić* MOSTOVI NA km.73+353 LEVE TRAKE I NA km.73+357 DESNE TRAKE AUTOPUTA E-80 NIŠ-DIMITROVGRAD	155
23	*Zsolt KOKREHEL* DELTABEAM® SPREGNUTE GREDE ZA TANKE MEĐUSPRATNE KONSTRUKCIJE	161
24	*Dragan Kostić, Vuk Milošević* ANALIZA KONSTRUKTIVNIH SISTEMA SPORTSKIH DVORANA JUŽNE I ISTOČNE SRBIJE	167
25	*Zoran Kovrlija, Nebojša Hadži-Antić, Andrijana Tomanović* GLAVNI PROJEKAT VIJADUKATA PETLJE ˝BATAJNICA˝, NA OBILAZNICI BEOGRADA, U SKLOPU AUTOPUTA E-75	173
26	*Zoran Kovrlija, Nebojša Hadži-Antić, Andrijana Tomanović* GLAVNI PROJEKAT MOSTA M13 PREKO KIJEVSKOG POTOKA, SEKTOR B5.1, OBILAZNICA OKO BEOGRADA	179
27	*Goran Lazović* GLAVNI PROJEKAT NADVOŽNJAKA NA KM. 107+263.46 AUTOPUTA E-761 POJATE – KRALJEVO-PRELJINA	185
28	*Goran Lazović, Marko Milovanović, Milan Bošnjaković* NADVOŽNJACI U PETLJI „AVALA“NA *KRAKU 1* I *KRAKU 2* AUTOPUTA E-70/-E75 DOBANOVCI-BUBANJ POTOK	191
29	*Duško Lučić, Marija Jevrić, Mladen Muhadinović, Milivoje Rogač, Srđa Aleksić, Biljana Šćepanović* EKSPERIMENTALNA I TEORIJSKA ANALIZA NOSIVOSTI DIJAGONALA KROVNOG REŠETKASTOG NOSAČA	197
30	*Miloš Lazović, Biljana Canić, Marija Lazović, Janko Radovanović* IZGRADNJA PODZEMNOG DELA KONSTRUKCIJE POSLOVNOG OBJEKTA U PODGORICI	203
31	*Vicko Letica, Vladislav Skoko, Predrag Pavlović* TEHNIČKO REŠENJE BAKURMAN RCC BRANE - IRAK	209
32	*Dragan Majkić* MORE KANJON MOST	215

33	*Snežana Mašović, Rade Hajdin* PROCENA PROPADANJA KOLOVOZNE PLOČE BETONSKIH MOSTOVA PREMA BAZI PODATAKA O MOSTOVIMA	223
34	*Đorđe Martinović* TESTIRANJE TIPSKIH DALEKOVODNIH STUBOVA U QATARU	229
35	*Бојан Миловановић, Владан Кузмановић, Љубодраг Савић* ПАРАМЕТАРСКА АНАЛИЗА НАПОНА У ЗОНИ УЗВОДНОГ ЗУБА ГРАВИТАЦИОНЕ БЕТОНСКЕ БРАНЕ	235
36	*Milomir Pavlović, Zoran Joksović* IZVOĐENJE METROSTANICA U ALMATI PRIMENOM MODIFIKOVANE "NATM" METODE	243
37	*Mira Petronijević, Marija Nefovska-Danilović, Marko Radišić* PROCENA VIBRACIJA OD SAOBRAĆAJA	249
38	*Dragan Prastov, Marija Stokuća* PRENAMENA OBJEKTA “FABRIKA ZA PROIZVODNJU PREMAZNIH SREDSTVA”	255
39	*Marina Rakočević, Ivan Mrdak, Miloš Knežević* KONTROLA KVALITETA RADOVA PREMA FIDIK-OPŠTIM USLOVIMA UGOVARANJA ZA GRAĐEVINSKE RADOVE	261
40	*Slobodan Ranković, Radomir Folić* POVEĆANJE DINAMIČKOG KOEFICIJENTA KOD MOSTOVA USLED UDARNIH RUPA NA KOLOVOZU	267
41	*Vladislav Skoko, Vicko Letica, Predrag Pavlović, Mirjana Milojković, Ivana Grublješić* TEHNIČKO REŠENJE PODZEMNE HIDROELEKTRANE BAKURMAN SA PRATEĆIM STRUKTURAMA - IRAK	273
42	*Boško Stevanović, Ivan Glišović, Miloš Petrović, Dragan Gavrilović* OJAČANJE NOSAČA OD LEPLJENOG LAMELIRANOG DRVETA PRIMENOM KARBONSKIH TRAKA	279
43	*Bratislav Stipanić, Lazar Pavić* PRORAČUN EFEKTIVNOG POPREČNOG PRESEKA TANKOZIDNIH NOSAČA PREMA EVROKODU 3	285
44	*Nenad Stojčevski, Marija Stokuća* REKONSTRUKCIJA I ADAPTACIJA ZELENOG PIJACA U SP MARKET	291

45	*Ljubomir Vlajić, Predrag Blagojević* VIŠEKOMORNI ARMIRANOBETONSKI SILOSI PRAVOUGAONE OSNOVE PRETHODNO NAPREGNUTI VISOKOVREDNIM ZAVRTNJEVIMA	297
46	*Dragoslav Stojić, Radovan Cvetković* PRORAČUN ČELIČNE KONSTRUKCIJE DIMNJAKA KUPOLNE PEĆI FABRIKE KNAUF INSULATION U SURDULICI	303
47	*Nenad Šušić, Dušan Berisavljević* DINAMIČKO ISPITIVANJE ŠIPOVA	309
48	*Dragoslav Tošić, Nikola Tošić* MODELIRANJE PONAŠANJA STAKLA POD OPTEREĆENJEM	315
49	*Dragoslav Tošić, Nikola Tošić* PREGLED I ANALIZA PRORAČUNSKIH MODELA KONSTRUKTIVNIH ELEMENATA OD STAKLA	321
50	*Radovan Tošković , Slavoljub Tošić, Vladeta Matović* MONTAŽA ČELIČNE KROVNE KONSTRUKCIJE STADIONA U FRANSVILU	329
51	*Nevena Vojinović, Slobodanka Kračun* PROJEKTOVANJE I IZGRADNJA KONSTRUKCIJE OBJEKATA OLIMPIJSKOG SELA U SOČIJU	335
52	*Dragica Lj. Jevtić, Dimitrije M. Zakić, Aleksandar R. Savić, Aleksandar V. Radević* PROMENA SVOJSTAVA MALTERA UPOTREBOM RECIKLIRANE GUME	341
53	*Dimitrije Zakić, Dragica Jevtić , Aleksandar Savić, Aleksandar Radević* ISPITIVANJE KVALITETA MIKROARMIRANOG BETONA UGRAĐENOG U KONSTRUKCIJU	349

DOBITNICI PRIZNANJA DGKS
ZA ŽIVOTNO DELO
U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU
U 2012. GODINI

PRIZNANJE ZA ŽIVOTNO DELO U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU PROFESORU DR LJUBOMIRU VLAJIĆU



Prof. dr Ljubomir Vlajić, diplomirani građevinski inženjer spada u vrhunske stručnjake koji je u svojim dosadašnjim naučnim i stručnim radovima obuhvatio veoma široku problematiku građevinskog konstrukterstva uopšte. To su pre svega ispitivanja konstrukcija različitih objekata, teorijska i modelska ispitivanja, projektovanje, primena i kontrola spojeva sa visokovrednim zavrtnjima, dijagnostika stanja, sanacije i drugo.

Već više od 45 godina Prof. dr Ljubomir Vlajić daje svoj puni doprinos razvoju građevinskog konstrukterstva u Srbiji i okruženju, a u oblasti ispitivanja konstrukcija, dijagnostike stanja i sanacija većina naših kolega smatraju ga doajenom.

Svoje bogato iskustvo profesor Vlajić i danas prenosi saradnicima i studentima na Građevinskim fakultetima u Beogradu, Subotici, Novom Sadu i Nišu gde je, kao asistent, Viši predavač, vanredni i redovni profesor učestvovao u nastavi na predmetima: Ispitivanje konstrukcija, Otpornost materijala, Odabrana poglavlja primenjene mehanike, Statika konstrukcija I i II, Eksperimentalna analiza konstrukcija i Dijagnostika stanja i sanacije konstrukcija.

U svojim radovima profesor Vlajić se zalaže da se kod ozbiljnijih objekata rešavanje statičko - konstruktivnih problema bazira na jedinstvu teorijske i eksperimentalne analize i to redovno potkrepljuje primerima. Njegovi radovi zasnovani su kako na savremenim naučnim metodama ispitivanja konstrukcija, tako i na savremenim metodama proračuna.

Ljubomir (Milorada) Vlajić, rođen 15.10.1941. godine u Beogradu, Republika Srbija, u službeničkoj porodici. Osnovnu školu i Gimnaziju završio je u Smederevu.

Diplomirao je jula 1966. godine sa ocenom 10 (deset) iz predmeta "Ispitivanje konstrukcija" na konstruktivnom smeru Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu.

1966. godine je izabran u zvanje asistenta na predmetu "Ispitivanje konstrukcija" na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu, gde je krajem 1969. godine reizabran. U nemogućnosti da na Građevinskom fakultetu reši svoj stambeni problem, krajem 1970. godine, na lični zahtev, napušta Fakultet i prelazi u GP "Jedinstvo" iz Smederevske Palanke, prvo na dužnost glavnog inženjera, a zatim na dužnost upravnika gradnje.

Od 1972. godine do 1982. godine u Institutu "Kirilo Savić" iz Beograda rukovodi odsekom za Ispitivanje konstrukcija. Septembra 1982. godine zapošljava se na Građevinskom fakultetu u Subotici, gde se u zvanju redovnog profesora nalazi sve do kraja septembra 2007. godine.

Doktorsku disertaciju pod nazivom "Ponašanje spojeva sa visokovrednim zavrtnjima pri eksploatacionom i graničnom opterećenju" odbranio je na Građevinskom fakultetu u Nišu 08.07.1993. godine.

Krajem septembra 2007. godine, na lični zahtev, napušta Fakultet u Subotici i prelazi u Saobraćajni institut CIP iz Beograda, na mesto Naučnog savetnika, gde je i danas zaposlen sa punim radnim vremenom.

Bilo bi potrebno mnogo vremena i prostora da se za tako, relativno dugačak vremenski period više od četiri i po decenije, navedu svi projekti, studije, eksperimentalna istraživanja i analize koji ilustruju izuzetni doprinos profesora Vlajića pri rešavanju kompleksne problematike konstrukcija u građevinarstvu.

U okviru ovoga kratkog prikaza biće navedeni samo karakteristični primeri koji ilustruju obim rada profesora Vlajića, kao i njegov doprinos pri rešavanju značajnih problema građevinskog konstrukterstva, od kojih se ovde navode samo karakteristični:

- Ispitivanje 23 (dvadesettri) železnička mosta između stanice "Lastra" i Užice-ranžirna (1972. god.);
- Ispitivanje čeličnog rešetkastog železničko-drumskog mosta preko Dunava kod Bogojeva (1974. god.);
- Ispitivanje oko 180 (stoosamdeset) železničkih mostova od Užica do Gostuna i od Gostuna do Bara (1975. i 1976.god.);
- Modelsko ispitivanje novog dvokolosečnog mosta preko reke Save
  (most sa kosim zategama - kao član velike grupe Autora kojom je u periodu 1973-1975. godine rukovodio profesor M. Radojković)
- Ispitivanje novog dvokolosečnog železničkog mosta preko Save u Beogradu (most sa kosim zategama) - 1983.god.;
- Ispitivanje prototipa montažno-demontažne konstrukcije železničko-drumskog MD-88 mosta, raspona L=72,0m (1990. god.) i raspona L=102,0m (1991. god.);
- Glavni projekat postamenta za oslanjanje nove stanične zgrade "Prokop" na postojeću armiranobetonsku konstrukciju na koti 105;
- Nakon NATO bombardovanja Republike Srbije 1999. godine, kao Predsednik Komisije za mostove, profesor Vlajić rukovodio je u tehničkom smislu obnovom, izgradnjom i ispitivanjem 58 (pedesetosam) železničkih i drumskih mostova;
- Glavni projekat sanacije železničko-drumskog mosta preko Dunava - "Pančevički most" (2006-2007. god.);
- Sanacija konstrukcije stare zgrade Pravosudnih organa Republike Srbije Nemanjina br. 9, u Beogradu;
- Glavni projekat sanacije železničko-drumskog MD-88 mosta preko Dunava u Novom Sadu (2006-2007. god.);
- Glavni projekat hitnih intervencija na železničkom mostu "Lim II" na pruzi Beograd-Bar (2006-2007. god.);
- Ispitivanje novosagrađenog drumskog mosta preko Dunava kod Beške na desnoj saobraćajnoj traci Autoputa E-75 (2011. god.).

Isto tako veoma je teško napraviti kratak rezime rada profesora Vlajića, koji treba da ilustruje njegov doprinos u oblasti građevinskog konstrukterstva uopšte:

- **Više od 100 naučnih i stručnih radova objavljenih u zemlji i inostranstvu;**
- **Ispitivanje 11 železničkih i drumskih mostova preko Dunava i 8 železničkih, drumskih i pešačkih mostova preko reke Save;**
- **Ispitivanje svih železničkih mostova na pruzi Beograd-Bar;**
- **Ispitivanje krovnih konstrukcija "Sava Centar", "JAT Hangar II" i "Beogradska Arena";**
- **Ispitivanje više od 100 mostova na autoputu Beograd-Niš i dr.**

Tokom poslednjih dvadeset godina, nakon odbrane svoje doktorske disertacije, profesor Vlajić intenzivno radi u oblasti "Dijagnostike stanje i sanacije građevinskih konstrukcija". Istraživanja koja je sa saradnicima tokom toga vremena profesor Vlajić izvršio, posebno se odnose na nestandardnu primenu visokovrednih zavrtnjeva kao sredstva za sanaciju armiranobetonskih konstrukcija, kao sredstva veze između čeličnih i betonskih elemenata i kao glavni element kojim se može povećati nosivost pojedinih konstruktivnih sistema. Rezultati svih tih istraživanja veoma su uspešno primenjeni na mnogim objektima u Srbiji. Isto tako ti rezultati, i prikaz objekata na kojima su oni praktično primenjeni prikazani su u više od dvadeset članaka objavljenih u stručnoj literaturi u zemlji i inostranstvu.

U okviru tih aktivnosti posebno mesto zauzima Glavni projekat sanacije Palate "Ušće" na Novom Beogradu (bivša zgrada CK SKJ), oštećene tokom NATO agresije 1999. godine.

Nakon uspešnog okončanja radova, profesor Vlajić sa saradnicima dobio je **"Priznanje za najuspešnije konstruktersko ostvarenje" (2005.-2006.)**, koje dodeljuje DGKS. To je bilo jedno od najznačajnijih nagrada koje je on dobio tokom svog stručnog angažovanja, ali se ovde navode još neka priznanja, uz napomenu da se sva ona, bez izuzetka, odnose na samopregoran rad:

- 1976. god., od Direkcije za izgradnju pruge Beograd - Bar, po uspešnom rukovođenju statičkim i dinamičkim ispitivanjem svih mostova na pruzi, primio je POVELJU ZAHVALNOSTI;
- Za uspešno izvršeno ispitivanje mostova na pruzi Beograd - Bar dobio je MEDALJU RADA (Predsednik SFRJ - 1976. god.);
- 1986. god., odlukom Skupštine DIT - Jugoslavije dobio je POVELJU ZASLUŽNOG ČLANA;
- 1997. god., POVELJU GRO "MOSTOGRADNJA" dobio je u znak priznanja za poseban doprinos poslovnoj saradnji;
- ORDEN RADA, Pedsednik SRJ, novembar 1999. god.;
- OPŠTE JUGOSLOVENSKA NAGRADA ZA GRADITELJSTVO - najbolja inženjerska ostvarenja u prethodnoj godini - Saobraćajni institut CIP, decembar 1999. god.;
- DIPLOMA SA PLAKETOM ZA POSTIGNUTE REZULTATE U RAZVOJU I UNAPREĐENJU PRIVREDE, Privredna komora Srbije, Beograd, 23. Decembar 1999. god.;
- SPECIJALNA NAGRADA ZA IZUZETAN LIČNI DOPRINOS U PROJEKTOVANJU I IZVOĐENJU RADOVA NA "VARADINSKOM MOSTU" U NOVOM SADU, Saobraćajni institut CIP, novembar 2000. god.;

Možda je najbolja ilustracija sveukupnog rada profesora Vlajića data u Zaključku Komisije (Akademik prof. dr Nikola Hajdin, prof. dr Milorad Ivković, prof. dr Vlatko Brčić, prof. dr Milić Milićević i prof. dr Dragoljub Drenić) prilikom njegovog izbora u zvanje redovnog profesora:

"Dr Ljubomir Vlajić, dipl.građ.inž. spada u izuzetno darovite građevinske inženjere širokog spektra stručnog obrazovanja i interesovanja, a u oblasti eksperimentale prakse i istraživačkih radova svrstao se u vodeće stručnjake u republici Srbiji i okruženju".

Inicijativni predlog Predsedništvu DGKS da prof. dr Ljubomir Vlajić, dipl.građ.inž. na Simpozijumu DGKS - 2012, dobije Priznanje za životno delo nazavisno su uputili Saobraćajni institut CIP i Građevinski fakultet u Subotici.

Predlog su podržali Fakultet tehničkih nauka Univerziteta u Novom Sadu - Departman za građevinarstvo i geodeziju i Građevinsko arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu.

DOBITNICI PRIZNANJA DGKS
ZA NAJBOLJA OSTVARENJA U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU U 2010. I 2011. GODINI

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Slobodan Ranković[1]

EKSPERIMENTALNO–TEORIJSKA ANALIZA GRANIČNIH STANJA ARMIRANOBETONSKIH LINIJSKIH NOSAČA OJAČANIH SPREZANJEM SA NSM VLAKNASTIM KOMPOZITIMA

Rezime:

U radu je prikazan deo rezultata istraživanja sprovedenih u okviru izrade disertacije koja je odbranjena 2011. godine na Građevinsko-arhitektonskom fakultetu u Nišu. Prikazane su mogućnosti primene FRP armature oblika šipke, njenim postavljenjem unutar zaštitnog sloja betona (NSM - Near Surface Mounting) i pokazane neke prednosti NSM metode nad metodom ojačanja lepljenjem FRP laminata na površini nosača (EB – externali bounded). Dati su rezultati eksperimentalnih istraživanja efikasnosti NSM metode kod ojačanja betonskih konstrukcija izloženih pretežno savijanju. Definisan je numerički model primenom nelinearne analize konačnim elementima (MKE), a retultati analize upoređivani su sa eksperimentalnim.

Ključne reči: FRP armatura, NSM metoda, EB metoda, ojačanje, AB nosači, ispitivanje, MKE.

EXPERIMENTAL–THEORETICAL ANALYSIS OF LIMIT STATES OF REINFORCED-CONCRETE BEAMS STRENGTHENED BY NSM FIBER COMPOSITES

Summary:

The paper presents a part of the investigations results, obtained during production of a doctoral dissertation defended at the Faculty of Civil Engineering and Architecture of Nis in 2011. The potential of application of FRP reinforcement bars was presented, placing them inside the concrete layer (NSM - Near Surface Mounting) and some of the advantages of the NSM method over the Externally bounded method (where the reinforcement strips are glued to the surface of the beam) were presented. The results of the experimental researches of the effectiveness of the NSM method for strengthening of concrete structures exposed to bending have been presented. A numerical model implementing Finite element method is (FEM) has been defined, and the results of the analysis are compared to the experimental ones.

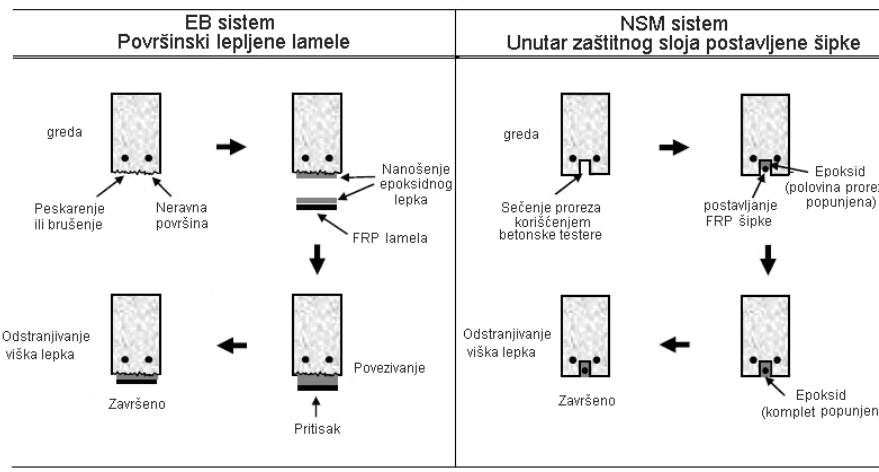
Key words: FRP reinforcement, NSM method, EB method, strenghtening, RC beams, testing, FEM.

[1] Dr , asistent, Građevinsko-arhitektonski fakultet, Niš Aleksandra Medvedeva 14, slobodan.rankovic@gaf.ni.ac.rs

1 UVOD

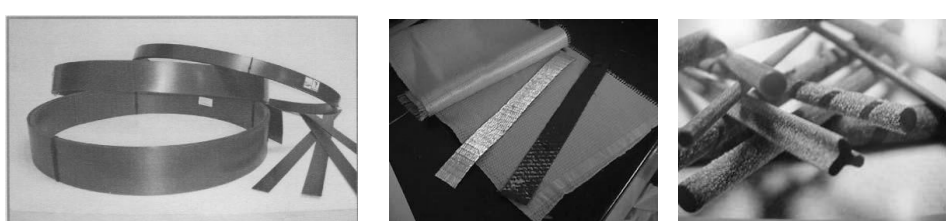
Jedna od najnovijih i vrlo zahvalnih tehnika sanacije i ojačanja AB konstrukcija, je primena kompozitnih vlaknastih materijala, tzv. FRP materijala, kao dodatne armature. Glavne prednosti primene ovih materijala su koroziona otpornost, visoka zatezna čvrstoća i mala težina. Ove prednosti su ujedno kompenzacija za njihovu relativno visoku cenu u odnosu na konvencionalni čelik.

Ističu se, kao najznačajnije, dve tehnike primene ovih materijala: spolja lepljene FRP lamele (EB sistem) i unutar zaštitnog sloja betona postavljene FRP šipke (NSM sistem). Novija i manje istražena NSM metoda ojačanja pruža značajne prednosti nad EB metodom u većini slučajeva i biće tema ovde prikazanih istraživanja. Osnovne procedure ojačanja AB grednih nosača FRP elementima (dodatnom armaturom) prikazane su na *Slici 1*.



Slika 1: Procedure ojačanja grednih nosača izloženih savijanju primenom EB i NSM sistema za povećanje otpornosti preseka

U suštini, radi se o upotrebi nemetalne armature, izrađene najčešće procesom pultruzije, čija osnovna komponenta (polimerna vlakna) mogu biti karbonska (CFRP), staklena (GFRP) ili aramditna (AFRP) vlakana. Drugi sastovni deo je matrica, od najčešće epoksidnih smola, a dodaju se još filer i aditivi radi poboljšanja nekih svojstava konačnog proizvoda, FRP armature. Tako dobijena armatura oblikuje se u vidu traka (engl. "*laminate*"), platna ("*sheets*"), šipki ("*bars*") ili uskih traka ("*strips*") (*Slika 2*). Njima se vrše ojačanja konstrukcija od betona, opeke, metala ili drveta i to na savijanje, smicanje ili pritisak. Što se tiče konstruktivnih elemenata, mogu se ojačavati gredni nosači, ploče, zidovi ili stubovi.



Slika 2: Oblici FRP elemenata: (a) Laminati, (b) Platna, (c) Šipke -''bar'' elementi

U ovom radu obrađuje se ojačanje klasično armiranih betonskih grednih nosača, opterećenih pretežno na savijanje, postavljanjem dodatne armature od vlaknastih kompozita (FRP armature), unutar zaštitnog sloja betona – NSM metoda ojačanja. Upoređivane su karakteristike spolja leljenih (EB) i unutar zaštitnog sloja postavljenih (NSM) vlaknastih kompozita, za istu aksijalnu krutost (EA) dodatne armature. Takođe, istraživano je ponašanje ojačanih AB nosača u zavisnosti od vrste vlakana kod primenjenih FRP šipki za ojačanje. Upoređivane su karakteristike AB nosača za slučajeve upotrebe dodatne FRP armature sa karbonskim vlaknima (CFRP) i staklenim vlaknima (GFRP), radi izbora optimalne vrste ove armature. Dat je i novi prelog za nastavak NSM FRP armature, nazvan "*bajpas*" metoda i eksperimentalni rezultati za različite dužine nastavka (premošćenja). Urađena je nelinearna analiza konačnim elementima, primenom programa ANSYS, radi poređenja sa eksperimentalnim rezultatima. U istraživanju je korišćen FRP materijal i epoksidna pasta renomiranog proizvođača "MAPEI".

2. NSM FRP METODA OJAČANJA ARMRANOBETONSKIH NOSAČA

NSM metoda ojačanja AB konstrukcija se zasniva na tehnici kojom se FRP armatura oblikovana u vidu šipki (*bars*) ili uskih traka (*strips*), kao dodatna ugrađuje u zasečene uske proreze (šliceve), unutar zaštitnog sloja betona. Ovi prorezi pune se epoksidnom ili ređe cementnom pastom (lepkom) i time vrši sprezanje sa betonom.

U tabeli 1 navedeni su osnovni koraci pri primeni NSM FRP tehnike ojačanja AB grednih nosača, a na slikama 3 prikazan način ugradnje FRP šipki u ovom istraživanju.

Tabela 1 - Osnovni koraci NSM FRP tehnike ojačanja AB grednih nosača

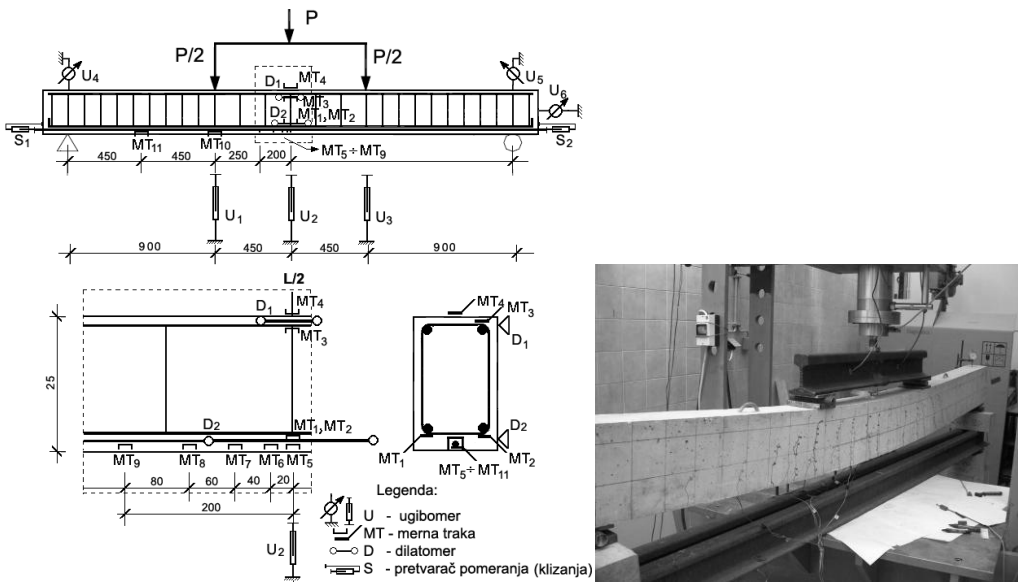
NSM tehnika ojačanja na savijanje	
I korak	Obeležavanje proreza po sredini širine grede
II korak	Zasecanje proreza
III korak	Čišćenje proreza i svođenje na potrebne dimenzije
IV korak	Premaz proreza prajmerom (podlogom) „MapeWrap Primer 1"
V korak	Nanošenje epoksidnog lepka („grove filer"-a) do polovine dubine „Adesileks PG1" (MapeWrap 11)
VI korak	Postavljanje FRP šipke (CFRP, GFRP)
VII korak	Dopunjavanje proreza epoksidnim lepkom
VIII korak	Čišćenje viška lepka sa proreza
IX korak	Odležavanje ojačanog nosača u trajanju od 7 dana radi vezivanja epoksida



Slika 3: Ojačanje AB greda NSM metodom - Postavljanje NSM FRP ''bar'' elementa

3. REZULTATI EKSPERIMENTALNIH ISTRAŽIVANJA

Radi utvrđivanja efekata ojačanja grednih nosača primenom NSM FRP metode ojačanja na Građevinsko-arhitektonskom fakultetu u Nišu vršena su eksperimentalna istraživanja na uzorcima čiji su dispozicija i raspored instrumenata prikazani na *Slici 4*. Statički sistem bio je prosta greda, a opterećenje je aplicirano sa dve koncentrisane sile u trećinama raspona („*four point load*"). Među ispitivanim grednim nosačima jedan je bio bez ojačanja – kontrolni (control), zatim nosač ojačan spolja lepljenim laminatima (EB CFRP), nosač ojačan unutar zaštitnog sloja šipkom sa karbonskim vlaknima (NSM CFRP) i nosač ojačan unutar zaštitnog sloja šipkom sa staklenim vlaknima (NSM GFRP). Serija od 4 nosača imala je različite dužine premošćenja prekida dodatne GFRP armature, radi istraživanja nastavka prekinute armature u zoni zatezanja.



Slika 4: Dispozicija i raspored instrumenata kod ispitivanih grednih AB nosača (experimental setup)

Programom eksperimentalnih istraživanja definisana je metodologija i varijante ojačanja, vrste i raspored korišćenih instrumenata i procedura ispitivanja. Varirane su vrste FRP materijala, tehnike ojačanja i mogućnost nastavljanja FRP armature u zoni zatezanja. Analiza eksperimentalno utvrđenih rezultata ispitivanja ojačanih grednih nosača, izvršena je na osnovu upoređenja sa odgovarajućim rezultatima dobijenim ispitivanjem kontrolnog (etalonskog) neojačanog nosača. Režim opterećenja bio je u tzv. "vremenskom modu" sa konstantnim priraštajem ugiba od 0.02 mm/s sve do loma.

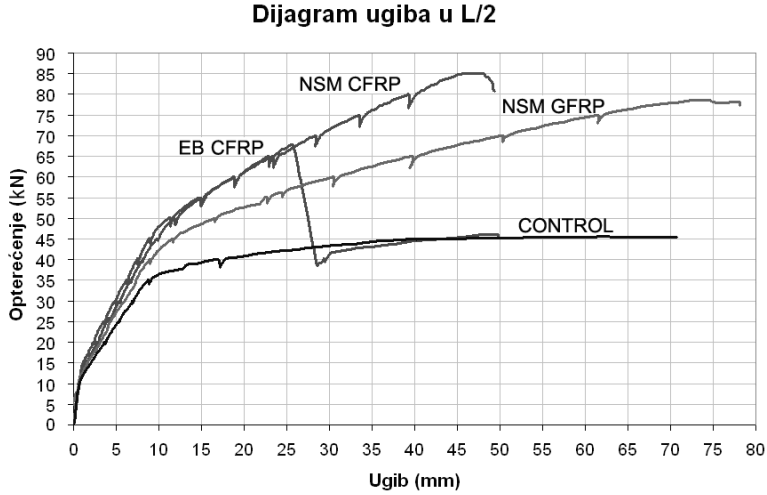
Tokom opterećenja praćene su globalne deformacije nosača (ugib), dilatacije u betonu, čeličnoj armaturi i FRP armaturi, proklizavanje dodatne FRP armature, pojava i razvoj prslina, sve u funkciji od nanetog opterećenja. Zbog ograničenog prostora biće prikazani samo rezultati dobijenih ugiba u polovini raspona ojačanih nosača.

3.1 ANALIZA REZULTATA ISPITIVANJA U ZAVISNOSTI OD VRSTE OJAČANJA

Ovom eksperimentalnom analizom obuhvaćene su dve varijante primene dodatne FRP armature ojačanja AB grednih nosača izloženih uticaju momenata savijanja: 1) postavljanje FRP armature oblika šipke unutar zaštitnog sloja betona (NSM metoda) i 2) spoljašnje lepljenje FRP laminata na površinu betona (EB metoda). U istraživanju je korišćena FRP armatura čiji sastav čine dve vrste vlakana: laminati i šipke sa karbonskim vlaknima (CFRP) i šipke sa staklenim vlaknima (GFRP).

Merenje ugiba vršeno je linearnim pretvaračima pomeranja (LVDT), uz eliminaciju uticaja pomeranja oslonaca. Vrednosti sa pretvarača pomeranja očitavane su svake sekunde akvizicijskim sistemom MGC plus, uz primenu odgovarajućeg softvera „CATMAN“. Time je obezbeđen kontinualan zapis o ponašanju grednog elementa izloženog uticaju probnog opterećenja.

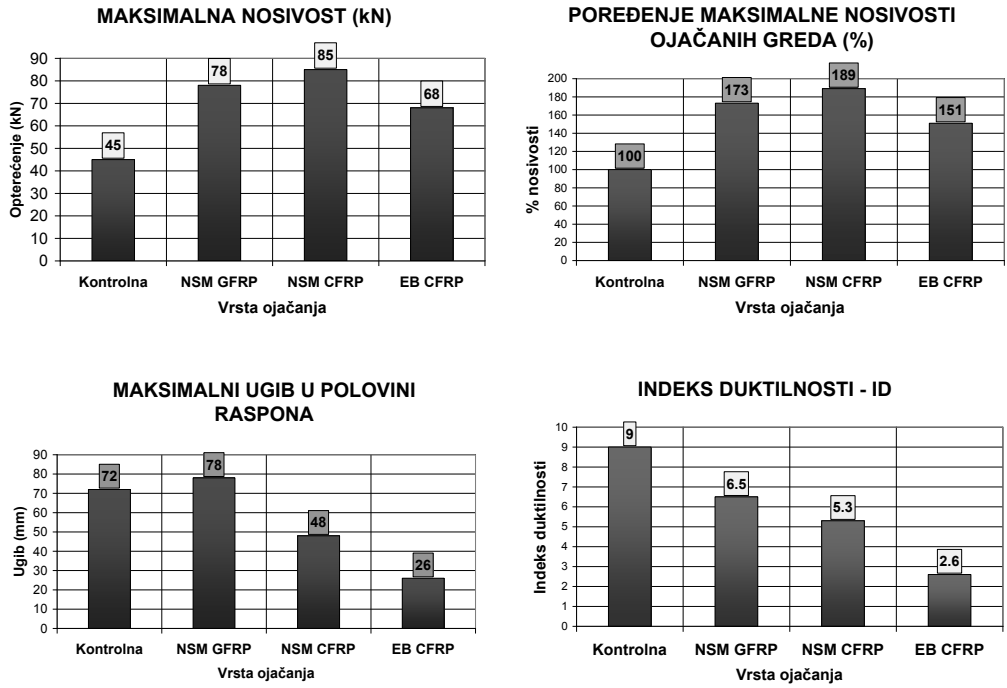
U cilju uporedne analize, na *Slici 5* prikazani su rezultati ugiba u polvini raspona dobijeni ispitivanjem grednih nosača ojačanih različitim metodama, uz primenu različitih materijala i postupaka za ojačanje. Upoređenje je izvršeno u odnosu na kontrolnu gredu, pri čemu je armiranje osnovnom (čeličnom) armaturom kod svih greda bilo identično.



Slika 5: Dijagram ugiba u polovini raspona za različite varijante ojačanja

Na dijagramima se mogu uočiti karakteristične zone pri nanošenju probnog opterećenja: 1) do pojave prvih prslina, 2) od pojave prvih prslina do pojave tečenja u osnovnoj (čeličnoj) armaturi i 3) od pojave tečenja čelične armature do loma. Uočava se gotovo identično ponašanje za sve ispitivane nosače do pojave prvih prslina, posle čega ojačani nosači pokazuju veću krutost i veću krajnju nosivost. Odlepljivanje CFRP laminata kod EB metode dovelo je do naglog pada sile i kasnijeg ponašanja sličnog onom kod kontrolne – etalon grede. Upoređenjem dijagrama ugiba AB nosača ojačanih spolja lepljenim laminatima (EBR CFRP) i u zaštitnom sloju betona postavljenim (NSM CFRP) uočava se gotovo identično ponašanje do momenta otkaza laminata odlepljivanjem. Metode za odlaganja pojave odlepljivanja laminata, nisu bile predviđene Programom istraživanja, već je zadržan uobičajeni pristup njihovom postavljanju.

Na osnovu dobijenih rezultata urađeni su i uporedni dijagrami, po pitanju maksimalne nosivosti, ugiba i duktilnosti, uz analizu procentualnog odnosa dobijenih vrednosti (*Slika 6*).



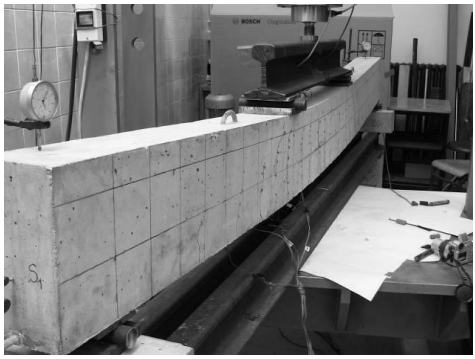
Slika 6: Uporedni rezultati u pogledu nosivosti, ugiba i duktilnosti.

Uočava se značajno povećanje nosivosti primenom dodatne FRP armature, koje je najveće kod upotrebe NSM CFRP ojačanja, gde iznosi čak 89%. Primećuje se da upotreba GFRP armature za ojačanje daje vrlo dobre rezultate u pogledu nosivosti (za 78% veću nosivost), ali i povećanu deformabilnost (ugib) ojačanih nosača. S obzirom na daleko nižu cenu GFRP armature u odnosu na CFRP armaturu, za slučajeve u kojima krutost nosača nije limitirajući faktor, prednost treba dati GFRP elementima za ojačanje. Indeks duktilnosti ima zadovoljavajuće vrednosti kod svih vrsta ojačanja (ID>4), osim kod EB CFRP i najveći je kod primene NSM GFRP ojačanja (ID=6.5). Zapaža se i niska duktilnost EB CFRP ojačanog nosača (ID=2.6), pri čemu je zabeležen najmanji ugib (Δ=26 mm).

3.2 MEHANIZAM LOMA U ZAVISNOSTI OD NAČINA OJAČANJA NOSAČA

- **B-G1: Greda ojačana GFRP armaturom Ø10 mm po celoj dužini**

Na *Slikama 7* i *8* prikazana je deformacija grednog nosača ojačanog GFRP armaturom i mehanizam ozkaza koji nastaje nanošenjem probnog opterećenja do loma. Uočljiva je izuzetna deformabilnost nosača i vrlo dobra duktilnost, ravnomeran raspored prslina i otkaz koji nastaje usled prekoračenja napona zatezanja na spoju betona i epoksida u prorezu. Poprečne prsline sa donje strane grede ne presecaju prorez sa ojačanjem i epoksidnom ispunom, već se pružaju duž spoja betona i epoksida. Zbog ohrapavljene površine GFRP armature nije došlo do gubitka prionljivosti na spoju sa epoksidom.



Slika 7: Deformacija grede pod opterećenjem (Δ_{max}= 78 mm)



Slika 8: Otkaz nosača gubitkom veze na spoju betona i epoksida

- **B-C1: Greda ojačana CFRP armaturom Ø8 mm po celoj dužini**

Na *Slikama 9* i *10* prikazan je mehanizam loma grednog nosača za slučaj primene CFRP armature sa glatkom površinom. Zapaža se da otkaz nastaje iznenadnim proklizavanjem na spoju CFRP armature i epoksida u zoni sidrenja na kraju nosača (*Slika 10*), a da u zoni čistog savijanja dolazi do otkaza odvajanjem na spoju epoksida i betona (*Slika 9*). Kao posledica, istovremeno dolazi do odvajanja betona u visini zaštitnog sloja. Nosivost je vrlo velika (P_{max}=85 kN), ali lom je iznenadan uz snažan prasak i uz veliko oštećenje nosača. Pre otkaza nosač pokazuje zadovoljavajuću duktilnost (ID=5,3).



Slika 9. Lom nastao gubitkom prianjanja CFRP armature (pre proklizavanja δ_{max}=1.1 mm)



Slika 10. Proklizavanje CFRP armature usled gubitka veze na spoju sa epoksidnom pastom

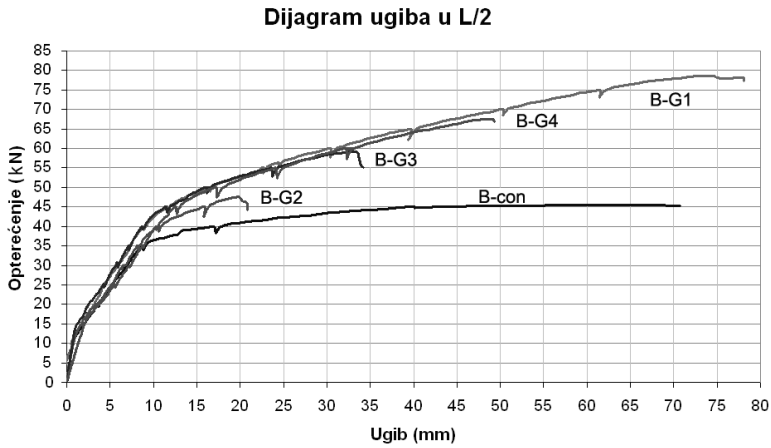
3.3 ANALIZA REZULTATA ISPITIVANJA OJAČANIH GREDA SA NASTAVKOM PREKIDA DODATNE FRP ARMATURE U ZONI ZATEZANJA

Problem obezbeđenja prekida dodatne FRP armature oblika šipke kod NSM metode, sa stanovišta ponašanja grednih nosača pod uticajem opterećenja, analiziran je na osnovu dijagrama ugiba i dilatacija u zavisnosti od intenziteta opterećenja. Ispitivani su nosači sa prekidom u polovini raspona, u zoni maksimalnih momenata savijanja, (kao najnepovoljniji

slučaj nastavka) i upoređivani sa rezultatima ispitivanja dobijenim na grednim nosačima sa kontinualno postavljenom dodatnom FRP armaturom. U istraživanju su korišćene šipke sa staklenim vlaknima (GFRP šipke), a varirana je dužina premošćenja nastavka („*bajpasa*“). Premošćenje prekida FRP šipke vršeno je simetričnim postavljanjem FRP elemenata od istog materijala i sa istim prečnikom, u dužini od 20Ø i 40Ø .

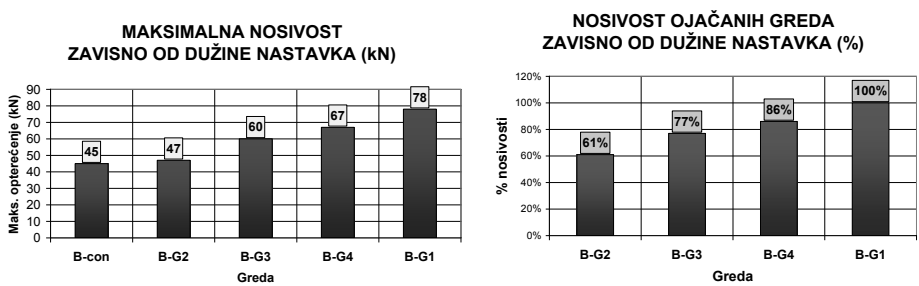
Oznake ispitivanih grednih nosača sa dodatnom armaturom od staklenih vlakana:

BG1 – greda bez prekida, BG2 - sa prekidom u L/2, BG3 - sa premošćenjem (umetcima) dužine 20Ø i BG4 - sa premošćenjem (umetcima) dužine 40Ø. B-con – kontrolna greda.



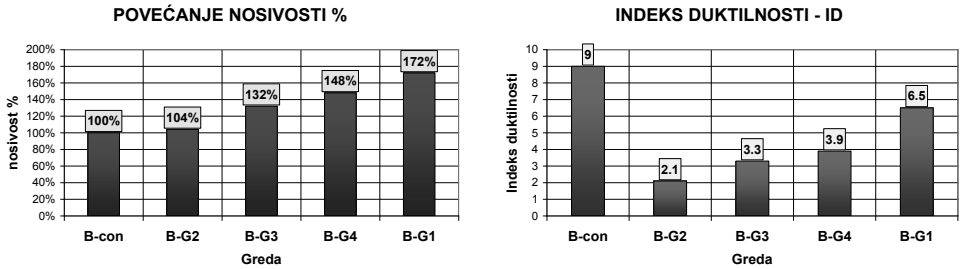
Slika 11: Dijagrami opterećenje-ugib za različite varijante nastavka FRP armature

Sa dijagrama opterećenje-ugib prikazanih na *Slici 11* utvrđuje se koliko prekid FRP armature i dužina njenog premošćenja utiču na krajnju nosivost i maksimalni ugib pri otkazu. Greda bez dodatne armature za premošćenje prekida (BG-2) ima svega 4% veću nosivost od kontrolne (neojačane) grede. Sa povećanjem dužine na kojoj se vrši premošćenje raste i maksimalna nosivost. Tako za dužinu umetka od 20Ø greda ima 60% nosivosti od grede sa neprekinutom šipkom, a za dužinu od 40Ø nosivost grede iznosi 67% od neprekinutog ojačanja. Ispitivanjem je utvrđena jednaka krutost nosača sve do otkaza, bez obzira na dužinu dodatih umetaka (B-G3 i B-G4), što se vidi sa dijagrama ugiba (*Slika 12*). Razlika postoji u maksimalnoj nosivosti, koja logično raste sa povećanjem te dužine. Ovo je ujedno potvrda ispravnosti ideje o nastavku prekida FRP armature premošćenjem. Implementacija umetaka je jednostavna i brza i zahteva samo malo proširenje proreza pri montaži.



Slika 12: Dijagrami maksimalne nosivosti za različite dužine premošćenja nastavka FRP armature

Grafikoni na *Slici 13* pokazuju maksimalnu nosivost i procentualne odnose maksimalne nosivosti greda zavisno od dužine umetka za premošćenje nastavka GFRP. U poređenju sa gredom koja ima neprekinutu dodatnu armaturu, gde je nosivost grede prikazana sa 100% (B-G1), uočava se da kod grede sa prekinutom armaturom bez dodatnih umetaka (B-G2) nosivost pada na 61%. Sa dodavanjem umetkaka dužine 20Ø (B-G3) ona raste na 77%, a za dužinu umetka od 40Ø (B-G4) povećava se na 86% nosivosti grede koja nema prekid dodatne armature.

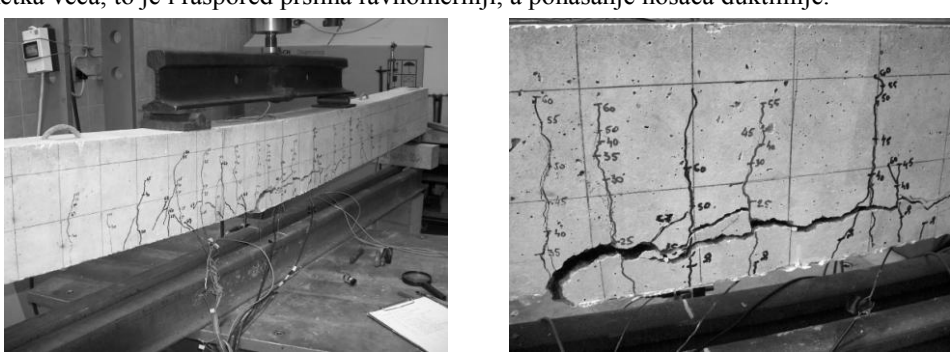


Slika 13: Dijagrami procentualnog povećanja nosivosti i indeks duktilnosti za različite dužine premošćenja nastavka FRP armature

Grafikon sa *Slike 13* pokazuje procenat povećanja nosivosti zavisno od povećanja dužine umetka za premošćenje prekida, u odnosu na kontrolnu gredu čija nosivost ima vrednost 100%. Vidi se da za nastavak dužine 20Ø nosivost raste za 32%, dok za nastavak dužine 40Ø, dolazi do povećanja nosivosti za 48%. Kontinualna GFRP šipka za ojačanje povećava nosivost grede za 72%. Uočava se i rast indeksa duktilnosti sa povećanjem dužine umetaka za premošćenje prekida dodatne FRP armature (od 2,1 do 6,5). Na osnovu ovog parametra može se zaključiti da bi za ID>4 minimalna dužina dodatnog umetka trebala da bude veća od 20Ø.

Otkaz grednih nosača, za slučaj nastavljanja dodatne FRP armature, ima svoje specifičnosti u pogledu oblika loma. Kod grede bez premošćenja prekida (B-G2) nema ravnomernog rasporeda prslina sa pojedinačno manjim otvorom, već dolazi do naglog razvoja jedne dominantne prsline na mestu prekida FRP armature, što je očekivano.

Sa dodavanjem umetaka za premošćenje prekida armature, lom se pomera na mesto završetka umetaka i dolazi do odvajanja u visini zaštitnog sloja betona (*Slika 14*). Što je dužina umetka veća, to je i raspored prslina ravnomerniji, a ponašanje nosača duktilnije.

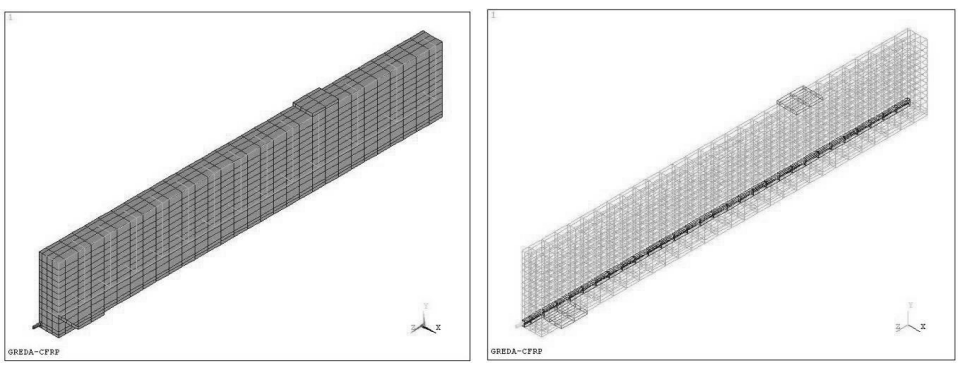


Slika 14: Raspored prslina kod grede B-G4
(sa prekidom FRP i dužinom premošćenja armature 40Ø)

4. REZULTATI NUMERIČKIH ISTRAŽIVANJA

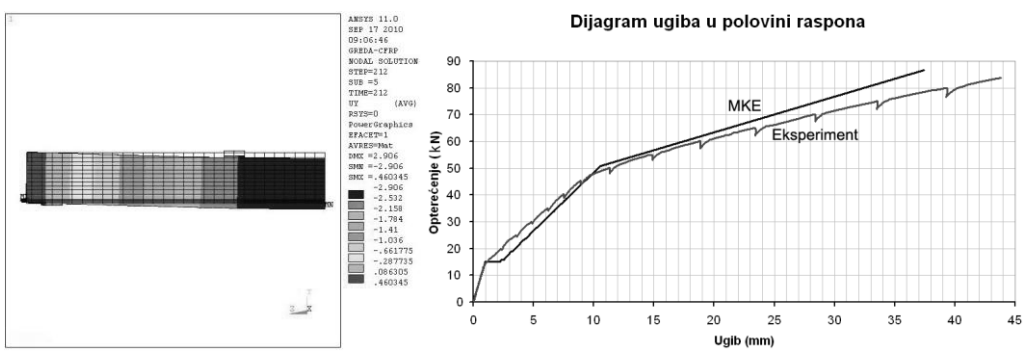
Numerički su analizirani ispitivani armiranobetonski gredni nosači ojačani NSM FRP armaturom, uz primenu programskog paketa ANSYS sa usvojenim modelima konstitutivnih materijala (betona – *Solid65*, čelika – *Link8*, FRP – *Solid 45* i epoksida - *Solid 45*). Treba istaći da modeliranje armiranog betona (betona i armature) i kompozitnih materijala koji se ovde koriste za njegovo ojačanje (FRP i epoksidne smole), predstavlja jedan od najsloženijih zadataka kod primene MKE.

Radi uštede u potrebnom vremenu proračuna i memorijskom prostoru usvojena je četvrtina AB grednog nosača (*Slika 15*). Za analizu je usvojen model sa 1966 elemenata i 2361 čvorom. Sprovedena je nelinearna numerička analiza u kojoj su ispoljene značajne razlike u rezultatima u odnosu na konvencijalne (linearne) postupke proračuna. U proračunu je korišćen Njutn-Rafsonov iterativni metod.



Slika 15: Proračunski model 1/4 AB grede modelirane konačnim elementima

Upoređenje rezultata numeričke i eksperimentalne analize prikazano je preko dijagrama ugiba i dilatacija u CFRP armaturi. U početnom, linearnom domenu numerički model i eksperimentalni rezultati se potpuno poklapaju. Faza do pojave tečenja u čeličnoj (glavnoj) armaturi pokazuje vrlo dobro slaganje rezultata, a nakon toga MKE model ima veću krutost u poređenju sa eksperimentalnim uzorcima (*Slika 16*).

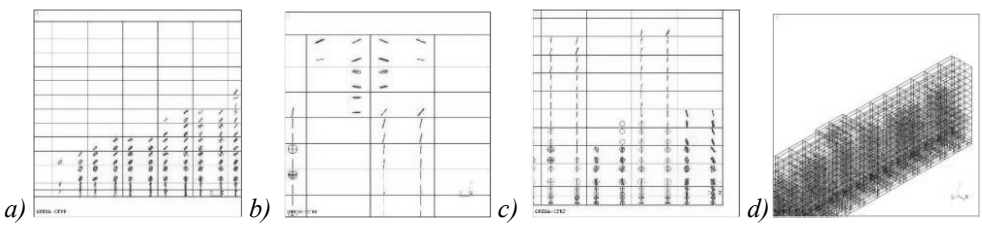


Slika 16: Prikaz ugiba grede dobijen MKE analizom i uporedni dijagrami ugiba u polovini raspona dobijeni eksperimentalno i MKE analizom

Sa dijagrama na *Slici 16* može se uočiti potpuno poklapanje rezultata u zoni elastičnih deformacija, do pojave prve prsline (15 kN). U sledećoj oblasti, od prve prsline do pojave tečenja u čeličnoj armaturi, zapaža se sasvim dobro slaganje rezultata, pri čemu proračunski model MKE pokazuje nešto veće deformacije do opterećenja od 50 kN. Posle pojave tečenja u čeličnoj armaturi dolazi do odstupanja rezultata, pri čemu model MKE pokazuje veću krutost. Razlog ovog neslaganja, kada nosivost prvenstveno zavisi od dodatne FRP armature, je idealizacija NSM veze na spoju FRP i epoksida, odnosno epoksida i betona. Može se konstatovati da model MKE uz pretpostavku idealnih veza između materijala daje rezultate zadovoljavajuće tačnosti do pojave tečenja u osnovnoj (čeličnoj) armaturi, što je u praktičnim (realnim) problemima potpuno prihvatljivo. Za oblast posle pojave tečenja u armaturi do neslaganja rezultata dolazi zbog gubitka prijanjanja, koje nastaje u realnim uslovima pri opterećenju do loma. Nesavršenost grednog uzorka, odnosno pojava mikroprslina, takođe je jedan od razloga manje krutosti u poređenju sa MKE modelom (Kachlakev, 2001).

- **Rezultati numeričke analize prslina**

Prikaz nastanka i razvoja prslina dat je grafički za neke karakteristične nivoe opterećenja. Može se uočiti njihovo logično početno pojavljivanje u zoni maksimalnih momenata, pri čemu se prsline pružaju vertikalno u zoni čistog savijanja, a nagnuto u oblasti savijanja i smicanja (blizu oslonaca), pri višim stepenima opterećenja (*Slika 17*).



Slika 17: Tipične slike prslina : a) smicanje; b) pritisak; c) savijanje; d) aksonometrija

5. ZAKLJUČCI

Na osnovu, pre svega, eksperimentalno dobijenih rezultata istraživanja ojačanja armiranobetonskih grednih nosača izloženih savijanju do loma, zaključituje se da su efekati ovakvog načina ojačanja veoma povoljni. Primenom FRP armature dolazi do znatnog povećanja nosivosti, krutosti i upotrebljivosti ojačanih grednih nosača, uz zadovoljavajuću duktilnost.

Prema rezultatima dobijenim ispitivanjem došlo se do sledećih zaključaka:

1. Upotrebom samo jedne CFRP šipke prečnika Ø8 mm, pri ojačanju NSM tehnikom, ustanovljeno je povećanje nosivosti na savijanje ispitivane AB grede za 89%.
2. Nosač ojačan CFRP laminatom, iste aksijalne krutosti kao CFRP šipka, pokazao je za 51% veću nosivost u odnosu na neojačanu gredu (etalon).
3. Za ojačanje putem GFRP šipke prečnika Ø10 mm, povećava se granična nosivost za 73%.

4. Nosivost greda ojačanih NSM metodom veća je nego kod primene EB metode, a upotreba CFRP armature daje veću nosivost u odnosu na nosače armirane sa GFRP armaturom.
5. Duktilnost nosača ojačanih NSM metodom, iskazana preko indeksa duktilnosti (ID), ima zadovoljavajuće vrednosti (ID>4) bez obzira na vrstu FRP armature i veća je kod primene GFRP armature (ID=6.5) u odnosu na primenu CFRP armature (ID=5.3) za 23%.
6. Duktilnost AB nosača ojačanih spolja lepljenim laminatima (EBR metoda ojačanja) je nedovoljna (ID=2.6). Nasuprot tome NSM metoda ojačanja pokazuje znatno veću duktilnost (ID=5.3), pri istoj aksijalnoj krutosti ojačanja.
7. Na osnovu dijagrama ugiba i dilatacija, dobijenih očitavanjem sa pretvarača pomeranja (LVDT) i mernih traka (MT) svake sekunde, uočljive su tri karakteristične oblasti: 1) linearan odnos do pojave prve prsline u betonu, 2) nelinearno ponašanje od prvih prslina do pojave tečenja u čeličnoj (osnovnoj) armaturi i 3) izrazito nelinearno ponašanje od pojave tečenja u armaturi do loma.
8. Otkaz AB nosača ojačanih NSM metodom sa GFRP armaturom nastao je usled gubitka veze na spoju betona i epoksidnog lepka.
9. Otkaz nosača sa dodatnom CFRP armaturom nastao je usled gubitka veze na spoju CFRP šipke i epoksidnog lepka u zoni sidrenja, posle čega je došlo i do odvajanja betona u visini zaštitnog sloja betona. Razlog smanjene prionljivosti je glatka površina primenjene CFRP šipke (bez orebrenja).
10. Prilikom projektovanja treba obavezno izbeći lom kidanjem FRP armature u zategnutoj zoni, odnosno omogućiti da eventualni otkaz nastane gubitkom prionljivosti na spoju FRP šipki i lepka, ili lepka i osnovnog betona, ili u krajnjem slučaju dozvoliti lom po betonu (drobljenje).
11. Za nastavak prekida FRP armatue u zoni zatezanja moguće je primeniti "by pass" metodu, sa dužinom premošćnja prekida od minimum 20∅.
12. Nelinearna numerička analiza (NLFEM) AB nosača ojačanih FRP elementima zametan je i komplikovan postupak, koji daje zadovoljavajuće rezultate u pogledu ponašanja ovako ojačanih nosača pod opterećenjem.

Polje primene kompozita, pre svega FRP elemenata, u građevinarstvu širi se i postaje sve atraktivnije, pa se može očekivati povećana zainteresovanost naučne i stručne javnosti za ovu oblast. Ovaj rad ima cilj da doprinese boljem sagledavanju vrlo širokih mogućnosti NSM FRP metode ojačanja i podspeši primenu FRP elemenata u oblasti građevinskog konstrukterstva.

LITERATURA

Prikaz literature, zbog ograničenog prostora, može se naći u disertaciji.

Zahvalnost:
Zahvalnost za ustupljeni FRP materijal korišćen u eksperimentalnim izraživanjima izražavamo renomiranom proizvođaču građevinske hemije italijanskoj firmi "MAPEI", predstavništvu u Beogradu.

Napomena:
Rad je deo istraživanja na projektu TR 36043 koji finansira Ministarstvo za nauku Republike Srbije.

UVODNA IZLAGANJA

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Mirko Aćić[1], *Snežana Marinković*[2]

100 GODINA ARMIRANOG BETONA NA GRAĐEVINSKOM FAKULTETU U BEOGRADU

Rezime:

Povodom *jubileja – 100.-godišnjice armiranog betona* na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu, nastavnici i saradnici, sa grupe predmeta: Betonske konstrukcije, Betonski mostovi i Tehnologija betona, odlučili su da, u okviru jedne monografije, prikažu razvoj i unapređenje naučno-istraživačke, nastavne i stručne delatnosti u ovoj vrlo važnoj oblasti konstrukterske delatnosti, na Građevinskom odseku Tehničkog fakulteta od 1910. do 1948. godine i od tada, kada ovaj odsek prerasta u Građevinski fakultet, pa sve do 2010. godine. U ovom radu prikazan je rezime monografije koja je u pripremi.

ONE HUNDRED YEARS OF REINFORCED CONCRETE AT FACULTY OF CIVIL ENGINEERING IN BELGRADE

Summury:

It has been one hundred years since the first lessons in Reinforced concrete has been given at the Faculty of Civil Engineering. To honor this jubilee, the teaching stuff at the Faculty Chair for Concrete structures have decided to publish a Monograph devoted to development of educational and research activities in the area of reinforced concrete structures, from 1910. to 2010., at the Faculty of Civil Engineering in Belgrade. In this paper, summary of the Monograph which is under preparation is presented.

[1] *Dr, Prof. u penziji, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd*

[2] *Dr, Prof. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd*

UVOD

Povodom *jubileja – 100.-godišnjice armiranog betona* na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu, nastavnici i saradnici, sa grupe predmeta: Betonske konstrukcije, Betonski mostovi i Tehnologija betona, odlučili su da, u okviru jedne monografije, prikažu razvoj i unapređenje naučno-istraživačke, nastavne i stručne delatnosti u ovoj vrlo važnoj oblasti konstrukterske delatnosti, na Građevinskom odseku Tehničkog fakulteta od 1910. do 1948. godine i od tada, kada ovaj odsek prerasta u Građevinski fakultet, pa sve do 2010. godine. U ovom radu prikazan je rezime monografije koja je u pripremi.

2010. godine Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu obeležava 100 godina od uvođenja u nastavu predmeta *Armirani beton*. Prvi nastavnik koji je, te davne 1910. godine, održao prvo predavanje iz tog predmeta, studentima V semestra Građevinskog odseka Tehničkog fakulteta Univerziteta u Beogradu, bio je docent Đorđe Mijović, koji će nastavu, iz grupe predmeta *Armirani beton*, držati sve do odlaska u penziju, 1947. godine.



Slika 1 Profesor Đorđe Mijović (1880. – 1957.)

RAZVOJ I UNAPREĐENJE NASTAVE IZ OBLASTI BETONSKIH KONSTRUKCIJA U PERIODU 1910. – 2010. GODINE

Beton kao materijal od bitnog značaja za obrazovanje građevinskih inženjera, počeo je, na našim prostorima, da se izučava tek od 1863. godine, kada je formiran Tehnički fakultet Velike škole u Beogradu. Pri tome treba imati u vidu da se to odnosi na nearmirani beton koji se mogao upotrebljavati samo u elementima konstrukcija u kojima je izložen pritisku, kao što su temelji, kratki stubovi, potporni zidovi i sl. S obzirom da još nije ni u svetu bilo propisa za njegovu primenu on se uglavnom počeo koristiti kao zamena kamenu u navedenim slučajevima. Valja pomenuti da su prve fabrike cementa podignute u Rovinju, Kamniku, Beočinu između 1854-1855, i da je fabrika u Ralji podignuta kasnije, što je otežavalo raniju primenu betona. U to vreme u nastavu su uvedeni i čisto inženjerski predmeti, a to su *Nauka o građevinama na suvu i vodi* (1864.), *Nauka o građi* (1882.), *Nauka o građenju mostova* (1886.), *Inženjerske konstrukcije, Kameni i drveni mostovi* i *Gvozdene konstrukcije i krovovi* (1898.).

Kao što se vidi, u nazivu navedenih nastavnih predmeta još uvek ne figuriše odrednica "beton", a isto tako ne postoje ni nagoveštaji o nastavi iz "armiranog betona". Njegova primena u građevinarstvu Srbije počela je, u odnosu na Zapadnu Evropu, tek posle 1900. godine; dakle,

sa zakašnjenjem od dve do tri decenije. Zbog nedostatka domaćeg stručnog kadra, kako nižeg tako i višeg, prve konstrukcije od armiranog betona, na našim prostorima su projektovale i izvodile strane firme, uz korišćenje stranih tehničkih propisa i normi.

Pretvaranje Velike škole u Univerzitet u Beogradu je završeno 1905. godine donošenjem Zakona o Univerzitetu, pri čemu je taj zakon, sa manjim izmenama, primenjivan i u Kraljevini SHS, kao i u Kraljevini Jugoslaviji sve do 1941. godine. Pored toga zakona, a ubrzo posle njega, donete su i neke uredbe od kojih je jedna inaugurisala nov Tehnički fakultet Univerziteta u Beogradu sa odsecima za građevinske inženjere, arhitekte i mašinske inženjere 1910. godine.

Visokoškolska nastava iz armiranog betona, na Građevinskom odseku Tehničkog fakulteta Univerziteta u Beogradu započinje izborom u nastavničko zvanje inž. Đorđa Mijovića. Neposredno po uvođenju predmeta *Armirani beton* u nastavu, 1911. delimično je izmenjena i dopunjena Uredba o Tehničkom fakultetu koja glasi: "Uvedena je obaveza studenata Građevinskog odseka da izrade radove iz *konstrukcija od betona i armiranog betona*. Interesantno je da se, pri donošenju novih planova i programa nastave, često menjao naziv ovog predmeta kao i broj predmeta. Tako, dok se u školskoj 1911/12. godini još zadržao naziv iz Uredbe, dotle već u šk. 1913/14. godini, postoje dva predmeta "*Konstrukcije od betona i armiranog betona, deo I i deo II*", a za šk. 1924/25. godinu, Đorđe Mijović drži nastavu iz predmeta *Armirani beton I* (2+4) i *Armirani beton II* (4+4), a docent *Aleksandar Gavrilović* - iz predmeta "*Primena betona i armiranog betona u hidrotehnici*" (sa Đ. Mijovićem). Sa vremenom, nastava iz predmeta Beton i armirani beton se proširivala. To je i razumljivo, jer se ova relativno nova disciplina, neprestano razvijala i zahvatala i složenije inženjerske objekte. Uredbom o tehničkim fakultetima iz 1935. godine (tehnički fakulteti su tada postojali još u Zagrebu i Ljubljani), Građevinski odsek se deli na četiri grupe: geodeziju, statičko-konstruktivnu, saobraćajno-inženjersku i hidrotehničku grupu, pri čemu se, na statičko-konstruktivnoj grupi, povećava broj časova iz betona i armiranog betona. Tako, u šk. 1940/41., prema planu nastave, u letnjem semestru, profesor Mijović drži predavanja iz dva predmeta: *Teorija betona i armiranog betona i Betonski i armiranobetonski mostovi i složenije armiranobetonske konstrukcije*. U održavanju vežbanja bili su angažovani i asistenti Jan Sojka i Jordan Petrović [1]. Prema Monografiji [2], honor. prof. Nikola Žitkijević od 1924. do 1927., zatim docent Aleksandar Gavrilović, od 1927. do 1936. i Jordan Petrović, od 1939-1941. držali su nastavu iz predmeta *Primena armiranog betona u hidrotehnici*.

Svoja izlaganja o armiranobetonskim konstrukcijama profesor Mijović je, budući da je bio nemački đak, zasnivao na literaturi nemačke tehničke škole. Njegova predavanja su sadržavala kompletnu klasičnu teoriju proračuna – dimenzionisanja armiranobetonskih konstrukcija, elemente konstrukcija i jednostavnije konstrukcije (gredne i lučne nosače, ploče, rezervoare i dr.), uz elemente tehnologije betona.

Prvi udžbenik iz oblasti armiranog betona bila su skripta "Armirani beton" I deo od Miodraga Marinkovića (1924.). Miodrag Marinković je ovu knjigu napisao kao inženjer Ministarstva građevina, pa je njeno publikovanje to Ministarstvo i pomoglo. Ova knjiga je umnogome ublažila potrebu za literaturom iz armiranog betona, jer su predavanja profesora Mijovića, prvi put publikovana, (u studentskoj režiji) tri godine kasnije, drugi put 1932/1933. i treći put 1947. godine. Drugo izdanje se sastojalo iz dve knjige, *Armirani beton I deo* i *Armirani beton II deo*. Ukupan broj strana, u obe knjige, iznosi 1286. Prva knjiga (knjiga I) sadrži: svojstva armature, sastav i svojstva komponenata betona i tehnologiju betona, propise za dejstva na konstrukcije, nemačke propise za beton i armirani beton i dr. Druga knjiga

(knjiga II) posvećena je uglavnom, dimenzionisanju preseka, sa brojnim rešenim primerima iz teorije i prakse armiranog betona.

Posle prekida od preko četiri godine, po završetku Drugog svetskog rata, nastavljena je u decembru 1945. redovna nastava na Tehničkom fakultetu u Beogradu, a time su nastavljene i aktivnosti na njegovom Građevinskom odseku. U toj 1945/46 školskoj godini nastavnički kolektiv Građevinskog odseka sačinjavali su uglavnom isti nastavnici kao i pre rata, a nastava se odvijala po predmetima i nastavnim programima koji su praktično bili identični predratnim.

Promena stanja u odnosu na predratni period nastupila je, međutim, školske 1947/1948. godine, kada je posle Uredbe o izdvajanju Tehničkog fakulteta iz sastava Univerziteta, formirana Tehnička velika škola sa rangom Univerziteta. Te godine dotadašnji Građevinski odsek Tehničkog fakulteta pretvoren je u Građevinski fakultet u sastavu Tehničke velike škole u Beogradu, što je dovelo do promena kadrovske strukture i nastavnih planova i programa. U tom periodu, nakon odlaska u penziju profesora Mijovića, za nastavnike su, po pozivu, u zvanju vanrednih profesora, izabrani Đorđe Lazarević (koji je nešto ranije već držao nastavu na Arhitektonskom fakultetu) i Mijat Trojanović, a njihovi asistenti bili su Veselin Kostić, izabran u to zvanje još pre rata, i Hristivoje Erić, izabran 1948. za starijeg asistenta. To je praktično bilo prvo posleratno nastavničko jezgro na predmetima *Betonske konstrukcije* i *Betonski mostovi*.

Predmete koje je predavao, profesor Đorđe Lazarević je postavio na modernu osnovu i u tom smislu nastavio sve do svog penzionisanja 1973. godine. Nastavni program koji je on inaugurisao obuhvatao je sledeće: dimenzionisanje preseka po klasičnoj teoriji, elemente linijskih nosača, elemente ravnih površinskih i krivolinijskih nosača i dr. U poslednjem devetom semestru studija, pak, predavanja su obuhvatala hale, silose, dimnjake i druge inženjerske objekte. Svoja predavanja profesor Lazarević je zasnivao na odredbama tada važećih Privremenih tehničkih propisa za armirani beton donetih 1947. godine (PTP-3), koji su bili vrlo bliski švajcarskim propisima.

Profesor Mijat Trojanović preuzeo je nastavu iz predmeta *Betonski mostovi*, *Tehnologija betona* i *Betonske brane*. Prva dva predmeta predavao je sve do svog penzionisanja 1973. godine, dok je predmet *Betonske brane* predavao samo kratko vreme, jer je uskoro taj predmet preuzeo prof. Miladin Pećinar.

Godine 1954. je ukinuta Tehnička velika škola a Građevinski fakultet je priključen Univerzitetu u Beogradu. To je bila prilika da se 1956. godine formira Katedra za materijale i konstrukcije, a za prvog šefa katedre izabran je prof. Mijat Trojanović. "Betonski" predmeti - *Betonske konstrukcije* i *Betonski mostovi*, kao i nov predmet *Tehnologija betona* - pripali su, što je i potpuno logično, Katedri za materijale i konstrukcije.

Katedra za materijale i konstrukcije postojala je u manje-više istom obliku kao u vreme osnivanja sve do 1978. godine, kada dolazi do ukidanja katedara i do osnivanja radnih jedinica Fakulteta - instituta i zavoda. U takvoj situaciji, tokom 1978. godine, dolazi do osnivanja Instituta za materijale i konstrukcije (IMK), koji je obuhvatio predmete bivše Katedre za materijale i konstrukcije. 1988. godine ponovo se osnivaju katedre, među njima Katedra za betonske konstrukcije. Krajem 1991. godine, na posebnim sednicama zainteresovanih katedara, donete su odluke o formiranju združenih Katedara za materijale i konstrukcije, u čiji sastav su, radi zajedničkog delovanja, ušle sledeće, ranije samostalne katedre: Katedra za betonske konstrukcije, Katedra za metalne i drvene konstrukcije, Katedra za materijale i ispitivanje konstrukcija i Katedra za zgradarstvo.

Nastava iz armiranog betona i armiranobetonskih konstrukcija u ovom periodu stalno se razvijala i unapređivala. Samo kao primer, navodi se u Tabeli 1 nastavni plan iz 1987/88. godine sa predmetima iz grupacije Betonske konstrukcije.

Tabela 1. Grupacija predmeta Betonske konstrukcije, nastavni plan iz 1987/88. godine, školska 1994/1995. godina

Назив предмета	Семестар	Broj časova nedeljno	Nastavnici
Teorija betonskih konstrukcija	V	(3+3)	Prof. dr Mirko Aćić
	VI	(2+2)	
Betonske konstrukcije (H-odsek)	VI	(4+4)	Doc. dr Mihajlo Đurđević
Betonske konstrukcije (PiŽ-odsek)	VI	(3+3)	V.prof. dr Dušan Najdanović
Mostovi (PiŽ-odsek)	VII	(2+1)	V.prof. dr Dejan Bajić
(deo Betonski mostovi)			
Projektovanje i građenje	VII	(3+2)	Prof. dr Aleksandar Pakvor
betonskih konstrukcija I	VIII	(2+3)	
Betonski mostovi I	VIII	(2+1)	V.prof. dr Dejan Bajić
Tehnologija betona	IX	(2+2)	Prof. dr Mihailo Muravljov
Prethodno napregnute i	IX	(2+2)	Prof. dr Života Perišić
spregnute konstrukcije			Doc. dr Mihajlo Đurđević
Projektovanje i građenje	IX	(3+3)	Prof. dr Mirko Aćić
betonskih konstrukcija II			
(izborni predmet)			
Betonski mostovi II	IX	(3+3)	V.prof. dr Dejan Bajić
(izborni predmet)			

Zakonom o visokom obrazovanju iz 2005. godine uvedeni su osnovni principi Bolonjske deklaracije u visoko obrazovanje države Srbije i izvršena reforma Univerziteta. Između ostalog, dotadašnje osnovne studije koje su trajale pet godina na Građevinskom fakultetu, podeljene su u dva stepena: osnovne akademske studije u trajanju od četiri godine (ili 240 kredita) i diplomske akademske studije u trajanju od jedne godine (ili 60 kredita). Takođe, umesto dotadašnjih poslediplomskih studija, uvedene su doktorske studije koje traju tri godine (180 kredita), i koje praktično predstavljaju treći stepen akademskih studija. U skladu sa ovim promenama doneti su 2005. godine novi nastavni planovi i programi, koji su, sa nešto manjim izmenama, akreditovani 2008. godine i do danas važe. Prema nastavnom planu i programu iz 2008. godine, grupaciji predmeta Betonske konstrukcije, na svim modulima Građevinskog fakulteta u okviru osnovnih i diplomskih akademskih studija, pripadaju predmeti prikazani u tabeli 2.

Nastavnici i saradnici angažovani u posleratnom periodu, počevši od profesora Lazarevića i profesora Trojanovića, stalno su razvijali i unapređivali nastavu prateći i učestvujući u savremenim svetskim dostignućima iz teorije i prakse betonskih konstrukcija, stvarali i inovirali propise iz ove oblasti, publikovali udžbeničku literaturu. Ne umanjujući značaj i doprinos saradnika koji su u ovom periodu učestvovali u nastavi, ovde navodimo profesore:

- profesor Hristivoje Erić
- profesor Milorad Ivković

- profesor Živorad Radosavljević
- profesor Vladimir Korolija
- profesor Mirko Aćić
- profesor Života Perišić
- profesor Aleksandar Pakvor
- profesor Dejan Bajić
- profesor Dušan Najdanović
- profesor Mihajlo Đurđević
- profesor Snežana Marinković
- profesor Rade Hajdin

Tabela 2. Grupacija predmeta Betonske konstrukcije, nastavni plan iz 2008/2009. godine

	Naziv predmeta	Modul	Seme-star	Ukupan fond časova	Nastavnik
OSNOVNE STUDIJE	*Teorija betonskih konstrukcija*	K	V	45+30	Prof.dr Mihajlo Đurđević
	Projektovanje i građenje betonskih konstrukcija 1		VI	30+45	Prof.dr Dušan Najdanović
	Projektovanje i građenje betonskih konstrukcija 2		VII	30+30	Prof.dr Dušan Najdanović
	Prethodno napregnuti beton		VII	30+15	Prof.dr Mihajlo Đurđević
	Tehnologija betona (izborni)		V	15+15	Prof.dr Dušan Najdanović
	Specijalne betonske konstrukcije (izborni)		VIII	30+15	Prof.dr Dejan Bajić
	Betonske konstrukcije 1	H	V	45+30	Prof.dr Snežana Marinković
	Betonske konstrukcije 1	PŽA	V	45+30	Prof.dr Snežana Marinković
	Mostovi		VI	30+30	Prof.dr Rade Hajdin
	Betonske konstrukcije 1	MTIG	V	45+30	Prof.dr Snežana Marinković
	Betonske konstrukcije 2	MTIG	VII	30+30	Prof.dr Snežana Marinković
	Tehnologija betona	MTIG	V	15+15	Prof.dr Dušan Najdanović
DIPLOMSKE STUDIJE	*Betonski mostovi*	K	I	45+30	Prof.dr Dejan Bajić
	Sanacije, rekonstrukcije i održavanje betonskih konstrukcija u visokogradnji (izborni)	K	I	30+30	Prof.dr Dušan Najdanović
	Betonski mostovi	GG	I	45+30	Prof.dr Dejan Bajić

Nastavnici i saradnici sa grupacije predmeta Betonske konstrukcije uvek su posebno bili angažovani na izradi diplomskih radova. U okviru diplomskih radova, studenti se obučavaju da primene stečena znanja iz oblasti projektovanja konstrukcija na primerima konkretnih objekata visokogradnje i mostogradnje. Najveći broj studenata Odseka za konstrukcije je diplomirao na predmetima iz grupacije Betonske konstrukcije. Ukupno, u periodu od 1948. godine od kada se vodi precizna evidencija, pa do 31.12.2011. godine, na predmetima iz grupacije Betonske konstrukcije, diplomiralo je 3445 studenata. Od toga 981 studenata na predmetu Betonski mostovi, i 2464 studenata na ostalim predmetima iz grupacije predmeta Betonske konstrukcije. Pored toga, u poslednje tri godine odbranjeno je 106 sinteznih projekata i 20 master radova. To čini oko 70% od ukupnog broja diplomiranih studenata na Odseku za konstrukcije, odnosno oko 37% od ukupnog broja diplomiranih studenata na svim građevinskim odsecima fakulteta.

Veliki broj vrsnih konstruktera betonskih konstrukcija, projektanata i graditelja, potiče iz ove, Beogradske, škole; oni su stvarali, a stvaraju i danas, ne samo u našoj zemlji, nego i daleko van njenih granica.

RAZVOJ STRUČNIH AKTIVNOSTI IZ OBLASTI BETONSKIH KONSTRUKCIJA U PERIODU 1910. – 2010. GODINE

Na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu, u periodu od 1910. do 1955. godine, stručna aktivnost u oblasti betonskih konstrukcija nije bila posebno organizovana. Ona se odvijala isključivo preko individualnih aktivnosti pojedinih nastavnika i saradnika, angažovanih mimo Građevinskog fakulteta. Zbog toga, podataka o tome ima veoma malo, a i teško su dostupni.



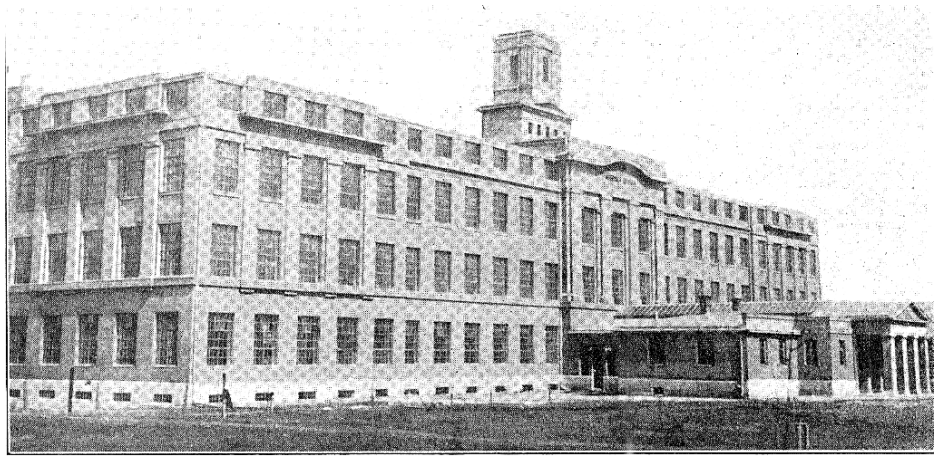
Slika 2 Zgrada Srpske kraljevske akademije (danas SANU) sagrađena 1924. godine

Profesor Đorđe Mijović projektovao je veći broj konstrukcija objekata, uglavnom, u armiranom betonu, često i preko sopstvenog projektnog biroa "Prof. Mijović". Ovde se navode sledeći objekti:

- Sanatorijum "Vračar" (danas Traumatološka bolnica), (P+2), na uglu Resavske i Birčaninove ulice u Beogradu [3,4]. Sagrađen je 1910. tako da su sve međuspratne konstrukcije i krov od armiranog betona. Projektant arhitekture: prof. Nikola Nestorović, konstruktor Đ. Mijović.

- Zgrada *Srpske kraljevske akademije* (danas Srpske akademije nauka i umetnosti), ulica Knez Mihailova 35, sagrađena 1924. godine, prema projektima arhitekata Dragutina Đorđevića i Andre Stevanovića i konstruktora Đorđa Mijovića, slika 2.

- Fabrika duvana u Nišu (slika 3) dimenzija u osnovi 36,0x93,0 m. Projekat 1924. Izgradnja 1924-1926. Ovde je primenjena armiranobetonska pečurkasta konstrukcija, koliko je poznato, prvi put na prostorima tadašnje Kraljevine SHS. Projekat konstrukcije urađen u Projektnom birou "Prof. Mijović", Beograd. Konstruktor Đorđe Mijović.



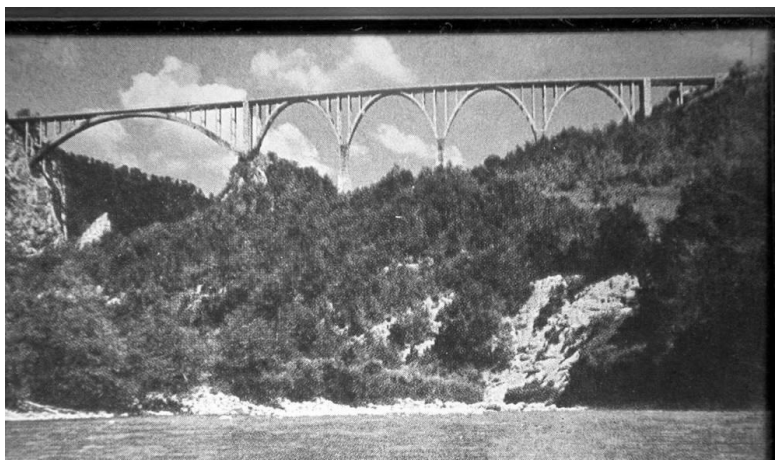
Slika 3 Fabrika duvana u Nišu



Slika 4 Palata "Albanija"

Akademik profesor dr h.c. Đorđe Lazarević, još pre dolaska na Građevinski fakultet, pre Drugog svetskog rata, postao je poznati i priznati konstrukter. Njegove konstrukcije beogradskog bioskopa "City", danas "Kosmaj" na Terazijama, hotela "Mažestik", sa baletski lakim kupolama, kao i robne kuće "TA-TA", kasnije "Beograd" takođe na Terazijama, gde je prvi put kod nas primenjen armiranobetonski skeletni sistem, i danas, posle 75 godina, svojom smelošću, originalnošću, lakoćom i elegancijom, deluju vrlo impresivno. Međutim, njegova konstrukcija palate "Albanija" u Beogradu, tada najviše zgrade u jugoistočnoj Evropi u armiranom betonu, izazvala je oduševljenje stručne javnosti širom Evrope, slika 4. Betonski mostovi preko Vardara u Skoplju i preko Nišave u Nišu, koje je on projektovao, izuzetne su lepote i originalnosti. Njegov nadvožnjak preko pruge kod Malog Iđoša, karakterističan je po svojoj izuzetnoj zakošenosti, dok "Jagodinski" most u Nišu, hibridnog sistema, koji radi i kao luk i kao greda, predstavlja potpuno originalno rešenje.

Najveći broj objekata koje je profesor Mijat Trojanović projektovao, bili su armiranobetonski mostovi, dobijeni kao prve nagrade na konkursima Ministarstva građevina. Nesumnjivi talenat, istraživački duh i samopregorni rad, doveli su ga u red naših najpoznatijih građevinskih stručnjaka posle II svetskog rata. Њegovi objekti iz tog vremena, bili su poznati i van granica naše zemlje. Najznačajniji objekat mu je impozantni most na Tari, savršeno uklopljen u okolinu, slika 5.



Slika 5 Most na Tari



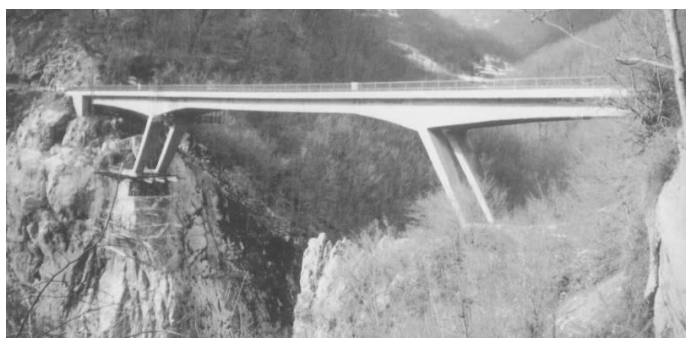
Slika 6 Palata "Beograđanka"

1955. godine, osnovan je "Zavod za građevinarstvo" pri Građevinskom fakultetu, a kasnije je ovaj Zavod prerastao u "Institut za građevinarstvo". U njemu je, od samog osnivanja, nastavno osoblje Građevinskog fakulteta intenzivno sarađivalo. Profesor Milorad Ivković, jedan od naših najpoznatijih i najoriginalnijih stvaralaca u oblasti betonskih konstrukcija, u Institutu za građevinarstvo je projektovao mnoge izuzetne objekte. Među njima, napominjemo konstrukciju palate "Beograđanka", slika 6, jedne od najlepših zgrada u Beogradu, visine 100 m, kao i konstrukciju kompleksa bazena i velike vežbaonice "Dr Ratko Vilićić" u Poljudu, u Splitu.

U Institutu je projektovan most "Faluja" preko reke Eufrat u Iraku, slika 7, ukupne dužine 511,48 m, profesora Mijata Trojanovića i stručnog savetnika Živojina Darijevića i most "Grlo" u kanjonu Morače, profesora Hristivoja Erića, slika 8.



Slika 7 Most "Faluja" u Iraku



Slika 8 Most "Grlo" u kanjonu Morače

Godine 1962., osnovan je "Zavod za beton", koji je, od 1974. godine, kao "Zavod za beton i betonske konstrukcije" ušao u sastav novoosnovanog "Instituta za građevinarstvo i geodeziju Građevinskog fakulteta", skraćeno "INGIG". Time su stvoreni preduslovi za organizovanje stručnog rada u oblasti betonskih konstrukcija, u okviru samog fakulteta. Među projektima mnogih značajnih objekata koje su izradili nastavnici i saradnici sa grupe predmeta Betonske konstrukcije, ovde navodimo Glavni projekat konstrukcije "Srpskog narodnog pozorišta" u Novom Sadu, sa velikom i malom dvoranom za 1100 i 940 gledalaca (M. Aćić, R. Folić, D. Najdanović, D. Bajić), slika 9.

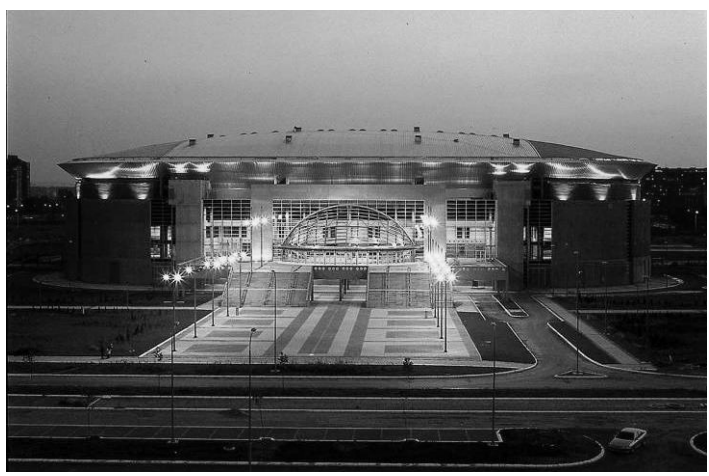


Slika 9 Srpsko narodno pozorište u Novom Sadu

Januara 1978. godine je osnovan "Institut za materijale i konstrukcije Građevinskog fakulteta", u čiji sastav je uključen "Zavod za beton i betonske konstrukcije", a od maja 1994. godine, i "Institut za građevinarstvo". Od tada se kroz rad Instituta naročito razvijaju stručne aktivnosti nastavnika i saradnika iz oblasti Betonskih konstrukcija. Interakcija teorije i prakse u građevinarstvu, koja se ostvaruje kroz saradnju Instituta i građevinskih firmi, veoma je značajna i od obostrane je koristi. Takvom saradnjom se ostvaruje mogućnost neposredne primene naučnih dostignuća u praksi, ali, i mogućnost sticanja praktičnih iskustava, neophodnih za unapređivanje nauke i nastave.

U okviru Instituta za materijale i konstrukcije urađen je veliki broj idejnih i glavnih projekata konstrukcija značajnih objekata; za mnoge postojeće objekte različite namene, izrađeni su projekti sanacije i projekti rekonstrukcije; izrađene su raznovrsne studije i ekspertize i obavljene konsultacije i revizije za veoma mnogo objekata; izvršeno ispitivanje ponašanja pod probnim opterećenjem mnogih nestandardnih objekata.

Ovde ćemo, među mnogim značajnim ostvarenjima, izdvojiti samo nekoliko. "Hangar 2" Jugoslovenskog aerotransporta na aerodromu "Nikola Tesla" u Surčinu (M. Ivković, Ž. Perišić, M. Aćić, A. Pakvor, M. Đurđević, V. Alendar, D. Ostojić, D. Bajić) i sportska dvorana "Beogradska arena" u bloku 25 (M. Ivković, Ž. Perišić, M. Aćić, A. Pakvor, S. Marinković, V. Alendar, B. Tepavčević) kao primer primene spoljašnje prethodno napregnutih dvopojasnih ab nosača izuzetno velikih raspona u krovnoj konstrukciji (Beogradska Arena: 132,70/102,70 m rasponi glavnih nosača), slika 10.



Slika 10 "Beogradska arena"

Zatim, poslovno-sportski centar "Mejdan" u Tuzli (A. Pakvor, D. Bajić) koji obuhvata veliku univerzalnu dvoranu za male sportove i 6.000 gledalaca, malu dvoranu, sale za trening, izložbeni prostor, restoran, prodavnice i poslovne prostorije, slika 11. Najveći vodotoranj na Balkanu, vodotoranj "Progar" zapremine 2800 m^3 (J. Preger, D. Bajić, D. Najdanović, V. Alendar), slika 12.



Slika 11 Poslovno-sportski centar "Mejdan" u Tuzli



Slika 12 Vodotoranj "Progar" zapremine 2800 m^3 u Progaru

Poslovni objekat "Zepter" u Varšavi (D. Bajić, M. Bešević, D. Buđevac, B. Milosavljević, M. Stojanović, N. Stojanović) je dobio nagradu Jugoslovenskog društva građevinskih konstruktera kao najbolje stručno ostvarenje za 2002. godinu, slika 13.



Slika 13 Poslovni objekat "Zepter" u Varšavi

Značajan je i glavni projekat složene konstrukcije kompleksa "Malabo Gate", ukupne korisne površine 87.000 m^2, u Malabou u Ekvatorijalnoj Gvineji (D. Najdanović, B. Milosavljević), slika 14.



Slika 14 Kompleks hotela i poslovnog objekta "Malabo Gate" na lokaciji aerodroma u Malabou u Ekvatorijalnoj Gvineji

Među objektima izgrađenim u Beogradu, između ostalih, navodimo: stambeno - poslovni objekat u Ulici Balkanska br. 2 u Beogradu (D. Ostojić, B. Milosavljević, M. Stojanović, M. Sekulović), slika 15, i tržni centar "Delta City" u bloku 67 na Novom Beogradu ukupne površine oko 80.000 m^2, (V. Alendar, S. Marinković, B. Milosavljević, V. Koković, I. Ignjatović), slika 16.



Slika 15 Stambeno - poslovni objekat u Ulici Balkanska br. 2 u Beogradu



Slika 16 "Delta City" u bloku 67 na Novom Beogradu

RAZVOJ NAUČNO-ISTRAŽIVAČKE DELATNOSTI U OBLASTI BETONSKIH KONSTRUKCIJA U PERIODU 1910.-2010.

Naučni rad na Tehničkom fakultetu Univerziteta u Beogradu, u čijem sastavu se nalazio Građevinski odsek, bio je vrlo skroman i za ondašnja merila. Ni Zakon Srbije o Univerzitetu u Beogradu (1905.), ni Uredba o tehničkim fakultetima u Jugoslaviji (1935.) nisu ostvarile željeni cilj da se "više nauke" unese u nastavu, kako se ne bi školovali samo inženjeri-praktičari, nego i inženjeri koji će biti u stanju da, koristeći naučna dostignuća, rešavaju i složenije probleme iz struke.

Stvaranje odgovarajućeg potencijala za bavljenje naučno-istraživačkim radom na fakultetima, nastupilo je uvođenjem poslediplomske nastave za stepen magistra, u prvoj polovini 70-tih godina prošlog veka.

Nastava na poslediplomskim studijama na Građevinskom fakultetu, iz oblasti betonskih konstrukcija i oblasti teorije konstrukcija, započela je školske 1964/65. Uvođenje poslediplomske nastave bilo je višestruko korisno. Osim upoznavanja postdiplomaca sa savremenim razvojem izučavane oblasti, i nastavnici su obogaćivali svoja znanja i iskustva. Mnoge oblasti koje su prvih godina izučavane samo na poslediplomskoj nastavi vremenom su uvođene u dodiplomske studije, čime je znatno osavremenjena i osnovna nastava. U periodu od 1962. do 2010. godine na Građevinskom fakultetu u Beogradu, u užoj naučnoj oblasti betonske konstrukcije, naziv magistra tehničkih nauka stekla su 63 kandidata, a naziv doktora tehničkih nauka 31 kandidat. Sve magistarske teze i doktorske disertacije odbranjene na Građevinskom fakultetu u Beogradu, u ovoj oblasti, urađene su pod rukovodstvom nastavnika sa grupacije predmeta Betonske konstrukcije.

Početak organizovanijeg naučno-istraživačkog, posebno eksperimentalno-teorijskog istraživanja u oblasti betonskih konstrukcija vezuje se za ime Đorđa Lazarevića, koji je bio osnivač i prvi upravnik Zavoda za beton i betonske konstrukcije Građevinskog fakulteta u

Beogradu. U tome Zavodu je realizovan veći broj naučno-istraživačkih projekata. Deviza Đorđa Lazarevića je bila: "Do prave istine o ponašanju betonskih konstrukcija, u relevantnim graničnim stanjima, dolazi se eksperimentalnim istraživanjem na realnim betonskim elementima i/ili betonskim konstrukcijama".

Od tog doba, obavljena su mnoga eksperimentalno-teorijska istraživanja u oblasti betonskih konstrukcija na Građevinskom fakultetu u Beogradu. Eksperimentalna istraživanja koja su sprovedena u većini doktorskih disertacija, imala su, uglavnom, za cilj iznalaženje analitičkih modela za opisivanje nedovoljno ili uopšte nedefinisanih veza između napona i deformacija nekog aktuelnog problema. Pored toga, ova istraživanja su bila u funkciji provere valjanosti postojećih aktuelnih teorija koje su se međusobno mnogo razlikovale. Istraživački rad pretežno teorijskog karaktera bio je takođe razvijen i on je dao, kao i eksperimentalni, vredan naučni doprinos analizi ponašanja betonskih konstrukcija, posebno u oblasti graničnih stanja. Vršena su takođe i nerutinska ispitivanja armiranobetonskih i prethodno napregnutih nosača, čiji su rezultati omogućili da se u inženjersku praksu uvedu nova, ekonomsko i tehničko-tehnološki povoljnija rešenja.

Ovde ćemo napomenuti neke od problema iz teorije i prakse armiranog betona i armiranobetonskih konstrukcija koje su proučavali nastavnici i saradnici u svom naučno-istraživačkom radu:

- Ponašanje betona u oblasti granične ravnoteže (doktorska disertacija, M. Ivković),
- Prilog rešenju problema graničnih stanja zidnih nosača od armiranog betona (doktorska disertacija, M. Aćić),
- Granična nosivost lokalno opterećenih betonskih elemenata (eksperimentalno-teorijsko istraživanje, M. Ivković, M. Aćić),
- Sprezanje betona betonom (eksperimentalno-teorijsko istraživanje, M. Ivković, M. Aćić, Јb. Vlajić),
- Eksperimentalna i teorijska istraživanja ponašanja armiranobetonskih konstrukcija u graničnim stanjima, sa podtemama:

a) Vremenska raspodela uticaja pod dejstvom naponskog stinjavanja betona (Đ. Lazarević, M. Ivković, M. Aćić, Ž. Praščević),

b) Granična nosivost dvozglobnog okvira opterećenog razmicanjem oslonaca (Đ. Lazarević, M. Aćić),

c) Primena epoksi smola na restituciju deformisanih čvorova okvirne konstrukcije

(Đ. Lazarević, A. Božanović, M. Aćić),

- Analiza racionalnosti granične nosivosti betona (doktorska disertacija, Ž. Radosavljević),
- Prilog proučavanju termičkih napona i deformacija betonskih blokova (doktorska disertacija, A. Pakvor),
- Prilog određivanju uticaja tečenja i skupljanja u presecima armiranobetonskih nosača sa prslinama (doktorska disertacija, Ž. Perišić),
- Ponašanje tankozidnih štapova otvorenih profila od prednapregnutog betona pri ograničenoj torziji sa uticajima tečenja betona (doktorska disertacija, M. Muravljov),
- Uticaj termičke nekompatibilnosti komponenata betona na njegovu čvrstoću (doktorska disertacija, S. Venečanin),
- Prilog nelinearnoj analizi armiranobetonskih linijskih elemenata (doktorska disertacija, D. Bajić),
- Prilog određivanju graničnog stanja upotrebljivosti stubova opterećenih prinudnim deformacijama (doktorska disertacija, D. Najdanović),

- Eksperimentalna i teorijska istraživanja ponašanja armiranobetonskih i prethodno napregnutih krovnih dvopojasnih sistema konstrukcija (M. Ivković, M. Aćić, Ž. Perišić, A. Pakvor),
- Eksperimentalna i teorijska istraživanja ponašanja olakšanih armiranobetonskih ploča (M. Ivković, Ž. Perišić, M. Aćić, A. Pakvor, D. Ostojić),
- Kompjuterski podržan proračun armirano-betonskih zidova metodom naponskih polja (doktorska disertacija, R. Hajdin),
- Istraživanja mogućnosti agregata za beton na bazi recikliranja opeke i betona (teorijsko-eksperimentalno istraživanje, M. Muravljov, A. Pakvor, T. Kovačević),
- Granična nosivost pri probijanju montažnih prethodno napregnutih ploča u oblasti ivičnih stubova (doktorska disertacija, S. Marinković),
- Preraspodela uticaja kod naknadno kontinuiranih spregnutih armiranobetonskih nosača tokom vremena (doktorska disertacija, S. Mašović),
- Granična nosivost armiranobetonskih grednih nosača od betona sa recikliranim agregatom (teorijsko-eksperimentalno istraživanje, I. Ignjatović, S. Marinković).

Ovde prikazana delatnost samo je deo aktivnosti nastavnika i saradnika betonskih konstrukcija u oblasti naučno-istraživačkog rada. Uvidom u bibliografije nastavnika, može se konstatovati da je ta aktivnost, u pogledu publikovanja naučnih i stručnih radova, u poslednjih pet-šest decenija, bila vrlo bogata, raznovrsna i uspešna. Ona se nalazi stalno na uzlaznoj liniji i po kvalitetu, i po kvantitetu, a posebno po aktuelnosti rešavanih problema. Nastavnici su, svojim radom, dali značajan doprinos razvoju i unapređenju načno-istraživačke delatnosti u oblasti betonskih konstrukcija, kod nas i šire, u svetu.

LITERATURA

[1] *Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu 1948-1978*. Monografija, Beograd, 1980. Urednik prof. dr Milan Gojković.

[2] *Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu 1846-1996*. Monografija, Beograd, 1996, knjiga 1 i knjiga 2. Priređivač i urednik prof. dr Vojo Anđus.

[3] *Srpski tehnički list - STL* / organ Udruženja srpskih inženjera i arhitekata od 1890. do 1918. // Beograd.

[4] *Graditelji Beograda 1815-1914*. / Divna Đurić-Zamolo // Muzej grada Beograda, Beograd, 1981.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Aleksandar Bojović[1], Zlatko Marković[2], Antonio Mora[3], Jorrit Blom[4], Dimitrije Aleksić[5], Marko Pavlović[6], Milan Spremić[7], Novak Novaković8, Boško Janjušević[9]

GLAVNI PROJEKT NOVOG ŽELEZNIČKO-DRUMSKOG MOSTA U NOVOM SADU

Rezime

Novi Železničko-drumski most preko Dunava u Novom Sadu je sa dva železnička koloseka, dve drumske trake i dve pešačke staze. Most je oslonjen na pet stubova i sastoji se od četiri proste grede: spregnutih grednih konstrukcija (rasponi 27,0 i 48,0 m) i čeličnih lučnih konstrukcija (raspona 177,0 i 219,0 m), sistema lukova sa zategama i dijagonalnim vešaljkama. Kolovozna konstrukcija svih raspona je spregnuta čelik-beton. Širina mosta je 31,60 m.

Ključne reči: most, železnički most, lučni most, čelični most, spregnuti most.

DETAILED DESIGN OF THE NEW RAILWAY ROAD BRIDGE IN NOVI SAD

Summary

The new Railway-road bridge across the Danube River in Novi Sad bridge is consist of two railway tracks, two road lanes and two footpaths. The bridge is supported by five piers and consists of four simple beams: composite girders (spans 27,0 and 48,0 m) and steel arches with ties, with the hangers as network arrangement (spans 177,0 and 219,0 m). The deck structure of all spans is a composite steel-concrete structure. The bridge is 31,60 m wide.

Key words: bridge, railway bridge, arch bridge, steel bridge, composite bridge.

1 dipl.ing.građ., tehnički direktor, DEL ING, d.o.o., Beograd, Jastrebovljeva 25
2 Prof.Dr.dipl,ing.građ, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, Bulevar kralja Aleksandra 73
3 M.Sc.CE, Azvi S.A., Ogranak Beograd, Novi Sad, Temerinska 102
4 M.Sc.ME, Azvi S.A., Ogranak Beograd, Novi Sad, Temerinska 102
5 dipl.ing.građ., direktor, DEL ING, d.o.o., Beograd, Jastrebovljeva 25
6 dipl.ing.građ, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, Bulevar kralja Aleksandra 73
7 Mr, dipl.ing.građ, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, Bulevar kralja Aleksandra 73
8 dipl.ing.građ., projektant, DEL ING, d.o.o., Beograd, Jastrebovljeva 25
9 dipl.ing.građ., projektant, DEL ING, d.o.o., Beograd, Jastrebovljeva 25

1. UVOD

Novi Železničko-drumski most preko Dunava u Novom Sadu projektovan je na lokaciji zadatoj Projektnim zadacima za Glavni i Idejni projekt [6], Urbanističkim uslovima grada Novog Sada kao i prema Idejnom projektu [7], tj. na mestu starog mosta (1961-1999), *slika 1*.

Glavni projekt mosta urađen je na osnovu Ugovora investitora – Železnica Srbije i izvođača radova – italijansko-španskog konzorcijuma JV Azvi S.A., Taddei S.p.A., Horta Coslada S.A., kao i ugovora pomenutog konzorcijuma i podizvođača za projektovanje, (videti dalje t. 5).
Novi Železnički most preko Dunava u Novom Sadu nalazi se na lokaciji starog mosta, na trasi međunarodne magistralne pruge broj 2 Beograd - Stara Pazova – Inđija – Subotica - državna granica – Budimpešta.

Stari Drumsko-železnički most, videti [1] i [2], (zvaničnog naziva Most bratstva i jedinstva, a u građanstvu poznat kao Žeželjev most – prema projektantu Branku Žeželju, ili kao betonski most), projektovan 1956-1957, izveden 1957-1961. i srušen u ratnim dešavanjima 1999. Statički sistem mosta (*slika 1*) bio je sa dva luka uklještena u fundamente i sa ovešenom kolovoznom konstrukcijom.

Projektni zadatak [6], sastavljen od strane Železnica Srbije sadrži sledeće osnovne zahteve:

- lokacija mosta: Lokacija starog mosta, na trasi međunarodne magistralne pruge broj 2 Beograd - Stara Pazova – Inđija – Subotica - državna granica – Budimpešta,;
- saobraćaj na mostu (slika 3): 2 koloseka + 2 drumske trake + 2 pešačke staze;
- sistem konstrukcije: lučni, čelični; (ovo je bio i urbanistički uslov);
- brzine vozova: putnički – 160 km/h, teretni – 120 km/h;
- saobraćajnice: razmak koloseka = 4,20 m, drumske trake = 2 x (3,50+0,35) m;
- instalacije na mostu: dve vodovodne cevi 2 x Φ 610 mm, razni električni i telekomunikacioni kablovi, rasveta javna i dekorativna, saobraćajna signalizacija, sistem za odvodnjavanje;
- fundiranje: iskoristiti temelje starog mosta u meri koliko je to moguće;
- norme za projektovanje: vodeća norma Ri 804:2003 [9] i sa njom u vezi norme serije DIN-Fb 101 do 104:2009, tj. odgovarajuće Evropske norme EN 1990:2002, EN 1993-2:2006, EN 1994-2:2005 kao osnovne.

2. OPŠTE O PROJEKTOVANOM MOSTU

Železničko-drumski most preko Dunava u Novom Sadu potpuno je novi most (*slika 2*, *slika 4*), različit od starog (*slika 1*) po svim karakteristikama. Jedina sličnost je vizuelna, novi most je lučni, (mada različitog sistema lukova), prema zahtevu Urbanističkih uslova.

Osnovne karakteristike, (utvrđene prethodno u Idejnom projektu [7], videti literaturu [2] do [5]):

- niveleta koloseka: prema zadovoljenju uslova što kraćeg povezivanja sa postojećim kolosekom i obezbeđenjem plovnog profila ispod mosta;
- položaj stubova: centralni stub prema položaju temeljne stope starog mosta, ostali stubovi prema uslovima na obalama; razmaci stubova 1-2-3-4-5: 27,0 + 178,5 + 220,5 + 48,0 m;
- statički sistem - četiri nezavisne proste grede (*slika 2*): spregnute gredne konstrukcije (rasponi 27,0 i 48,0 m) i čelične lučne konstrukcije (raspona 177,0 i 219,0 m), sistema lukova sa zategama i dijagonalnim vešaljkama; (delimična izmena u odnosu na Idejni projekt gde su bile vertikalne vešaljke i dve nezavisne konstrukcije 27+177m i 219+48 m);
- osnovne dimenzije: ukupna dužina = 474,0 m; širina mosta = 31,600 m; osni razmak zatega = 23,500 m; visine lukova: H = 34,0 i 42,0 m, L/H = 5,21 kod oba luka.

3. KONSTRUKCIJA MOSTA

3.1 Opšti uslovi

Na izbore i odluke prilikom projektovanja mostovske konstrukcije još i Idejnom projektu [7], takođe i u Glavnom projektu [8], odlučujući uticaji su bili: elementi Projektnog zadatka [6], zahtevi normi EN i DION-Fb, zahtevi racionalne montaže i potreba postizanja optimalnih količina materijala konstrukcije.
Niveleta železničke pruge, a odatle i položaj konstrukcije mosta prilagođeni su plovnom profilu Dunava ispod mosta, tehničkim uslovima za projektovanje železničkih pruga i priključivanju železničke pruge postojećim kolosecima na obe obale. Niveleta pruge novog mosta na najvišem mestu je za oko 1,10 m viša od stare.
Debljina tucaničkog zatora je min 350 mm što je veće od zahteva Ril 804:2003 (300 mm).
Poprečni pad kolovozne ploče je 2,5% i 1,5% što odgovara uslovima odvodnjavanja puta i pruge.
Čelik konstrukcije je S355 i samo lokalno S460 (serija normi EN 10025), sa ograničenjima debljina prema uslovima Ril 804:2003 i DIN-Fachbericht 103:2009, tabela II-3.2B.
Boja konstrukcije i vešaljki je signalno bela (RAL 9003, BS ISO 4800:1998), utvrđena u Tenderskim dokumentima, (*slika 4*). Time je uticaj toplotnih delovanja na konstrukciju bitno smanjen.

3.2 Glavni noseći sistem – izbor rešenja

Podužno nepokretan oslonac na centralnom stubu: Konstrukcija mosta je sa podužno fiksnim osloncima u osama *3A* i *3B* (*slika 2*). Iizmeđu oslonaca konstrukcija u osi *3* (pomoćne ose *3A* i *3B*) je prelazna konstrukcija (*3A*-*3B* = 3,00 m). Razlog podele mosta jeste nastojanje da se uprosti montaža mosta, tj. da se izbegnu komplikovani radovi povezivanja masivnih konstrukcija lukova u osi *3*. Sam stub u osi *3*, zbog velikih dimenzija odatle i nosivosti postojećeg temelja, iskorišćen je za prijem svih podužnih sila od pokretanja i kočenja vozila, vetra i seizmike.

Veličine strela i preseka lukova: Veličine strela i preseka lukova *2-3* i *3-4* (neizmenjene u [8]) određene su iz varijantnih proračuna u [7] najkritičnijeg uslova projektovanja –

zadovoljenja uslova dopuštenih rotacija na osloncima u osi *3* kao jednog od kriterijuma upotrebljivosti. Pri tom se pokazalo da povećanje strele lukova ima zanemarljiv uticaj na smanjenje deformacija.

Promena sistema vešaljki datih Idejnim projektom: Uslov o zbiru uglovnih rotacija u osi *3* iz **DIN-Fachbericht 103:2009**, t. G.3.1.2.3, izražen kao $\theta_1+\theta_2(\text{LM71/Tr1} + T_{\text{M,pos,neg}}) \leq 0{,}0050$ rad, znatno je strožiji od istog uslova prema **DIN- Fachbericht 101:2003** prema kom je urađen Idejni projekt [7] kad je važilo $\theta_1+\theta_2$ (LM71/Tr1) $\leq 0{,}0050$ rad kao i $\theta(T_{\text{M,pos,neg}}) \leq 0{,}0050$ rad, (videti *sliku 3*). Uslov $\theta_1+\theta_2$ (LM71/Tr1 + $T_{\text{M,pos,neg}}$) $\leq 0{,}0050$ rad nije se mogao zadovoljiti racionalnim povećanjem dimenzija lukova i/ili zatega; (povećanje preseka zatega i inače nije bilo moguće); jedino rešenje je bila promena aranžmana vešaljki, tj. prelazak na sistem lukova sa dijagonalnim vešaljkama kod kojih su deformacije uopšte, pa i uglovne rotacije posebno, bitno manje od istih kod lukova sa vertikalnim vešaljkama. Rešenja sa lukovima sa dijagonalnim vešaljkama detaljno su analizovana sa ciljem postizanja: a) da sve vešaljke, pod svim kombinacijama opterećenja budu zategnute; b) da se cilj iz a) postigne minimalnim mogućim brojem vešaljki obzirom da povećanje broja vešaljki vodi komplikovanoj izradi i montaži, kao i ukupno većim troškovima izgradnje. Postizanje cilja a) nadalje nije bilo moguće sa kontinualnom zategom u osama *2* i *4*; jedino rešenje je bilo odvajanje delova konstrukcije *1-2* od *1-2-3* i *4-5* od *3-4-5*.
Na osnovu prethodnog došlo se do konačnog sistema sa odvojenim konstrukcijama *1-2*, *2-3*, *3-4*, *4-5* i brojem vešaljki na lukovima jednakim onom iz Idejnog projekta [7]; uslovi zbira uglovnih rotacija u osama *2*, *3* i *4* su zadovoljeni.
Opisana Izmena uslovljena je, dakle, isključivo izmenama tehničkih zahteva merodavnih normi u aktuelnom izdanju, u ovom slučaju DIN-Fachbericht 101:2009, gde je obaveza praćenja zahteva aktuelnih izdanja normi definisana u Tenderskim dokumentima koji su i deo Ugovora o građenju.

Kolovozna konstrukcija: Usvojena kolovozna konstrukcija u [7] i zadržana u [8] je spregnuta, čelično-betonska. Sprezanje je vertikalno – za poprečne nosače i horizontalno – bočno, za zatege. U odnosu na drugu varijantu – razmatranu u pripremi Idejnog projekta [7], kolovoznu konstrukciju kao čeličnu sa ortotropnom pločom, spregnuta kolovozna konstrukcija ima sledeće prednosti: 1) bitno nižu cenu izrade i montaže, 2) veću otpornost na zamor, 3) manju buku prilikom odvijanja saobraćaja, 4) bitno manju opasnost zaleđivanja drumskog kolovoza, 5) jednostavnije održavanje. Horizontalnim sprezanjem sa zategama povećana je krutost konstrukcije u horizontalnoj ravni.

4. PRORAČUN KONSTRUKCIJE

Proračun konstrukcije urađen je u potpunosti prema normama propisanim Projektnim zadatkom [7] i Tenderskim dokumentima. Pregled osnovnih postavki i najvažnijih rezultata proračuna dat je *tabelama 1 i 2*.
Ovde je potrebno je naglasiti da je ovo prvi železnički most (i drumski itovremeno) u Srbiji projektovan u potpunosti prema zahtevima savremenih Evropskih normi, (nemački DIN-Fb su sasvim u skladu sa EN). Ovo znači ogromnu razliku u odnosu na dosadašnju praksu projektovanja mostova u Srbiji, gde su osim železničkih opterećenja (LM71 i SW/2) i proračuna napona, svi ostali proračuni graničnih stanja i zamora novi i nedefinisani u domaćoj tehničkoj regulativi.

Tabela 1: Pregled osnovnih postavki i pojedinosti proračuna konstrukcije.

Tema	*Opis*
Modeli konstrukcija *Slika 5*	**Gredni mostovi *1-2A* i *4B-5***: ▪ FE-model mosta u celini; ▪ model od štapova i sa karakteristikama čeličnih i spregnutih preseka kao pomoćni i kontrolni model. **Lučni mostovi *2-3A* i *3B-4***: ▪ model od štapova čeličnog dela konstrukcije: lukova, zatega, vešaljki, greda koje povezuju lukove, poprečnih nosača; betonska ploča u obliku FE; ▪ karakteristike betonske ploče, odnosno modula elastičnosti betona – prema vrsti opterećenja; ▪ u celini sa stubovima za proračun seizmičkih sila; ▪ bez stubova za sve ostale proračune. **Detalji konstrukcija lučnih mostova *2-3A* i *3B-4***: ▪ FE-model dela zatege sa ankernom konstrukcijom vešaljke; ▪ FE-model dela luka sa ankernom konstrukcijom vešaljke; ▪ FE-model veze luk / zatega / oslonački poprečni nosač; ▪ FE-model horizontalnih oslonaca mosta u na stubovima u osama *2*, *3* i *4*.
Opterećenja	**Težine**: ▪ $G_{1,a,k}$ = čelična konstrukcija, prema dimenzijama preseka usklađenim sa crtežima; ▪ $G_{1,c,k}$ = betonska ploča = 181 i 232 kN/m, (za debljine od 300 i 400 mm); ▪ $G_{2,k}$ = stalni teret = 223 kN/m. **Saobraćajna drumska opterećenja**, (po EN 1991-2:2003 i DIN-Fb 101:2009): ▪ LM1, LM4; ▪ LM3 za proračun zamora; ▪ Q_{lk} sile kočenja za LM1. **Železnička saobraćajna opterećenja**, (po EN 1991-2:2003, DIN-Fb 101:2009 i Ril 804:2003): ▪ LM71, SW/2; ▪ vozovi Tip 2 i Tip 5 za dinamički proračun; ▪ LM71/jedan kolosek za proračun zamora; ▪ Q_{lbk} sile pokretanja i kočenja za LM71 i SW/2. **Vetar**: prema lokalnim podacima Republičkog hidrometeorološkog zavoda kao i po EN 1991-2:2003 i DIN-Fb 101:2009: ▪ $v_{b,0}$ = 20,8 m/s. **Toplotna delovanja**, (po EN 1991-2:2003 i DIN-Fb 101:2009): ▪ na osnovu $T_{Air,min}$ = -24°C, $T_{Air,max}$ = +37°C; ▪ dodatna konstantna komponenta temperature za lukove, zatege i vešaljke (kablove) $\Delta T_{N,Arch} = \Delta T_{N,Tie} = \pm 15\ ^{o}C$, $\Delta T_{N,Cable} = \pm 10\ ^{o}C$; ▪ dodatna konstantna komponenta temperature za ležišta i dilatacione sprave $\Delta T_{N,Bear.} = \pm 20\ ^{o}C$.

	Seizmičke sile: lokalni podaci prema Seizmičkom izveštaju i po EN 1998-2:2005+A1:2009: ▪ sa karakteristikama opruga tla u sva tri ortogonalna pravca iz Glavnog projekta stubova i fundiranja; ▪ sa krutostima opruga 0,5K i 2,0K; ▪ metodom multimodalne analize; ▪ metodom istorije opterećenja (time history). **Kombinacije opterećenja**: ▪ ULS (granično stanje nosivosti) po EN 1991-2:2003 i DIN-Fb 101:2009, gde je vodeće promenljivo opterećenje železničko saobraćajno ili drumsko saobraćajno opterećenje, vetar ili delovanje toplote; ▪ SLS (granično stanje upotrebljivosti): po EN 1991-2:2003 i DIN-Fb 101:2009, za svaki razmatrani deo konstrukcije.
Opšti metod proračuna	Metod elastično – elastično: ▪ za čelične preseke; ▪ za spregnute preseke.
Preseci konstrukcije	Preseci za proračun sila i deformacija: ▪ grede, zatege: kod svake poprečne dijafragme, (na 3,00 m razmaka); ▪ lukovi: kod svake poprečne dijafragme, (na oko 3,00 m razmaka); ▪ svi preseci posebno i za levu stranu mosta, i za desnu stranu mosta.
Statički proračun	**Proračun sila i deformacija**: ▪ za svako pojedinačno opterećenje sa odgovarajućom karakterističnom vrednošću; ▪ za svaku od ULS-kombinacija; ▪ za svaku od SLS-kombinacija. **Koeficijenti železničkih opterećenja**: ▪ $\alpha = 1{,}00$ prema zahtevu Projektnog zadatka [6]; ▪ dinamički koeficijent Φ za svaki razmatrani deo konstrukcije, (lukove, zatege, vešaljke, poprečne nosače). **Proračun nadvišenja**: ▪ za opterećenja: $G + 0{,}25Q$, Q = LM71/jedan kolosek + LM1. **Seizmički proračun**: ▪ za opterećenja: $G + 0{,}20$LM1 $+ 0{,}30$LM71/jedan kolosek. **Lokalna stabilnost – izbočavanje**: ▪ metoda redukovanog napona. **Globalna stabilnost lukova**: ▪ po teoriji II reda; ▪ po opštoj metodi.
Dinamički proračun	**Opterećenja**: ▪ vozovi Tipa 2 i 5 prema zahtevu Projektnog zadatka [6]; **Dinamički proračun**: ▪ sila, deformacija, dinamičkog koeficijenta; ▪ oscilacija konstrukcija – tonova i frekvencija; ▪ vertikalnih ubrzanja konstrukcije.
	Sigurnost saobraćaja: ▪ Pomeranja kolovozne konstrukcije iza ležišta; ▪ Ekstremne uglovne rotacije na ležištima; ▪ Uvrtanje kolovoza;

SLS-proračuni za sigurnost saobraćaja i udobnost korisnika	▪ Horizontalni ugib; ▪ Horizontalne rotacije kolovozne konstrukcije; ▪ Ograničenja frekvencije prvog tona bočnih oscilacija [1)]. [1)] Prema Ril 804:2003, M.804.4101, t. 2.7, dokaz nije potreban, (potreban je jedino za jednokolosečne železničke mostove). **Udobnost korisnika**: ▪ Vertikalna ubrzanja kolovozne konstrukcije; ▪ Vertikalni ugib kolovozne konstrukcije.
Aerodina-mički efekti	**Aerodinamički efekti i aeroelastična stabilnost**: ▪ kolovozne konstrukcije kao ploče; ▪ kablova vešaljki.

Tabela 2: Pregled najvažnijih rezultata proračuna konstrukcije.

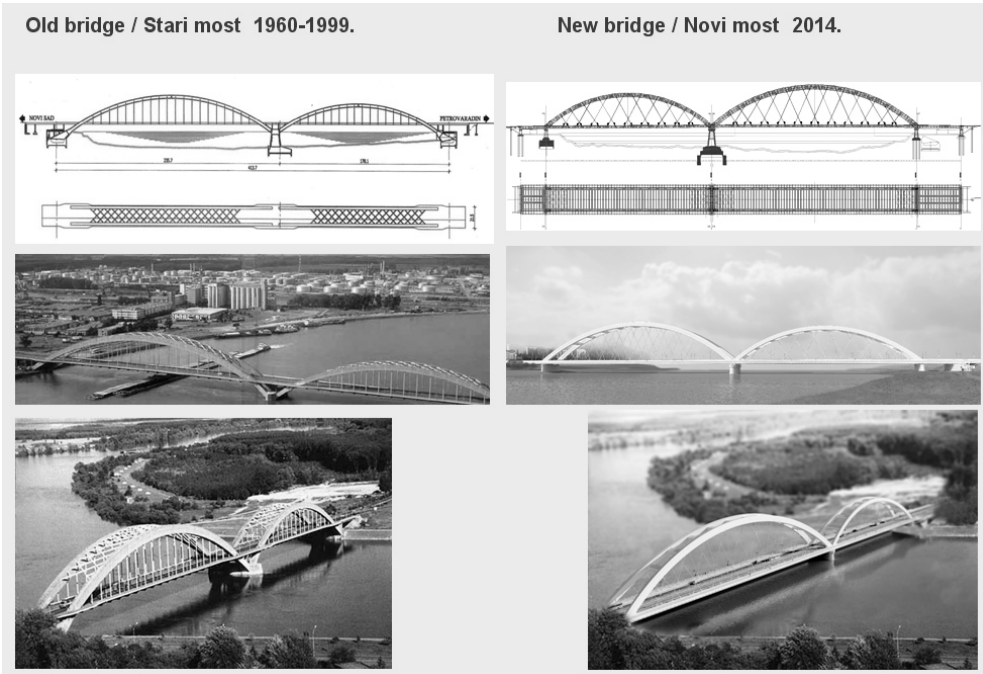
Kontrola	*Result / Rezultat*
Granična stanja nosivosti (ULS)	**Otpornost preseka**: Mnogobrojni dokazi svih delova konstrukcije: $\sigma_{Ed} \leq \sigma_{Rd}$. **Izbočavanje delova preseka lukova** (metodom redukovanih napona): Vertikalni limovi: max $[\sigma_{x,Ed}/(\rho_x f_y/\gamma_{M1})]^2 + 3[\tau_{Ed}/(\chi_v f_y/\gamma_{M1})]^2 = 0{,}80 < 1$ Flanges / Flanše: max $[\sigma_{x,Ed}/(\rho_x f_y/\gamma_{M1})]^2 + 3[\tau_{Ed}/(\chi_v f_y/\gamma_{M1})]^2 = 0{,}70 < 1$ **Izbočavanje uzrokovano izvijanjem pojasa**: $(h_w/t_w)/[k_E/f_{y,f}\,(A_w/A_{fc})0{,}5] \leq 0{,}52 < 1$ **Vešaljke**: $F_{ed}/F_{rd} \leq 0{,}98 < 1$

Granična stanja upotrebljivosti (SLS)	**Vertikalno ubrzanje kolovozne konstrukcije**,
	(voz tipa 5) i komfor korisnika,
	potrebno $b_v \leq 1{,}3$ m/s^2 :
	most *1-2A*: $b_v \leq 1{,}0$ m/s^2 ; good / dobar;
	most *2-3A*: $b_v \leq 1{,}3$ m/s^2 ; good / dobar;
	most *3B-4*: $b_v \leq 0{,}8$ m/s^2 ; very good / vrlo dobar;
	most *4B-5*: $b_v \leq 1{,}0$ m/s^2 ; good / dobar.
	Vertikalni ugib kolovozne konstrukcije,
	potrebno $\delta_Z \leq$ L/800:
	most *1-2A*(M): δ_Z(LM71/Tr2) ≤ 5 mm = L/5060;
	most most *2-3A*(R): δ_Z(LM71/Tr2) ≤ 53 mm = L/3345;
	most most *3B-4*(R): δ_Z(LM71/Tr2) ≤ 65 mm = L/3388;
	most most *4B-5*(R): δ_Z(LM71/Tr2) ≤ 11 mm = L/4118.
	Pomeranja kolovozne konstrukcije iza ležišta,
	potrebno $\delta \leq 9$ mm:
	osa *2*: $\delta = 3$ mm < 9 mm;
	osa *3*: $\delta = 4$ mm < 9 mm;
	osa *4*: $\delta = 4$ mm < 9 mm.

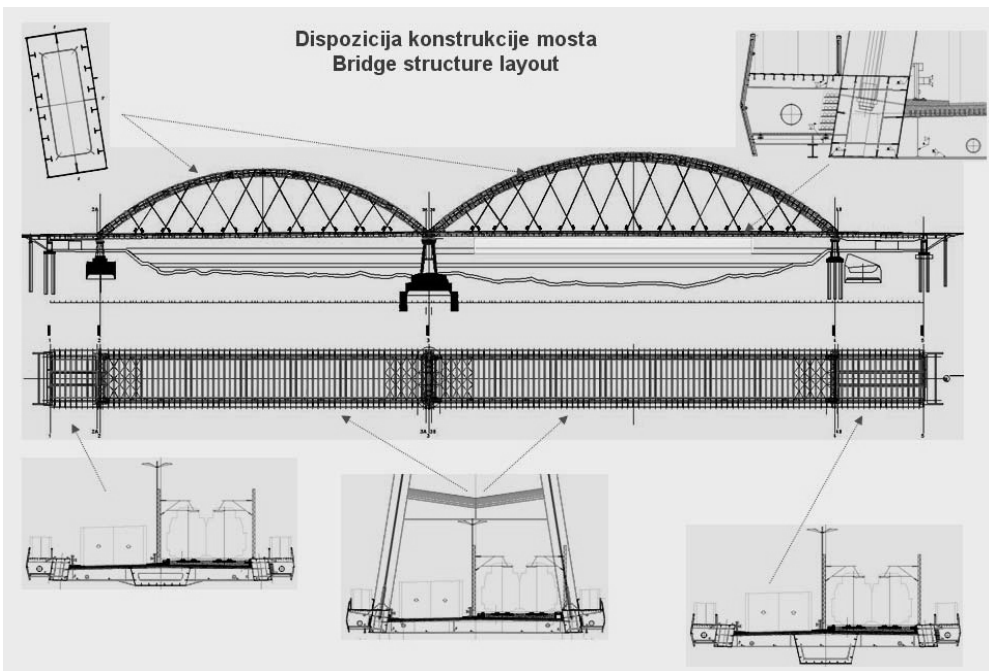
Slika 3	**Ekstremne uglovne rotacije na ležištima**,
	potrebno $\theta_1+\theta_2$ (LM71/1 track+ΔT_M) ≤ 5 mrad:
	osa *2*: $\theta_1+\theta_2$ = 2,3 mrad < 5,0 mrad;
	osa *3*: $\theta_1+\theta_2$ = 3,7 mrad < 5,0 mrad;
	osa *4*: $\theta_1+\theta_2$ = 3,1 mrad < 5,0 mrad.
	Uvrtanje kolovoza:
	Sve konstrukcije: t < 1 mm/3m < 3 mm/3m.
	Horizontalni ugibi i rotacije oko vertikalne ose:
	Sve konstrukcije: zanemarljivo male vrednosti.

Dinamički proračun	**Frekvencije 1. tona vertikalnih oscilacija**:
	most *1-2A*: $n_{1,V}$ = 4,44 Hz < $n_{0,max}$ = 8,45 Hz [1];
	most *2-3A*: $n_{1,V}$ = 1,16 Hz < $n_{0,min}$ = 1,66 Hz;
	most *3B-4*: $n_{1,V}$ = 1,16 Hz < $n_{0,min}$ = 1,66 Hz;
	most *4B-5*: $n_{1,V}$ = 2,39 Hz < $n_{0,min}$ = 2,43 Hz.
	[1] Dinamički proračun nije potreban.
	Sve konstrukcije:
	$N,V,M(\Phi LM71) > N,V,M[(1+\varphi'+\varphi'')RT]$.

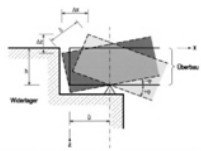
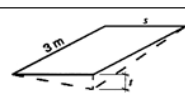
Globalna stabilnost lukova	**Izvijanje lukova izvan ravni lukova**. Teorija II reda / Opšti metod: most *2-3A*: $\alpha_{ult,k}$ = 1,15 / 1,03 > 1 ; most *3B-4*: $\alpha_{ult,k}$ = 1,12 / 1,01 > 1 .
Zamor	Zamor čeličnih konstrukcija, potrebno $[(\gamma_{Ff}\,\Delta\sigma_{E,2})_{Railway}+(\gamma_{Ff}\,\Delta\sigma_{E,2})_{Road}]/(\Delta\sigma_C/\gamma_{Mf}) \le 1$: **Lukovi**: $[(\gamma_{Ff}\,\Delta\sigma_{E,2})_{Railway}+(\gamma_{Ff}\,\Delta\sigma_{E,2})_{Road}]/(\Delta\sigma_C/\gamma_{Mf}) \le 0{,}36$ **Zatege**: $[(\gamma_{Ff}\,\Delta\sigma_{E,2})_{Railway}+(\gamma_{Ff}\,\Delta\sigma_{E,2})_{Road}]/(\Delta\sigma_C/\gamma_{Mf}) \le 0{,}39$ **Vešaljke** (kablovi): $[(\gamma_{Ff}\,\Delta\sigma_{E,2})_{Railway}+(\gamma_{Ff}\,\Delta\sigma_{E,2})_{Road}]/(\Delta\sigma_C) \le 0{,}68$
Aerodinamički efekti	Prema BD 49/01 [1]: **Greda** (zatege+kolovozna konstrukcija): Aerodinamička osetljivost: maxP_b = 0,02 < 1 OK Odvajanje vrtloga: min(V_{cr}/V_{vs}) = 1,15 > 1 (OK); Flater: min($v_{crit,i}/v_m$) = 14,32 > 1 (OK); Turbulencija: max P_T = 0,10 < 1 (OK). **Vešaljke** (kablovi): Odvajanje vrtloga: min($v_{crit,i}/v_m$) = 1,20 ≈ 1,25 OK Galopiranje: v_{CG}/v_m = 2,69 > 1,25 OK: Scruton-ov broj: Sc > 10 → → Vibracije izazvane kišom i vetrom: OK. [1] BD 49/01 Design Manual for Roads and Bridges. The Highway Agency, Scottish Executive Development Department, The National Assembly for Wales. The Department for Regional Development. Crown Copyright 2001.
	Oznake: RT = Vozovi tipa 2 i tipa 5 (EN 1991-2:2003 i DIN-Fb 101:2009) Tr = Kolosek



Slika 1: Stari i novi Železničko-drumski most preko Dunava u Novom Sadu.



Slika 2: Dispozicija i preseci mosta.

	SLS-requirement *SLS-uslov*	*Bridge / Most 2-3A*	*Bridge / Most 3B-4*
(3-3)	**Unrestrained uplift at the bearings** **Nekontrolisano odizanje ležišta**	All vertical reaction forces > 0 Sve vertikalne reakcije oslonaca > 0 s. Ch. 5. OK	OK
	Movemnts of the end of the deck beyond bearings **Pomeranja kolovozne konstrukcije iza ležišta**  s. **Ri 804:2003**, M.804.3101, Ch. 2(2), Table 2.	s. Ch. 6.9. *2A-2* *3A-3B* *4-4B* max δ = 2,8 3,8 3,9 mm δ_{lim} = 9 9 9 mm δ/δ_{lim} = ***0,31*** ***0,42*** ***0,43*** **OK** **OK** **OK**	
(3-4)	**Extreme angular rotations at bearings** **Ekstremne uglovne rotacije na ležištima** 	s. Ch. 5.2.9. *2A-2* *3A-3B* *4-4B* max $(\theta_{Y1}+\theta_{Y2})$ = 2,3 3,7 3,1 mrad lim $(\theta_{Y1}+\theta_{Y2})$ = 5,0 5,0 5,0 mrad ***0,45*** ***0,75*** ***0,62*** **OK** **OK** **OK**	
(3-5)	**Twist of the deck** **Uvrtanje kolovoza** 	Twist value / Mera uvrtanja: t < 1 mm/3 m Limit twist value for V = 160 km/h: t_{lim} = 3,0 mm/3 m OK	

Slika 3: Izvod iz [8] – Rezime nekih od SLS-kontrola mostova 2-3 i 3-4.



Slika 4: Izvod iz [8] – Novi Železničko-drumski most u Novom Sadu – 3D-vizuelizacije.

5. GLAVNI PROJEKT I IZGRADNJA MOSTA

Objekat	**Železničko-drumski most preko Dunava u Novom Sadu**.
Investitor	JP "Železnice Srbije", Beograd
Finansiranje	Delegacija Evropske komisije za Republiku Srbiju Autonomna pokrajina Vojvodina Grad Novi Sad
Generalni izvođač	JV **Azvi** S.A., **Taddei** S.p.A., **Horta Coslada** S.L. www.azvi.es, www.gruppoedimo.it/taddei Direktor projekta: **Antonio Mora**, M.Sc.CE Zamenik direktora projekta: **Luciano Casasola**, M.Sc.CE Koordinator projektovanja: **Jorrit Blom**, M.Sc.ME
Podizvođači za projektovanje	Glavni projekt konstrukcije mosta: **DEL ING** d.o.o., Beograd. www.deling.rs Odgovorni projektant konstrukcije mosta: **Aleksandar Bojović**, dipl.ing.građ. Projektanti konstrukcije mosta: Prof.Dr. **Zlatko Marković**, dipl.ing.građ. **Dimitrije Aleksić**, dipl.ing.građ. Projektanti: **Marko Pavlović**, dipl.ing.građ., Mr. **Milan Spremić**, dipl.ing.građ., **Novak Novaković**, dipl.ing.građ., **Uroš Kostić**, dipl.ing.građ., **Boško Janjušević**, dipl.ing.građ.. Konsultant za arhitekturu i izrada 3D-vizuelizacija: **Petar Bojović**, M.Sc.Arch.
	Glavni projekt fundiranja i stubova: **ENCODE** d.o.o., Beograd Odgovorni projektant fundiranja i stubova: **Damir Peco**, dipl.ing.građ. Projektanti fundiranja i stubova: **Ivan Bojović**, dipl.ing.građ., **Stevan Šijan**, dipl.ing.građ..
Tehnička kontrola	Tehnička kontrola Glavnog projekta u celini: Institut „Kirilo Savić“ a.d., Beograd www.iks.rs
Inženjer	JV **DB International**, **Egis International**. www.db-international.de, www.egis-group.com Rukovodilac tima Inženjera: **Dragi Marjanović**, dipl.ing.građ. Glavni inženjer kontrole tehničke dokumentacije: **Goran Tadić**, dipl.ing.građ. Odgovorni nadzorni organ: **Stanislav Kolundžija**, dipl.ing.građ.

6. LITERATURA

[1] Zeželj,B.: **Most preko Dunava u Novom Sadu**. (The Bridge across the Danube in Novi Sad).
"Naše građevinarstvo" broj/No 5/1962, str/pages. 97-106.
Monografija "Železničko drumski most preko Dunava u Novom Sadu".
Memoir "Railway-road Bridge across Danube in Novi Sad".
Izdavačko-štamparsko preduzeće Jugoslovenskih železnica, Subotica, 1961.

[2] Petrangeli,M.P, Bojovic,A., Maglia,E.: **La ricontstruzione del ponte Zezelj sul Danubio**. (The reconstruction of the Zezelj Bridge over the Danube)
Strade&Autostrade No 82 – anno XIV, No 4 (luglio/agosto 2010), p. 86-89.

[3] Bojović,A., Njagulj,V.: **Idejni projekt Železničko-drumskog mosta preko Dunava u Novom Sadu**.
(The Preliminary design of the Railway road bridge across the Danube in Novi Sad)
13. kongres DGKS - 2010. Zbornik radova, str. 87-98.
Zlatibor – Čigota, 22-24. septembar 2010.

[4] Petrangeli,M.P., Bojovic,A., Njagulj,V.: **New Railway Road Bridge across the Danube in Novi Sad. Preliminary Design**.
7th Inernational Conference on Bridges across the Danube 2010:
Bridges in the Danube Bassin, October 14-15: Sofia, Bulgaria.
Procedings, p. 247-260.

[5] Bojović,A., Njagulj,V.: **Idejni projekt Železničko-drumskog mosta preko Dunava u Novom Sadu**.
(The Preliminary design of the Railway road bridge across the Danube in Novi Sad)
Međunarodni naučno-stručni skup „Istraživanja, projekti i realizacije u graditeljstvu".
Urednici Zoran Popović i Goran Petrović.
Zbornik radova, str. 49-54.
Institut IMS, Beograd, oktobar 2010.

[6] **Projektni zadatak za izradu Idejnog projekta i Tenderske dokumentacije za izgradnju Železničko-drumskog mosta preko Dunava u Novom Sadu**.
JP "Železnice Srbije", Sektor za strategiju i razvoj, Beograd.
Beograd, broj 102/09-1183, 14.05.2009.
Terms of Reference for Preliminary Design and Tender Documents for construction of the Railway-road Bridge across the Danube in Novi Sad.
Public Enterprise Serbian Railways, Sector for strategic and development, Belgrade.

[7] Železničko-drumski most preko Dunava u Novom Sadu.
Railway road Bridge across the Danube in Novi Sad.
Knjiga 3.4: **Idejni projekt konstrukcije mosta** / Book 3.4: Preliminary Design of the Bridge Structure.
Italferr, IRD Engineering, Institut CIP.
Beograd, 13.10.2009.

[8] Železničko-drumski most preko Dunava u Novom Sadu.
Railway road Bridge across the Danube in Novi Sad.
Knjiga 4: **Glavni projekt konstrukcije mosta** / Book 4: Detailed Design of the Bridge Structure. DEL ING d.o.o., Beograd.
Beograd, 30.11.2011.

[9] **Ril 804:2003**
DB Richtlinie 804: Eisenbahnbruecken (und sonstige Ingenieurbauwerke).
Planen, Bauen und Instand halten.

SAOPŠTENJA

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Miroslav BEŠEVIĆ[1], Milan GAJIĆ[2],

SANACIJA KONSTRUKCIJE OBJEKTA U CRNOTRAVSKOJ ULICI BR. 27 U BEOGRADU

Rezime:
U radu je prikazana sanacija armiranobetonske konstrukcije objekta, usled uklanjanja tri centralna armiranobetonska stuba. Ovo uklanjanje je bilo neophodno kako bi se povećala korisna površina dela objekta uz centalno stepenište-liftovsko okno. Neophodno je bilo uklanjanje stubova od prizemlja do potkrovlja dva (4 nivoa). Da bi se uklonili–porušili noseći armiranobetonski stubovi bilo je potrebno uraditi kontrolni statički proračun postojeće konstrukcije, a potom i statički proračun sanirane konstrukcije uz predhodno obavljene radove na utvrđivanju trenutnog stanja u kom je konstrukcija. Način i mere sanacije su dodatno bile ograničene izvedenim termotehničkim i elektro-radovima. Sanacija postojeće konstrukcije je sprovedena primenom čeličnih zatega i krutih razupirača, na tri nivoa i ojačanjem konzole na potkrovlju primenom obraznog nosača spojenog epoksidnim premazom i fiksiranim zavrtnjima.

Ključne reči: *sanacija, ispitivanje materijala, statički proračun, betonski stubovi, rušenja, ugibi.*

STRUCTURAL REPAIR OF BUSINESS BUILDING, CRNOTRAVSKA STREET NO. 27 IN BELGRADE

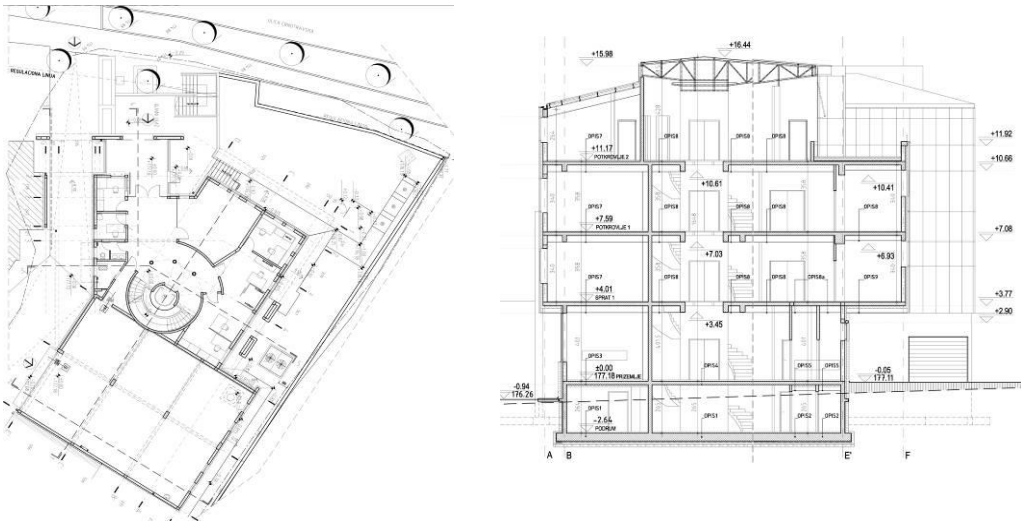
Summary:
This paper describes the reconstruction of reinforced concrete structure, because of the removal of three central columns. This removal was necessary in order to increase the usable surface area of the central hall in the part where is concentration of people rise due to stairs and lift entrance on small distance. It was necessary to remove the columns from the ground floor to the attic two (4 levels). In order to remove bearing reinforced-concrete columns, it was necessary to do control structural analysis of current structures and determination of current condition. Reconstruction was additionally complicated with installed electrical and thermo-technical installations. Restoration is carried by steel tie rod and solid pressed element on three levels and reinforcement of cantilever with sidewise beams using epoxy coating and screws on fourth level. Before the start of rehabilitation was carried out geodetic measurements of existing structures, accompanied by a defining a state after repair.

Keywords: repair, material testing, static calculations, concrete columns, demolition, deflections.

[1]Profesor dr. Miroslav BEŠEVIĆ, dipl.građ.inž., Građevinski fakultet Subotica, Kozaračka 2a
[2]Milan GAJIĆ, dipl.građ.inž., AMG-Structure, Beograd,

1. UVOD

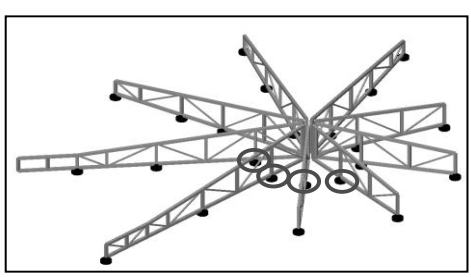
Postojeći objekat je izveden 2004.godine i nalazi se u Crnotravskoj ulici broj 27, u Beogradu. Objekat je razuđenog oblika spoljašnjih dimenzija cca 22,50 x 23,70 m, visine slemena h=16,44 m, ukupne korisne površine oko 2.500 m². Objekat sadrži suteren, prizemlje, prvi sprat, potkrovlje 1 i potkrovlje 2. Na slici br. 1 prikazana je osnova objekta i poprečni presek.

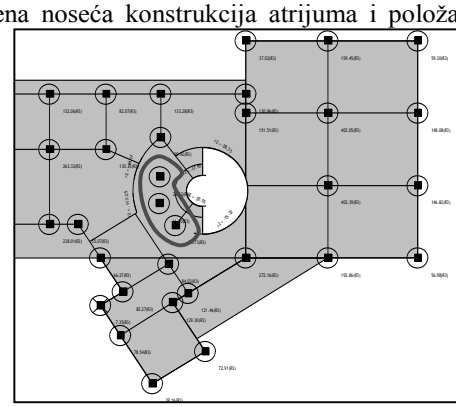


Slika 1. Osnova tipske tavanice sa presekom

1.1. KONSTRUKCIJA POSTOJEĆEG OBJEKTA

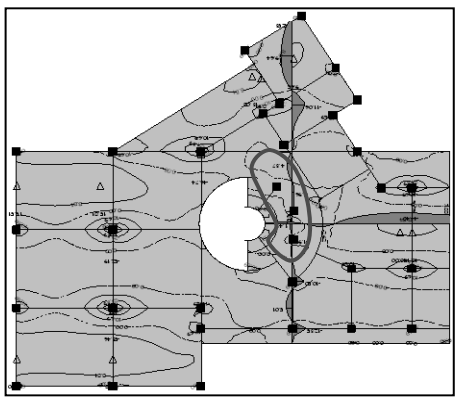
Postojeća noseća konstrukcija objekta je u vidu armiranobetonskih zidova i stubova (kvadratnog, odnosno pravougaonog preseka) i međuspratnih armiranobetonskih monolitnih tavanica i greda. U centralnom delu objekta izvedena je u krovnoj ravni čelična rešetkasta konstrukcija atrijuma-svetlarnika. Stepenište je izvedeno kao kolenasta ploče, neposredno uz liftovsko okno. Na slici br.2 prikazana je izvedena noseća konstrukcija atrijuma i položaji oslonaca međuspratne konstrukcije.





Slika 2. Izvedena krovna konstruikcija atrijuma i oslonci izvedene međuspratne konstrukcije

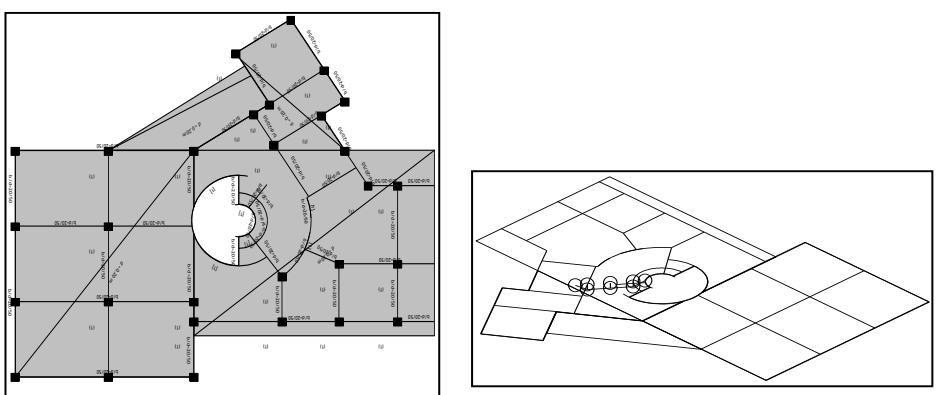
Objekat je projektovan za potrebe banke sa šalter salom u nivou prizemlja, a na spratovima su bile predviđene kancelarije za rad zaposlenih. Centralni hol je bio projektovan i izveden sa tri noseća centralna stuba koji su se nalazili uz liftovsko okno. Ovi stubovi su znatno smanjivali korisni centralni prostor, pa se novim projektnim zadatkom tražilo njihovo uklanjanje-rušenje (sl.3). Da bi se donela odluka o rušenju stubova pristupilo se prvo analizi uticaja za postojeće stanje, kako međuspratne tavanice tako i veličine sila u postojećim stubovima. Zatim je izvršeno ispitivanje kvaliteta betona-MB i količine ugrađene armature, koje je upoređeno sa atestima materijala prilikom izvođenja. Na slici br.3 prikazani su uticaji momenata savijanja za jedan pravac u međuspratnoj tavanici izvedene konstrukcije.



Slika 3. Uticaji momenata savijanja za jedan pravac izvedene konstrukcija

1.2. PRORAČUN KONSTRUKCIJE SANIRANANOG OBJEKTA

Proračun konstrukcije objekta izveden je za saniranu konstrukciju, tj. konstrukciju bez tri unutrašnja stuba (sl.4a i 43b). Sanirana međuspratna konstrukcija je kontrolisana za opterećenja koja daju merodavne uticaje za dimemzionisanje primenom programskog paketa Tawer. Analizirani su svi merodavni uticaji i kontrolisana količina ugrađene armature sa računskom armaturom sanirane konstrukcije. Na slici 4a. je prikazana osnova sa osloncima sanirane međuspratne konstrukcije, a na sl. 4.b prikazana je šematski međuspratna konstrukcija sa elementima za sanaciju.



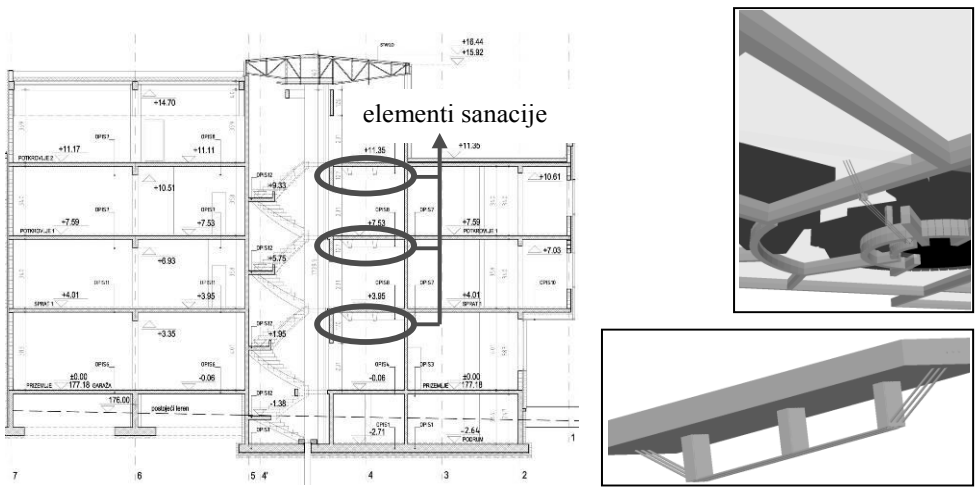
(a) (b)

Slika 4 Uticaji momenata savijanja u međuspratnoj tavanici

2. MERE SANACIJE KONSTRUKCIJE OBJEKTA

2.1. Sanacija međuspratne konstrukcije prvog sprata, potkrovlja 1 i potkrovlja 2

Primenjene mere sanacije uglavnom su se zasnivale na metodi uvođenja novog konstruktivnog elementa u vidu zatega i pritisnutih stubića-razupirača. Postavljen je i ugrađen po jedan takav elemenat na tri nivoa u svemu kako je to prikazano slikim br.5. Položaj i mesto postavljanja sanacionog konstruktivnog elementa je usvojen tako da prihvati međuspratnu tavanicu, čime se dobijaju slični uticaji. Usvojeni sanacioni elementi su omogućili da statički uticaji u međuspratnoj tavanici budu slični sa uticajima iz prvobitnog projekta.



Slika 5. Sanacioni element imeđuspratne konstrukcije

Mere sanacije su sprovedene u više faza. Prvo je izvedeno podupiranje svih međuspratnih tavanica od prizemlja do krovne konstrukcije. Zatim je izvršeno obeležavanje svih mesta koja se ruše-probija ploča za postavljanje oslonaca-krajeva zatega sa anker pločicama. U drugoj fazi pristupilo su rušenju armiranobetonskih stubova i otvaranje otvora u ploči.



Slika 6. Demontaža-rušenje postojećih stubova centralnog dela atrijuma

Po završetku radova na rušenju i probijanju otvora u ploči, pristupilo se montaži prvo vertikalnih razupirača-stubića, zatim su montirane zatege, dok su na kraju montirani oslonački elementi. Svi otvori u zoni ankerovanja zatega su naliveni specijalnim materijalpm-eksmalom.



Slika 7. Probijanje-rušenje međuspratne tavanice na oslonačkim mestima zatega

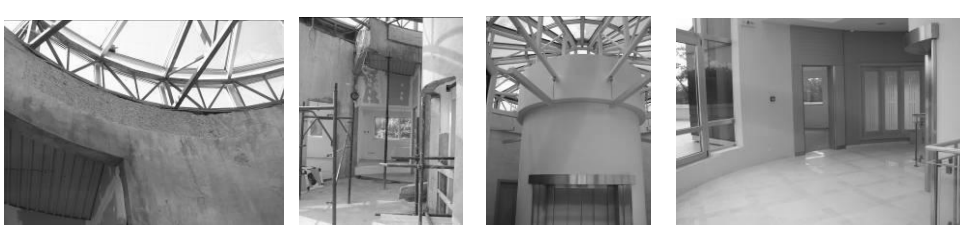


Slika 8. Montaža zatega i razupirača

Unošenje sila u zatege je izvršeno po dostizanju projektovane MB, korišćenjem hidraulične prese.

2.2. Sanacija oslonačke konstrukcije za krovnu čeličnu rešetku

Na potkrovlju 2 se osim rušenja tri centralna stuba mora porušiti i stub na koji se oslanjala konzolna greda upravno na betonski deo liftovskog zida, neposredno ispod krovne čelične konstrukcije (sl.9a, 9b). Rušenjem-demontažom ovog stuba, betonski deo ispod krovne konstrukcije postaje konzola. Kontrolim statičkim proračunom je dokazano da postojeća armatura ne zadovoljava statičke uticaje. Sanacijom je predviđeno ojačanje primenom obraznih čeličnih limova i poklopne ploče. Prvo je izvršeno uklanjanje oštećenog sloja betona, otprašivanje i ispiranje vodom (sl.9a). Veza vertikalnih-obraznih nosača je ostvarena lepljenjem epoksidom i fiksiranje zavrtnjima a poklopna čelična ploča je zavarena ugaonim šavovima(sl. 9b). Kontrolnim statičkim proračunom je obuhvačena i čelična rešetkasta konstrukcija atrijuma bez porušena tri stuba.



a) b) c) d)

Slika 9. sanacija krovne konstrukcije i izgled posle uklanjanja stubova

U osnovnom proračunu stubovi su računati kao oslonci. Analizom uticaja bez stubova je utvrđeno da nije potrebna sanacija rešetkaste čelične konstrukcije iz razloga male iskorišćenosi napona u pojasnim i štapovima ispune. Po završetku sanacionih radova pristupilo se izradi završnih enterijerskih radova.



Slika10. Izgled centralnog atrijumskog dela bez stubova (prizemlja, sprata i potkrovlja 1)

3. ZAKLJUČCI

Promena namene objekata ili korisnika, vrlo često ima za potrebu uklanjanja nekog konstruktivnog elementa, odnosno sanaciju dela konstrukcije. Da bi ovo bilo moguće potrebno je detaljno ispitati ugrađene materijale, poznavati statički proračun izvedene konstrukcije, kako bi se donela odluka o mogućoj sanacije konstrukcije. Sanacione radove mora izvesti specijalizovana radna organizacija. U ovom radu je prikazan kratak opis sanacije konstrukcije uklanjanja tri armiranobetonska stuba u atrijumskom delu konstrukcije. Radovi su završeni u planiranom roku i objekat je u funkciji.

4. LITERATURA

[1] *Bešević M., Vlajić.LJ, "Sanacija, adaptacija i dogradnja objekta u Nemanjinoj ulici br.9 u Beogradu", DGKS -13. KONGRES, Zlatibor -Čigota, 2010- ZBORNIK RADOVA, str. 445-452.*

[2] *M.Bešević, N.Milovanović, M.Todorović, "Sanacija konstruktivnih elemenata za prihvatanje nove fasade u ulici Zeleni venac br.18 u Beogradu", Zbornik radova Građevinskog fakulteta u Subotici, br 20/2011 – str.113-124.*

[3] *Bešević M., B.Avdulaj: Sanacija, adaptacija i dogradnja rezidencijalne vile u Bulevaru Mira u Beogradu, Problem izgradnje i vrednovanja objekata- Građevinski fakultet, Beograd, Aranđelovac 2000: Građevinski fakultet, Beograd, 2000, str. 307- 314 .*

[4] *Bešević, M.: Sanacija, adaptacija i rekonstrukcija porodične zgrade u ulici Šefer u Parizu, Problem izgradnje i vrednovanja objekata- Građevinski fakultet, Beograd, Aranđelovac 2000: Građevinski fakultet, Beograd, 2000, str. 315- 324,*

[5] *Lađinović Đ.: Višekriterijumska analiza seizmičke otpornosti konstrukcija armiranobetonskih zgrada. JDGK, Simpozijum '04, Vrnjačka Banja, 29. septembar-1. oktobar 2004., Zbornik radova, knjiga 1, P–4, str. 65-76.*

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR **2012.**

Predrag Blagojević[1], Darko Živković[2], Radovan Cvetković[3], Vladimir Cvetković[4],

PRORAČUN KONSTRUKCIJE SPORTSKE DVORANE ZA BICIKLISTIČKE TRKE (VELODROM) U ASTANI, KAZAHSTAN

Rezime:

U radu je opisan projekat i proračun konstrukcija višenamenske sportske dvorane u Kazahstanu. Osnovna namena dvorane je za održavanje biciklističkih trka (velodrom). Osnova dvorane pokriva površinu dva fudbalska igrališta (164x117m). Objekat je pokriven prostornom metalnom rešetkom koja se oslanja po obimu dvorane bez medjuoslonaca. Investiciona vrednost objekta je oko sto miliona evra.

Ključne riječi: sportska dvorana, čelična prostorna struktura, veliki raspon

CALCULATION OF THE TRACK CYCLING ARENA (VELODROME) STRUCTURE IN ASTANA, KAZAKHSTAN

Summary:

This paper presents design and calculation of multi purpose sports hall structure in Kazakhstan. The main sports hall content is indoor cycling track. The hall ground area corresponds to two football fields (164x117m). The structure cover is spatial metal grating that is supported along hall perimeter without inter-supports. The investment value is approximately one hundered million Euro.

Key words: sports hall, steel space structure, large span

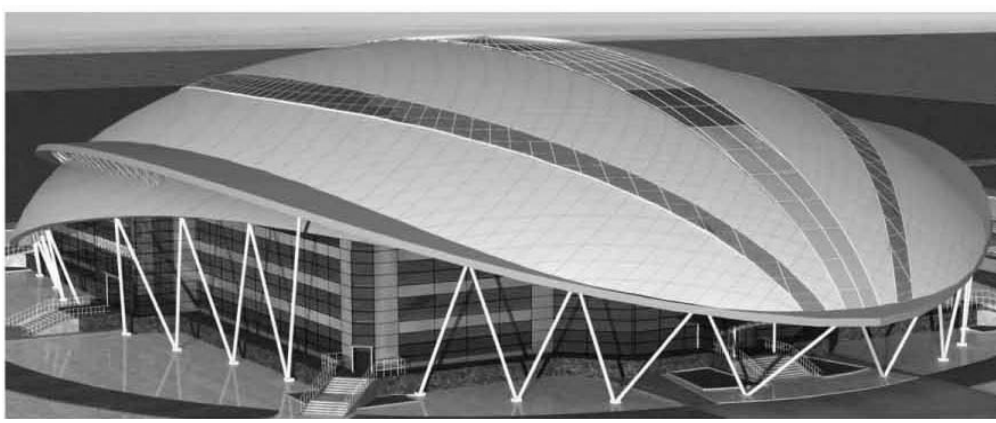
r, asistent, Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu, Aleksandra Medvedeva 14, Niš
lr, asistent, Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu, Aleksandra Medvedeva 14, Niš
lr, asistent, Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu, Aleksandra Medvedeva 14, Niš
ipl, ing. građ. GP ‘’Građevinar’’, Beograd

1 UVOD

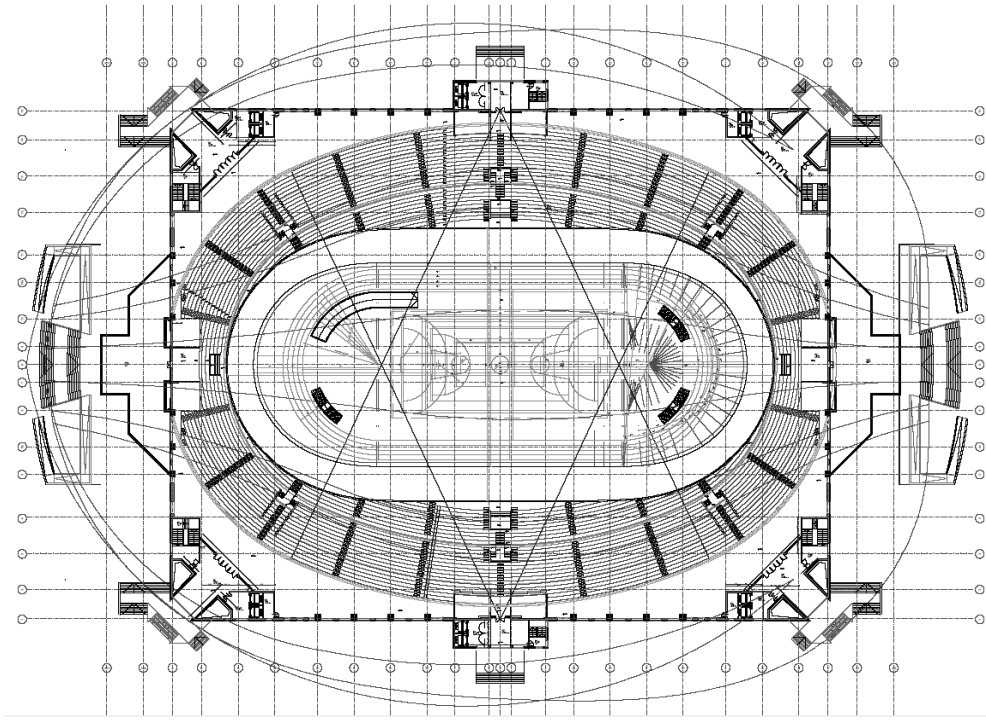
Objekat prikazan u radu, nalazi se u gradu Astana u Kazahstanu. Projektovan je kao višenamenska sportska dvorana. Predračunska investiciona vrednost objekta je oko 100 000 000 evra (sto miliona evra). Autori ovog rada su projektanti konstrukcije objekta i izradili su kompletnu izvođačku - radioničku dokumentaciju po kojoj je izgrađena armiranobetonska konstrukcija objekta a sve u skladu sa ruskim propisima (SniP) koji su važeći u Kazahstanu. Radovi su izvođeni u ekstremnim temperaturnim uslovima, od -30 do 40. Objekat je fundiran na šipovima. Osnovni konstrukcijski sistem je armiranobetonski skelet, a krovna konstrukcija je prostorna rešetka svernog oblika.

2 ARHITEKTONSKO REŠENJE

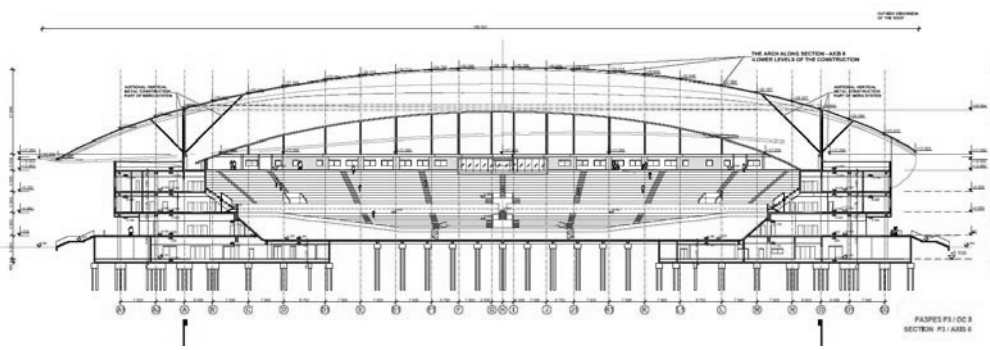
Velodrom je projektovan kao višenamenska sportska dvorana za male sportove i biciklističke trke. Objekat je u osnovi eliptičnog oblika dužine 164m i širine 117m, spratnosti Po+Pr+3. Ispod centralnog terena se nalaze podrumske prostorije. Visina krovne kupole od kote terena je oko 35m. Pored centralnog dela objekta koji je namenjen za biciklističke trke i druge sportske priredbe ispod tribina se nalaze jos dve dvorane za male sportive kao i kompleks bazena. Ispod tribina su smešteni razni ugostiteljski objekti kao i hotel. Svojim oblikom krovna konstrukcija asocira na biciklističku kacigu.



Slika 1 – Sportska dvorana u Kazahstanu (velodrom)



Slika 2 – Osnova prizemlja



Slika 3 – Podužni presek

3 KONSTRUKCIJA OBJEKTA

U konstrukcijskom smislu objekat predstavlja prostornu okvirnu-skeletnu armiranobetonsku (AB) konstrukciju sa AB zidovima (dijafragmama) u oba pravca. U toku projektovanja su ispoštovani svi zahtevi iz trenutno važeće regulative za ovu vrstu objekata. Za armiranje svih konstrukcijskih elemenata je usvojem čelik AIII i beton kvaliteta B25. Svi propisani uslovi o vertikalnim i horizontalnim pomeranjima su ispoštovani.

Međuspratne konstrukcije su projektovane kao monolitne AB krstasto armirane ploče debljine 25cm koje se oslanja na AB zidove i gredne nosače. Međuspratne konstrukcuje su u proračunu tretirane kao kontinualne krstasto armirane ploče.

Krovna konstrukcija je projektovana kao čelična prostorna rešetka.

Proračun konstrukcije je urađen uz pomoć programa za statičku i dinamičku analizu prostornih konstrukcija "Tower 6" na prostornom proračunskom modelu.

Granično stanje upotrebljivosti (prsline i deformacije) je obuhvaćeno korišćenim programom za proračun. Načinom armiranja su ispoštovani uslovi graničnih otvora prslina i vremenskih deformacija. Objekat je fundiran na prefabrikovanim šipovima poprečnog preseka 30/30cm i dubine 10-12m nosivosti 550kN.

Uticaji u poprečnim presecima su dobijeni simulacijom vertikalnog i horizontalnog opterećenja u skladu sa trenutno vazećom regulativom za ovu vrstu objekata i lokaciju na kojoj se objekat nalazi. Proračun temeljne konstrukcije je urađen simulacijom tla kao elastične podloge preko modula reakcije tla.

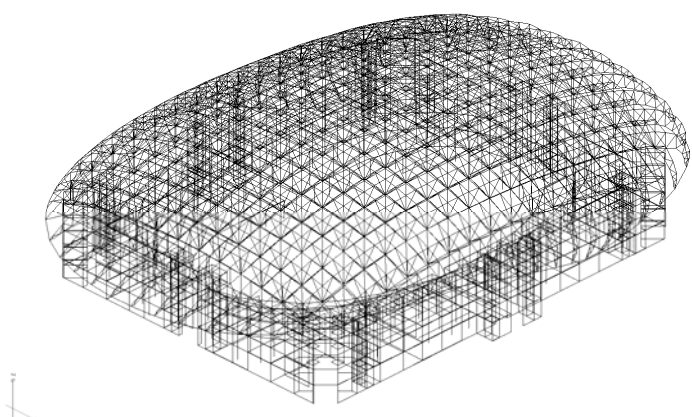


Slika 4 –Završeni armiranobeonski radovi

4 PRORAČUN

Proračun kompletne konstrukcije [1] je urađen na prostornom proračunskom modelu gde su obuhvaćeni svi konstrukcijski elementi bez aproksimacija. Proračunski model je obuhvatio sipove, AB skeletnu konstrukciju i metalnu prostornu krovnu konstrukciju (Slika 5.). Promenljivim vrednostima za module reakcije tla za horizontalni pravac su simulirani različiti slojevi tla i simulirani elestični uslovi oslanjanja šipova. Svi armiranobetonski konstrukcijski elementi su simulirani uz maksimalno poštovanje geometrije poprečnih preseka i uglova rotacije i ekscentričnosti u odnosu na usvojeni koordinatni sistem. Za izradu dela proračunskog modela koji se odnosio na komplikovanu geometriju krovne konstrukcije je iskorišćen arhitektonski 3D model. Uz manje korekcije uspešno je iskorišćena mogućnost da se 3D model iz DXF formata ubaci u Tower i spoji sa proračunskim modelom AB konstrukcije. Napominjem da je ovo moguće samo ako je arhitektonski crtež korektno urađen i sa određenim pedradnjama da bi se ostvarila veza postojećeg i novog dela proračunskog modela. Modelom je simulirana fazna gradnja (faze građenja AB konstrukcije i faze montaže krovne konstrukcije).

Promena tipa krovne konstrukcije u završnoj fazi građenja je izazvala i nove uticaje u već završenim AB elementima i u temeljnoj konstrukciji. Novi zadatak je bio da se provere uticaji u svim već izvedenim konstrukcijskim elementima i lociraju poprečni preseci i elementi koji nisu u mogućnsti da prime uticaje od nove krovne konstrukcije. Posebna pažnja je posvećena sračunavanju uticaja u šipovima i njihovoj preraspodeli u zavisnosti od krutosti naglavnih greda i naglavnih ploča. Kritična mesta su bila elementi oslanjanja krovne konstrukcije i prijem horizontalnih uticaja od krova na AB konstrukciju.



Slika 5 – Proračunski model

Proračun je urađen kroz više proračunskih modela gde su menjani konturni uslovi i uslovi oslanjanja. U proračunu je praćena istorija opterćenja i fazna gradnja. Korišćena je teorija

elastičnosti sa ograničenom preraspodelom. Kontrolnim proračunom je pokazano da izvedeni šipovi mogu da prihvate novonastalo opterećenje i da nisu potrebni sanacioni zahvati u ovom delu konstrucije. Kod prostorne AB konstrukcije metodom ograničene raspodele i metodom granične analize pokazano je da je izgrađena konstrukcija sposobna da primi novonastalo opterećenje. Promenom načina oslanjanja krovne konstrukcije [2] došlo je do uvođenja horizontalnih reakcija od krova na nižu kotu od prvobitno projektovane čime se izbegla sanacija stubova na koje se oslanja krov.



Slika 6 – Montaža krovne konstrukcije.

5 ZAVRŠNE NAPOMENE

Za izvođenje armiranobetonskih radova upotrebljeno je oko 30 000m3 betona. Objekat je ugovaran za pretpostavljene količine armature od 140kg/m3 jer izvođačka dokumentacija nije bila završena. Autori ovog teksta su u posao uključeni posle ugovorenih radova i izvedenih radova na temeljnoj konstrukciji. Po završetku planova armiranja konstatovano je da ni jedan konstrukcijski element nije imao više od 100kg/m3 betona tako da je ušteda u odnosu na ugovorenu količinu iznosima preko 1 200 000kg armature. Građevinski radovi su završeni u toku 2010 godine. Objekat je namenjen za Evro-azijske igre.

LITERATURA

[1] P. Blagojević, *Proračun konstrukcije Velodroma u Astani - Kazahstan*, 2008 godina,

[2] P. Blagojević, D. Živković, R. Cvetković, V. Cvetković, *Izvođački projekat konstrukcije Velodroma u Astani - Kazahstan*, 2008 godina,

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Aleksandar Bojović[1], Šerif Dunica[2]

FUDBALSKI STADION ARENA HIMKI. PROJEKAT KONSTRUKCIJE I IZGRADNJA

Rezime

Fudbalski stadion Arena Himki otvoren je 9. septembra 2008. Stadion je projektovan za 20.000 gledalaca prema standardima FIFA i UEFA. U radu se prikazuju najvažnije karakteristike konstrukcije stadiona. Krovne konstrukcije četiri tribine su čelične, konzolne – raspona 48,0; 20,0; 18,0; 18,0 m. Armiranobetonske konstrukcije su najvećim delom prefabrikovane u rasterima od 12 m i 9 m.

Ključne reči: fudbalski stadion, čelične konstrukcije, armiranobetonske konstrukcije.

FOOTBALL STADIUM KHIMKI ARENA. STRUCTURAL DESIGN AND CONSTRUCTION

Summary

The Football Stadium Khimki Arena was opened on September 9th, 2008. The stadium where designed for 20.000 spectators according to FIFA- and UEFA-standards. In the article are given the most important characteristics of the stadium's structures. Four roof structures are steel cantilever structures with the spans 48,0; 20,0; 18,0; 18,0 m. The RC structures are mostly prefabricated in 12m and 9 m raster.

Key words: football stadium, steel structures, RC structures.

1 dipl.ing.građ., tehnički direktor, DEL ING, d.o.o., Jastrebovljeva 25, Beograd.
2 Prof. dr dipl.ing.građ., redovni profesor u penziji, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar Kralja Aleksandra 73, Beograd.

1 UVOD

Fudbalski stadion *Arena Himki* (videti www.arena-khimki.ru) , svečano je otvoren 20. septembra 2008. Arena Himki, (naziv dat posle završetka projekta u kom je vođen kao Stadion Novator), nalazi se u gradu Himkiju (oko 200.000 stanovnika), u Moskovskoj oblasti, oko 20 km severozapadno od centra Moskve. Stadion je poslednje tri godine domaći teren moskovskih klubova CSKA i Dinamo.

Rad na realizaciji stadiona počeo je u leto 2005. preliminarnim idejnim rešenjem fudbalskog stadiona za oko 20.000 gledalaca na četiri pokrivene tribine, projektovanom prema svim standardima organizacija FIFA i UEFA. Posle definisanja vrlo obimnog i detaljnog Projektnog zadatka usledila je 2006-2007. realizacija projekata [1] u svim fazama projektovanja i revizije projekata - Eskizni projekt (Generalni projekt po srpskoj terninologiji), Projekt (Idejni projekt) i Radna dokumentacija (Izvođački projekt).

2 OPŠTE O KONSTRUKCIJAMA

Arhitektura, konstrukcije, oprema i instalacije u potpunosti su sledili zahteve Projektnog zadatka. Odgovarajući pregled opštih karakteristika dat je u *tabeli 1*.

Tabela 1 – Pregled opštih karakteristika arhitekture i konstrukcije Arene Himki.

Tema	*Karakteristike*
Arhitektura *Slike 1a,b,c,d*	**Osnovne karakteristike**: ▪ 16.000 do 20.000 gledalaca (u zavisnosti od standarda sedenja); ▪ bez atletske staze, (stadion engleskog tipa); grejano travnato polje 120x83 m; ▪ četiri pokrivene tribine; ispod tribina različiti sadržaji; ▪ ukupna površina etaža ispod tribina = 29.800 m^2 ; ▪ ukupna površina tribina = 11.800 m^2 ; ▪ ukupna površina krovova = 10.600 m^2.
Konstrukcije. **Opšte**	**Opšte**: ▪ merodavna tehnička regulativa: ruska ([2],[3],[4]), stanje januar 2006; **Normativna (karakteristična) opterećenja**: ▪ sneg: s_n = 1,40 kN/m^2, (po MGSN 4.19-05 (2005); ▪ stalno opterećenje krovova: q_n = 0,30 kN/m^2; ▪ podeljeno opterećenje etaža: p_n = 2,00 kN/m^2; ▪ težina opreme na etažama: p_n = 5,00 kN/m^2; ▪ stalno opterećenje tribina: q_n = 1,50 kN/m^2; ▪ podeljeno opterećenje tribina: p_n = 5,00 kN/m^2; ▪ vetar na krov: w_n = ±0,73 kN/m^2; ▪ promene temperature krovnih konstr: Δt_w = +44°C, Δtc = -48°C; ▪ sezmičnost tla: < 6 stepeni po karti OSR-97.
Čelične konstrukcije	**Glavne noseće konstrukcije**: ▪ krovne konstrukcije – četvorozidne rešetke ovešene krutim zategama o

Slike 1b,g,h, *Slika 2*, *Slika 3*	četvorozidne, rešetkaste kule ($H \leq 43{,}6$ m); konzolni prepusti zapadne, istočne, južne i severne tribine redom: L = 48,0; 20,0; 18,0; 18,0 m; ▪ rožnjače raspona L = 12,0 m sistema Langerovih greda, na razmacima od 3,00 m; **Ostale konstrukcije**: fasadne, etaža (delom na zapadnoh tribini), za nošenje i opsluživanje reflektora, nošenje oluka i razne opreme. Čelik: S345 i S245 po GOST 27772-88.
Armirano-betonske konstrukcije *Slika 1*, *Slika 2*	**Fundiranje**: ▪ pobijani šipovi, prefabrikovani, kvadratni, l/a = 12,0/0,35 m; ▪ temeljne stope, monolitni beton (liven na licu mesta). **Konstrukcije od prefabrikobvanih elemenata**: stubovi, grede l = 12 i 9 m, tribine l = 12 m, ploče l = 12 m. **Konstrukcije od monolitnog betona**: kule, zidovi, stepenice. Beton: B35 po SNiP 2.03.01-84*. Armatura: AIII po GOST 5781-82*.

3 NEKE OSOBENOSTI PROJEKTOVANJA

Čelične konstrukcije:

Čelične krovne konstrukcije su projektovane prema uslovima strogog prostornog ograničenja – da nijedan deo konstrukcije iza kula (*slika 1g*) ne sme da se spusti do kote ±0,00 m. Da bi se bitno smanjila pomerljivost 48 m-konzole krova zapadne tribine pri relativno maloj širini kule, uveden je horizontalni oslonac kule u vidu dugog kosog štapa, između kota +4,0 i 32,0 m.

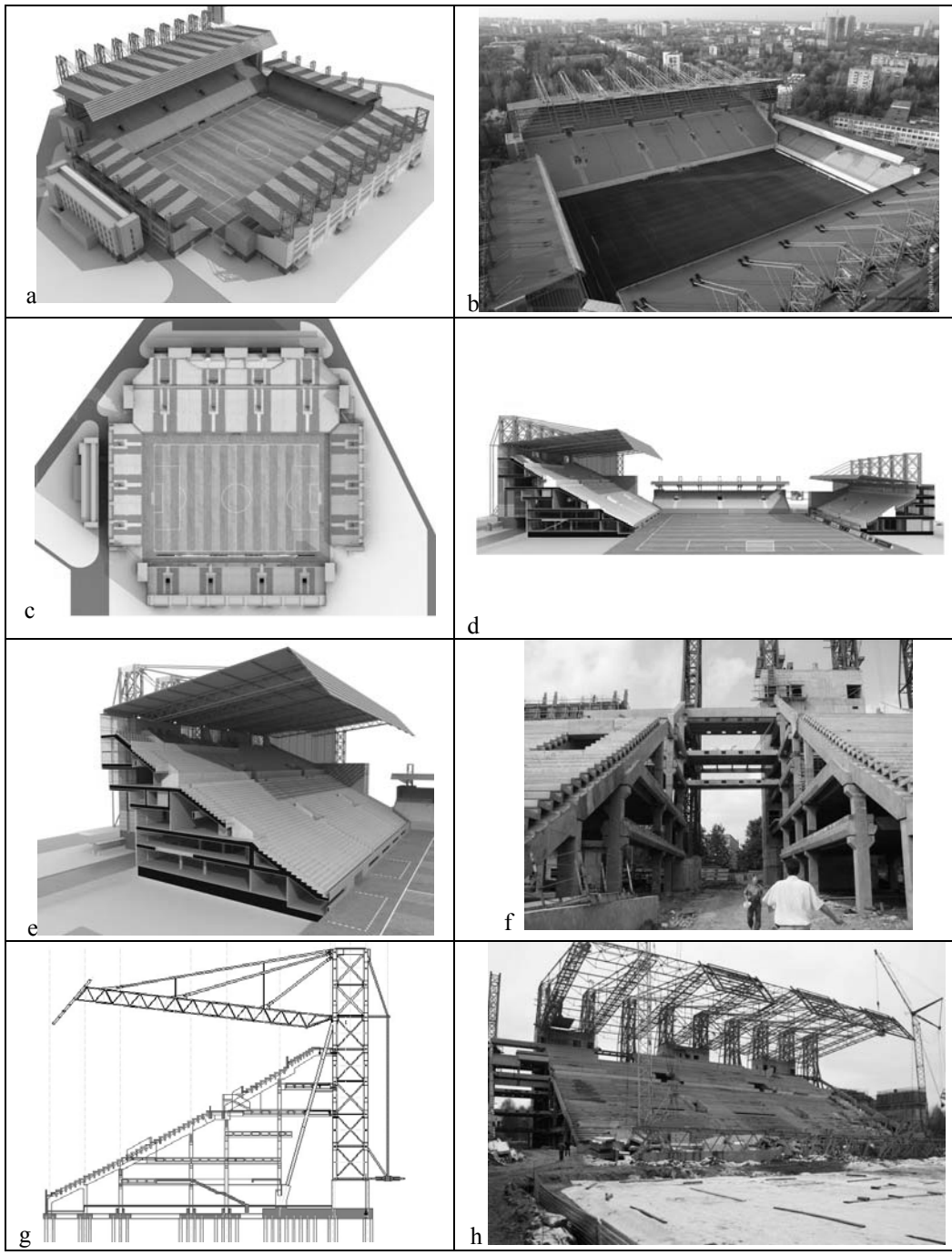
Krovna konstrukcija je sa krutim kosim zategama i projektovana tako da: 1) nosi maksimalni mogući uzgon vetra koji inače težine ne mogu da ponište; 2) zatege budu krute i pri delovanju vetra i kiše, tj. da bi se izbeglo njihovo galopiranje.

Velike zatežuće reakcije oslonaca na zadnjim stranama kula (*slika 1g* i *slika 2a*) primaju se ankerima odnosno ankernim trakama na zapadnoj tribini. Ankerne trake zapadne tribine, (na mestima betonskih stepenišnih kula duge čak 34 m), vode se zaštićeno od spoljnih uticaja – u čeličnim šupljim elementima unutar betonskih zidova kula.

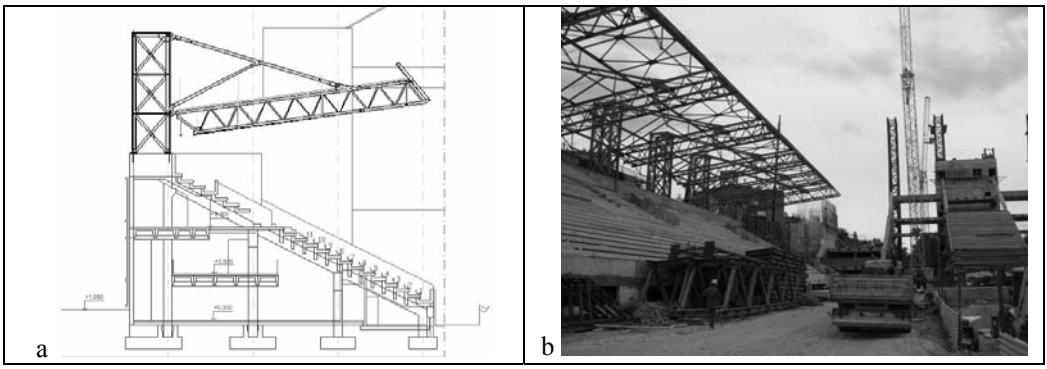
Armiranobetonske konstrukcije:

Oko 70% armiranobetonskih konstrukcija (sve što je bilo racionalno moguće) je montažno, što je bio najvažniji zahtev Investitora za izvođenje konstrukcije. Ovakav zahtev prouzrokovao je enormno obiman rad projektanata na usklađivanju dosta složene arhitekture prostora ispod tribina, vođenja mnogobrojnih instalacija kroz konstrukciju, mogućnosti izrade, transporta i naročito montaže. Montaža AB-elemenata morala je biti usklađena i sa montažom čelične konstrukcije kako vrhovi dizalica ne bi došli u koliziju sa čeličnom konstrukcijom. Svi montažni elementi su projektovani sa tolerancijama dva do tri puta većim od potrebnih po SNiP-u.

Obzirom na dinamički karakter opterećenja na tribinama, (pokreti i skakanje gledalaca), svi tribinski elementi (*slika 1f* i *slika 2*) su projektovani i izvedeni kao izuzetno kruti uprkos rasponima od 12 m. Prilikom ispitivanja do loma pojedinih slučajno izabranih elemenata, (što je u skladu sa odredbama SNiP-a), svi ne samo da su zadovoljili, već nijedan nije doveden do potpunog loma uprkos enormnim opterećenjima – daleko višim od računski potrebnih.



Slika 1 – Arena Himki na crtežima i u realizaciji.
e do g: zapadna tribina.



Slika 2 – Južna tribina na crtežu i u izgradnji.



Slika 3 – Završena Arena Himki.

4 UČESNICI U PROJEKTOVANJU I IZGRADNJI

Objekat	**Fudbalski stadion Arena Himki, Himki, Moskovska oblast, Rusija**. www.arena-khimki.ru
Investitor	**OOO Specstroy-2**, Moskva.
Projektant	**ZAO Maritimo Grupp**, Moskva. Direktor: **Mihailo Stupar**, arh. unutrašnjeg uređenja. Glavni inženjer projekta: **Aleksandar Bojović**, dig. (www.deling.rs) Glavni arhitekta projekta: **Zvonko Božić**, dia. Glavni konstruktor[1)] KM[3)]: **Aleksandar Bojović**, dig. Glavni konstruktor KŽ[4)]: Prof. dr. **Šerif Dunica**, dig. Specijalisti[2)] KM: **Dragomir Gojgić**,dig, **Ivana Leposavić**,dig, **Dimitrije Aleksić**,dig. Arhitekte: **Dragan Antonijević**,dia, **Vladan Jovanović**,dia, **Tatjana Kazjanceva**,dia, **Simo Delić**,dia, **Goran Smiljković**,dia. Projektantski nadzor na konstrukcijama: **Aleksandar Milosavljević**,dig, **Mirko Petković**,dig. [1)] Glavni konstruktor = Odgovorni projektant konstrukcije [2)] Specijalist = Projektant [3)] KM = Čelične konstrukcije [4)] KŽ = Armiranobetonske konstrukcije
Izvođač	Generalni izvođač: **OOO Inzhiniring Stroy**, Moskva. Podizvođači: OAO Montazhnoe upravleniye No 22 – Specstalkonstrukciya OAO Kulebaksiy ZMK, Soyuzlegkonstrukcija, SLK (www.slk.ru)
Datumi	Projektovanje (Eskizni projekt + Projekt + Radna dokumentacija): 2006-2007. Izvođenje: 2006-2008. Svečano otvaranje Stadiona: 2008-09-20.

5 LITERATURA

[1] Расширение и реконструкция стадиона "Новатор" в г. Химки Московской области. Эскизный проект; Проект; Стадия: РД-КМ, РД-КЖ.
ЗАО Маритимо Групп, Москва.
Москва, 01.2006, 06.2006 г. и 05.2007 г.

[2] СНиП 2.01.07-85* (2003):
Нагрузки и воздействия.

[3] СНиП II-23-81* (1990):
Стальные конструкции.

[4] СНиП 2.03.01-84*:
Бетонные и железобетонные конструкции.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Vladimir Cvetković[1], *Ivana Leposavić*[2]

PROJEKTOVANJE I GRAĐENJE KONSTRUKCIJE OBJEKTA TRŽNOG CENTRA PLAZA U KRAGUJEVCU

Rezime:

Objekat trgovinsko poslovnog centra "PLAZA" , prvi je objekat tipa "shopping mall" u Kragujevcu. Objekat je približno pravougaone osnove dimenzija 167x106 m (nadzemni deo) i garažom dimenzija 174x118 m (podzemni deo). Objekat ima tri etaže, sa jednom podzemnom etažom za parkiranje vozila spratne visine 4.2m i dve etaže tržnog centra sa spratnim visinama 6.0 m. Na jednom delu objekta projektovan je sinemapleks sa šest projekcijskih sala i 1100 mesta. U ovom radu je dat prikaz projektovanja i građenja konstrukcije tržnog centra.

Ključne reči: tržni centar,motažne ošupljene ploče,ramovi,zidovi za ukrućenje

DESIGN AND CONSTRUCTION OF PLAZA SHOPPING MALL IN KRAGUJEVAC

Summary:

The PLAZA shopping mall building is the first shopping mall in Kragujevac. The overall dimensions of rectangular layout of the structure are 167x106 m (overground level) and garage 174x118 m (underground level). The building has three floor levels, one parking level with 4.2m height and two mall levels with 6.0 m height. Cinemaplex with six screens and 1100 seats is desinged in one part of the building. Design and construction review of the shopping centre is presented in this paper.

Key words: shopping mall, hollow core, frames, shear walls

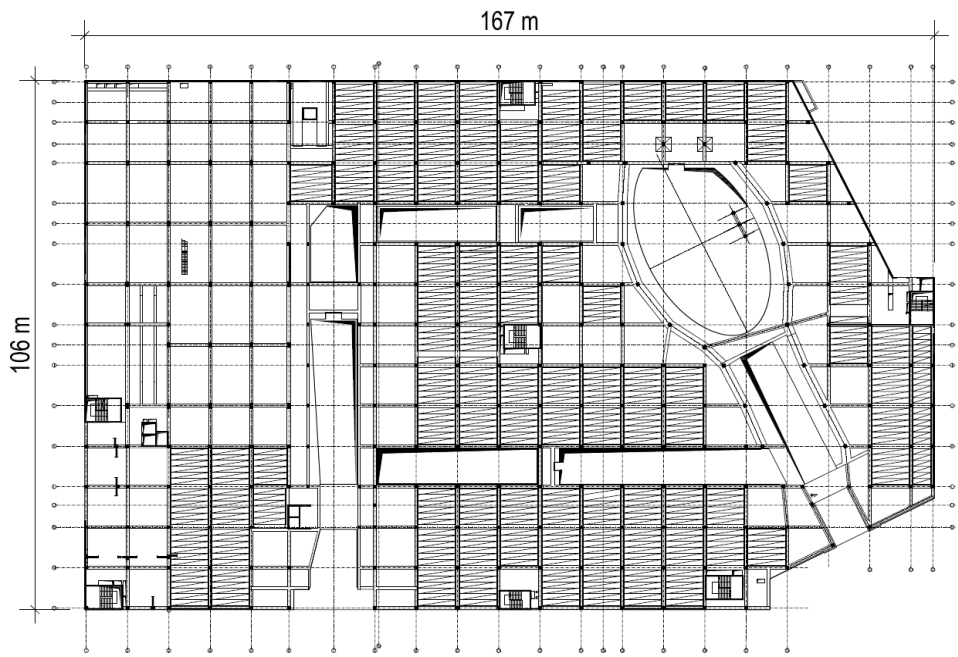
[1] dipl.inž.građ., samostalni projektant, Mašinoprojekt Kopring a.d., Dobrinjska 8a, Beograd.
[2] dipl.inž.građ., vodeći projektant, Mašinoprojekt Kopring a.d., Dobrinjska 8a, Beograd.

1 UVOD

Objekat trgovinsko poslovnog centra "PLAZA" u Kragujevcu, prvi je objekat tipa "shopping mall" u Kragujevcu i centralnoj Srbiji. Investitor objekta je Plaza Centers iz Izraela a projektant je Mašinoprojekt Kopring iz Beograda u saradnji sa izraelskim partnerom Yashar Architects iz Tel Aviva, koji je i autor arhitektonskog rešenja. Izvođač je hrvatska kompanija Tehnobeton iz Varaždina. Isporučioci montažnih ploča su bili Montbeton iz Beograda i Gemax iz Beograda.

2 KONSTRUKCIJA TRŽNOG CENTRA

Objekat je približno pravougaone osnove dimenzija 167x106 m (nadzemni deo) i garažom dimenzija 174x118 m (podzemni deo). Objekat ima tri etaže, sa jednom ukopanom etažom za parkiranje vozila spratne visine 4.20 m i dve etaže tržnog centra sa spratnim visinama od 6.0m. Na delu iznad bioskopa visina konstrukcije je oko 11.0 m mereno od kote 6.00. Ukupna bruto površina garaže iznosi 19.700 m^2 a bruto površina prve i druge etaže tržnog centra i bioskopa iznosi po 16.500 m^2. Ukupna površina objekta iznosi oko 55.000 m^2. Lokalno se pojavljuju i umetnute međuetaže na koti 9.00. Na koti 6.00 u okviru tržnog centra nalazi se i bioskop sa šest bioskopskih sala.



Slika 1 - Konstrukcija na koti 6.00 sa položajem montažnih ploča

Fundiranje objekta je izvedeno na temeljnoj ploči debljine 60cm i 80cm na delu gde su veća opterećenja. Poseban problem za projektanta konstrukcije je bila činjenica da je temeljna ploča izvedena na površini od približno 70% po prvobitnom projektu konstrukcije. Pošto su radovi

tokom 2009 godine obustavljeni iz ekonomskih razloga, tokom 2010 godine je objekat preprojektovan, odnosno smanjena je ukupna površina objekta. Ova izmena je podrazumevala i izmeštanje pojedinih stubova i ukidanje pojedinih zidova. Ovi problemi su rešeni lokalno, uvođenjem novih zidova koji povezuju novoprojektovane stubove i dobetoniranjem temeljne ploče u debljini od 15 cm, a u cilju osiguranja ploče od proboja.

Deo konstrukcije objekta je projektovan kao konstrukcija livena na licu mesta, dok je jedan deo konstrukcije predviđen da bude montažni. Stubovi, grede, manji deo međuspratnih ploča i zidovi za ukrućenje su liveni na licu mesta, dok je veći deo međuspratnih ploča projektovan kao montažna tavanica od prethodno napregnutih ošupljenih ploča debljine 20cm. Konstrukcija iznad bioskopa je čelična, sa glavnim rešetkastim nosačima koji su oslonjeni na AB grede. Konstrukcija iznad glavnog hola je takođe čelična, sa rešetkastim nosačima najvećeg raspona od 30 m, koji su oslonjeni na čelične krovne stubove, a ovi na AB krovne grede.



Slika 2 - Objekat u izgradnji

Konstrukcija tržnog centra je koncipirana kao ramovski prostorni sistem sa zidovima za ukrućenje. Zbog brzine gradnje, usvojene su montažne prethodno napregnute ošupljene ploče koje su oslonjene na grede ramova. Ramovi se pružaju u jednom pravcu, pa je usvojeno da se objekat dodatno ukrućuje AB zidovima koji u sadejstvu sa ramovima prihvataju horizontalne sile od seizmike i vetra. Na najvećem delu objekta rasponi su 8.10 m a na jednom delu ispod bioskopa rasponi su 12.15 m.

Najveći broj stubova je konstantnog poprečnog preseka (60/60cm). Najveći broj greda ramova je visine 80 cm, dok su na većim rasponima usvojene grede većih dimenzija. Grede se betoniraju u dve faze. Prva faza se betonira do kote oslanjanja montažnih ploča. Poprečni presek grede je tako koncipiran da se obezbedi oslanjanje ploča i ima ispuštene uzengije za formiranje konačnog preseka grede. Druga faza betoniranja grede se vrši posle montaže ploča, i to zajedno sa pločom debljine 8cm koja se izliva preko montažnih ploča. Podupirači ispod greda se skidaju tek posle očvršćavanja druge faze betoniranja čime se obezbeđuje kontinuitet grednih nosača.

Montažne ploče na čitavom objektu su ošupljene prethodnonapregnute debljine 20 cm. Statički rasponi ploča su 7.50 m. Krutost tavanice u svojoj ravni, odnosno formiranje krute dijafragme je postiguto izlivanjem armiranobetonske ploče (topping) debljine 8 cm preko montažnih ploča. Ploča je armirana armaturnim mrežama koje se povezuju sa armaturom greda. U X - pravcu su u širini stubova izvedeni liveni serklaži u visini tavanice od 28 cm. Ova ploča se betonira zajedno sa delom glavnih greda ramova i sa serklažima.

S obzirom na velike gabarite objekta, sa dužinama do 170 m, polazna koncepcija je bila da se objekat podeli jednom dilatacijom na polovini dužine. Međutim, pošto je temeljna ploča ranije izvedena bez predviđene dilatacije na adekvatnom mestu za novoprojektovani objekat, i uvažavajući praksu i iskustvo autora arhitektonskog rešenja na ovakvim objektima u svetu, odustalo se od izvođenja trajne dilatacije sa udvojenim stubovima. Konstrukcija objekta je zatvorena u klimatizovanom prostoru, odnosno nalazi se u stabilnom temperaturnom režimu. Za fazu građenja je predviđena privremena temperaturna dilatacija na polovini dužine objekta. Ova dilatacija je projektovana tako što se dobetonirana ploča (topping) iznad montažnih ploča na širini od 60 cm plombira tek posle zatvaranja objekta, u trenutku kada je spoljašnja temperatura približno jednaka temperaturi objekta pri eksploataciji. Dilatacija je projektovana po celoj visini objekta, tako da za fazu izgradnje omogućava klizanje montažnih ploča preko kratkih elemenata greda.



Slika 3 - Montažne ploče

3 KONSTRUKCIJA SINEMAPLEKSA

Na jednom delu objekta projektovan je sinemapleks "Cineplexx" sa šest projekcijskih sala i 1100 mesta. Jedan deo tribina je koncipiran kao drvena konstrukcija na koju se postavljaju OSB ploče a preko njih se postavlja pod od estrih ploča i montiraju sedišta. Ovaj deo tribina se oslanja na međuspratnu konstrukciju na koti 6.00. Jedan deo tribina je projektovan kao čelična konstrukcija koja se oslanja na ploču na koti 6.00 a jedan deo se veša na AB ramove. Pasarele za tehničko opsluživanje projekcijskih sala su izvedene izlivanjem betona na čeličnom TR limu. Ove ploče se oslanjaju na čeličnu konstrukciju koja se takođe tačkasto oslanja na ploču. Krovna konstrukcija bioskopa je čelična, sa rešetkama raspona 16.0 m. Rešetke imaju pojasne štapove i dijagonale od valjanih IPB profila. Oslanjaju se na krovne AB ramove raspona 12.15m. Na gornjem pojasu rešetki su projektovani krovni spregovi koji su tačkasto vezani sa obodnim AB ramovima odnosno AB zidovima za ukrućenje. Veze spregova i krovnih nosača za AB konstrukciju su takve da omoguće temperaturno pomeranje a da pri tom u drugom pravcu prenesu horizontalne sile na obodne AB zidove bioskopa. Ukrućenje AB stubova u nivou krova bioskopa, koji su visine 11.0 m, vrši se preko ovih krovnih spregova.

Na donjem pojasu rešetki su projektovane vezne grede i posebna konstrukcija za bočno oslanjanje visokih pregradnih zidova između bioskopskih sala. Ovi zidovi su gipsani, debljine 45 cm sa čeličnom podkonstrukcijom i zvučnom izolacijom između gipsanih ploča. Visina zidova je oko 10 m i oni se oslanjaju na ploču na koti 6.00 a na vrhu su bočno vezani za čeličnu krovnu konstrukciju. Ova veza omogućava bočnu nepomerljivost zida, ali i slobodno vertikalno pomeranje čeličnih krovnih nosača.



Slika 4 - Konstrukcija sinemapleksa

4 ČELIČNA KONSTRUKCIJA

Osim iznad bioskopa, čelična konstrukcija je projektovana kao krovna konstrukcija iznad centralnog hola tržnog centra (ovalni krov), iznad mašinskih sala na krovu (crveni krov), kao i za formiranje krovnih svetlarnika.

Centralni hol tržnog centra je elipsastog oblika. Iznad centralnog hola je projektovana čelična krovna konstrukcija složene geometrije sa promenljivim rasponima rešetkastih nosača. Najveći raspon iznosi 30 m sa visinom rešetke od 3 m. Ovi rasponi i visina nosača se smanjuju prema temenima elipse. Rešetkasti krovni nosači su od kutijastih profila i poprečno i podužno su ukrućeni spregovima. Rešetke se oslanjaju na čelične stubove koji su formirani od dva U profila i oslanjaju se na krovne AB grede koje takođe prate elipsastu konturu krova.

Veliki deo mašinskih instalacija se nalazi na krovu, pa je posebno projektovan prostor za njihov smeštaj. Takođe, uvažavajući i arhitektonske zahteve, projektovana je čelična krovna konstrukcija iznad mašinskih sala. Glavni čelični nosači su lučni i oslanjaju se na red AB stubova koji se nastavljaju iznad kote krova. Ovi nosači su savijeni IPB profili preko kojih se postavljaju kutijaste rožnjače i spregovi za ukrućenje.

Konstrukcije svetlarnika su različitih raspona i kreću se od 8.1m do 17 m. Nosači svetlarnika su koncipirani kao proste grede u jednostranom nagibu i oslanjaju se na AB krovne ramove.



Slika 5 -Ovalni krov

Napomena: Odgovorni projektant betonske konstrukcije i projektantski nadzor Vladimir Cvetković, dipl.inž.građ., odgovorni projektant čelične konstrukcije i projektantski nadzor Ivana Leposavić, dipl.inž.građ., zaposleni u preduzeću Mašinoprojekt Kopring a.d., Beograd. Odgovorni projektant čelične konstrukcije bioskopa Mr Boris Gligić, dipl.inž.građ., asistent na Građevinskom fakultetu u Beogradu.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Miloš Debeljković[1]

CEVNI MOSTOVI U FABRICI FIAT AUTOMOBILI SRBIJA (FAS) - KRAGUJEVAC

Rezime:

U fabrici FAS u sklopu rekonstrukcije proizvodnih pogona (2010–2012 godine) projektovano je (i izvedeno) povezivanje novog energetskog bloka sa ostalim pogonima cevovodima za energente. Preduzeće Delta inženjering je bilo angažovano na izradi tehničke dokumentacije za sanaciju, adaptaciju/rekonstrukciju i izgradnju objekata i infrastrukturnih sistema. Ovaj multidisciplinarni projekat je obuhvatao (pored ostalih radova) i izgradnju novih cevnih mostova u čeličnoj konstrukciji u dužini od 1500 m, sanaciju i rekonstrukciju postojećih cevnih mostova u dužini od 1000 m, što će i biti prikazano u ovom izlaganju.

Ključne reči: FAS, čelična konstrukcija, rekonstrukcija, cevni mostovi, cevovodi

PIPE RACKS IN THE FIAT AUTOMOBILI SRBIJA (FAS) FACTORY - KRAGUJEVAC

Summary:

Within the manufacturing plants renovation project (2010 – 2012) at the FAS factory, the design was made to connect the new Energy Block with other units by pipelines for energy fluids. Delta inženjering Company was contracted on the Project Design for the repair, adaptation, reconstruction, and the construction of the facilities and infrastructural systems. Among other things, this multidisciplinary project included the construction of new steel structure pipe racks in the length of 1500 meters and the repair and reconstruction of existing pipe racks in the length of 1000 meters. The pipe racks will be presented in this paper.

Key words: FAS, steel structure, reconstruction, pipe rack, pipe line

[1] dipl. inž. građ, šef arhitektonsko-građevinskog biroa, Delta inženjering

1. UVOD

Kompleks FIAT automobili Srbija (FAS) u Kragujevcu prostire se na 170 hektara. Objekte koji su u okviru kompleksa FAS čine tehnološki, proizvodni pogoni i administrativni objekti.

Zbog rekonstrukcije proizvodnih pogona i promene (povećanja) sveukupne potrebe za energentima, starosti cevovoda na cevnim mostovima, nesredjenosti i necentralizovanosti u pogledu snabdevanja energentima FAS je odlučio da formira nov energetski blok.

Nov energetski blok sastoji se od kotlarnice kapaciteta 182 MW za snabdevanje proizvodnih pogona tehnološkom vrelom vodom i vrelom vodom za grejanje, kompresorske stanice [6 barG] kapaciteta 60000 Nm^3/h, postrojenja demi vode kapaciteta 75 m^3/h, trafo stanice 20/6kV kapaciteta 2 x 10 MVA i trafo stanice 6/0.4 kV kapaciteta 3 x 2.5 MVA.

U cilju povezivanja novog energetskog bloka sa proizvodnim i administrativnim pogonima bila je predvidjena kompletna rekonstrukcija infrastrukturnih sistema.

Preduzeće «Delta inženjering» je bilo angažovano na izradi tehničke dokumentacije za sanaciju, adaptaciju/rekonstrukciju i izgradnju objekata i infrastrukturnih sistema, u skladu sa zahtevima i standardima krajnjeg korisnika FAS. Rukovodilac ovog posla bio je Aleksandar Mečanin, dipl. inž. maš.

Posao project manager-a (organizacija i stručni nadzor) za ovo obavlja firma «MACE» iz Beograda, rukovodilac posla je Dragan Dukanac, dipl. inž. maš. Stručni nadzor za čeličnu konstrukciju je bio Nenad Nedeljić, dipl. inž. građ.

Tehničku kontrolu projekata vršilo je preduzeće „Mašinoprojekt“ iz Beograda.

Ovaj izuzetno multidiscliplinarni projekat je obuhvatao izgradnju novih cevnih mostova u čeličnoj konstrukciji, dužine od 1500 m, sanaciju i rekonstrukciju postojećih cevnih mostova, dužine od 1000 m, zamenu svih cevovoda na cevnim mostovima, ukupne dužine 10 km, postavljanje potpuno novog energetskog 20 kV razvoda ukupne dužine 3,6 km, izgradnju novog sistema za snabdevanje pitkom i industrijskom vodom, izgradnju novog sistema protivpožarne instalacije (distributivna mreža i pumpna stanica za šprinkler instalaciju), ukupne dužine 25 km, rekonstrukciju i izgradnju atmosferske i fekalne kanalizacije ukupne dužine 18 km, postavljanje novog telekomunacionog sistema i drugo.

2. PODELA POSLA PO FAZAMA

Čitav posao izrade projektne dokumentacije bio je podeljen u 2 faze. U tabeli u nastavku prikazani su objekti (projekti za cevne i kablovske mostove) i njihova podela po fazama, dužina mostova, težina čelične konstrukcije.

Za proračun konstrukcije u svim glavnim građevinskim projektima korišćen je programski paket „Tower“ a za prostije konstrukcije, proračun je rađen „ručno“, podelom na linijske elemente (po mišljenju izlagača, najbolje i najefikasnije).

Može se konstatovati da je utrošak čelika (kvaliteta S235) iznosio **cca. 900 kg/m** za cevne mostove sa stubovima na temeljima i 2 ili 3 etaže (nivoa poprečnih nosača za cevi), a za cevne mostove ramovskih sistema, bez stubova i sa manjim brojem cevi cca. **400 kg/m**. Ukupna težina isprojektovane čelične konstrukcije (sva je kompletno i montirana) iznosi cca. **1.300.00 kg** (dodaci rešavani na licu mesta i uz pomoć Nadzora kao i manje konstrukcije nisu bile pakovane u glavne projekti i nisu prikazani u tabeli).

Za novoprojektovane i rekonstruisane postojeće cevne mostove predmerom radova je bila predviđena kompletno nova antokoroziona zaštita predviđena za kategoriju C4.

Tabela 1 – Glavni građevinski projekti po fazama

faza	knjiga	Naziv	dužina (m)	težina (kg)	stanje
I faza			261	225.000	novo
	knjiga A-I-2-1	Cevni most od energetskog bloka do preseraja - krak A i krak B	286,8	280.000	novo
	knjiga A-I-2-2	Cevni most od energetskog bloka do preseraja - deonica od stuba N128 do N146'''		12.000	rekonst.
	knjiga A-II-2	Cevni most na krovu aneksa preseraja i mehaničke obrade	648	295.319	novo
	knjiga A-III-2	Cevni most - krak C		37.586	rekonst.
II faza	knjiga A-V-2	Cevni most pored karoserije, lakirnice i montaže	548	208.076	novo
	knjiga A-V.1	Cevni most ka post. za prečišćavanje otp. voda KATAK II		21.872	novo
	knjiga A-VI-1	Kablovski most od TS 110/20 kV do TSPP		39.824	novo
	knjiga A-VII-1	Kablovski most od novog cevnog mosta (krak A) do TSD, TSE1 i TSF		60.300	novo
	knjiga A-IX-2	Povezivanje objekata akademija, rashladno postrojenje Ergom i Plant room-a 1a_bis sa međupogonskim razvodom cevovoda		46.550	novo
	knjiga A-X-1	Povezivanje TSCT i TSCG		15.356	novo
			UKUPNO:	**1.241.883**	**kg**

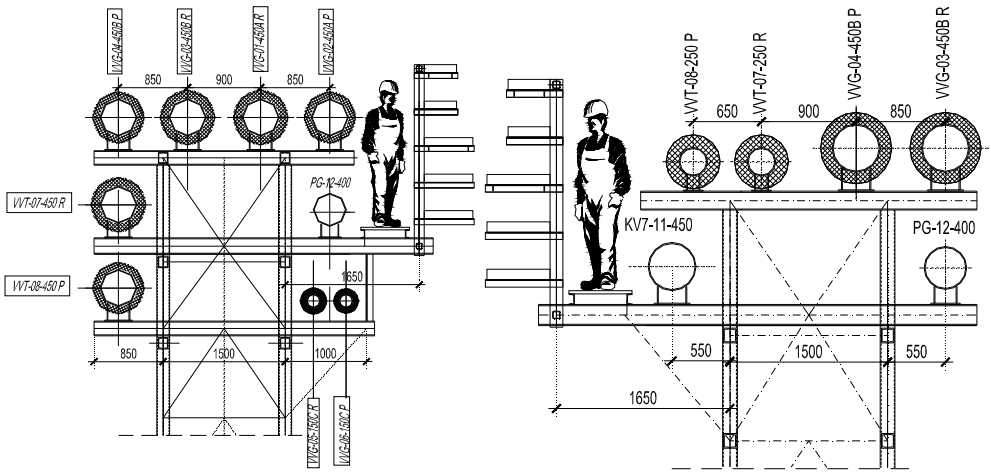
3. PRVA FAZA PROJEKATA

Prva faza je obuhvatala izradu projekata za izgradnju hitno potrebnih instalacija za fabriku, u ovoj fazi su isprojektovani najduži i najkompleksniji cevni mostovi. Odgovorni projektanti su bili Vesna Đerić, Svetozar Knežević, Miša Milosavljević, Radoman Čvorović i Miloš Debeljković, svi dipl. inž. građ. Konstrukcija se po tipu, obliku i izgledu menjala zavisno od potreba i podloge na koju se oslanja.

Krakovi A i B: prostorni rešetkasti nosači različitih karakterističnih raspona (8, 10, 16, 20, 24m), preko njih poprečni nosači sa prepustima za revizione staze (na 2 ili 3 nivoa), rešetkasti „pendel“ ili prostorni stubovi oslonjeni na AB temelje fundirani na, uglavnom, -1,50 metara. Osnovna ideja je bila da se što više unifikuje celina mostovske konstrukcije, koja u skladu sa rasponima i mogućim oslonačkim mestima, omogućuje što jednostavniju montažu.

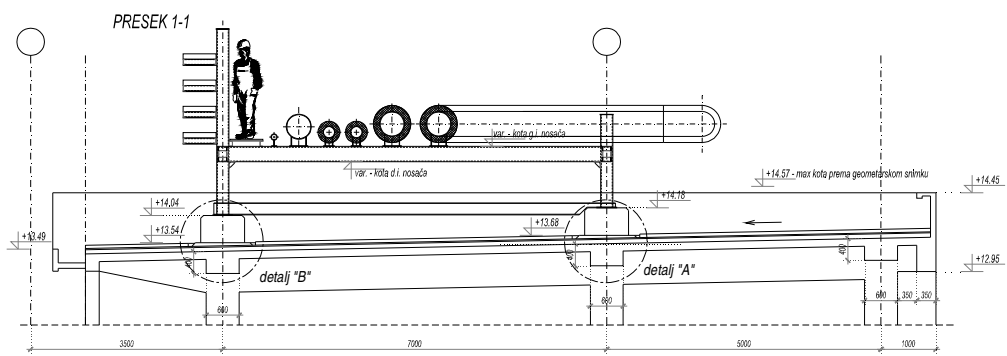
Cevni most po krovu postojeće zgrade „preseraja i mehaničke obrade“ je projektovan kao prostorna ramovska čelična konstrukcija sa poprečnih ramovima koji se oslanjaju na tipske AB blokove koji su projektovani direktno iznad AB stubova ili zidova postojeće zgrade.

Cevni most od energetskog bloka do „preseraja“ i krak C su bili uglavnom projekti rekonstrukcije, tj. provere i dokazivanja postojeće konstrukcije cevnih mostova kao i novoprojektovane konstrukcije za nošenje elektro kablova, cevi za fluide oslonjene što na stubove i AB temelje, što konzolno na zidove postojećih objekata od betona ili čelika. Ovde je bilo različitih zahteva i potreba za „preskakanjem“ izgrađenih cevnih mostova radi privremenog obezbeđivanja fluidima proizvodnih hala. Dobar deo konstrukcije iz ovog projekta je u junu i julu 2012 demontiran i srušen (obezbeđeno je trajno rešenje za fluidima).



Slika 1 – krak A: most između stubova S1 i S2 i krak B: most između stubova S30 i S62

Izvođač radova za prvu fazu projekata bilo je preduzeće „Soko inženjering“ sa stručnim konsultantom Nenadom Fricem, dipl. inž. građ, sa kojim su projektanti imali odličnu saradnju. Njihov podizvođač za čeličnu konstrukciju bilo je preduzeće „NB čelik“.



Slika 2 – most na krovu zgrade „preseraja i mehaničke obrade“

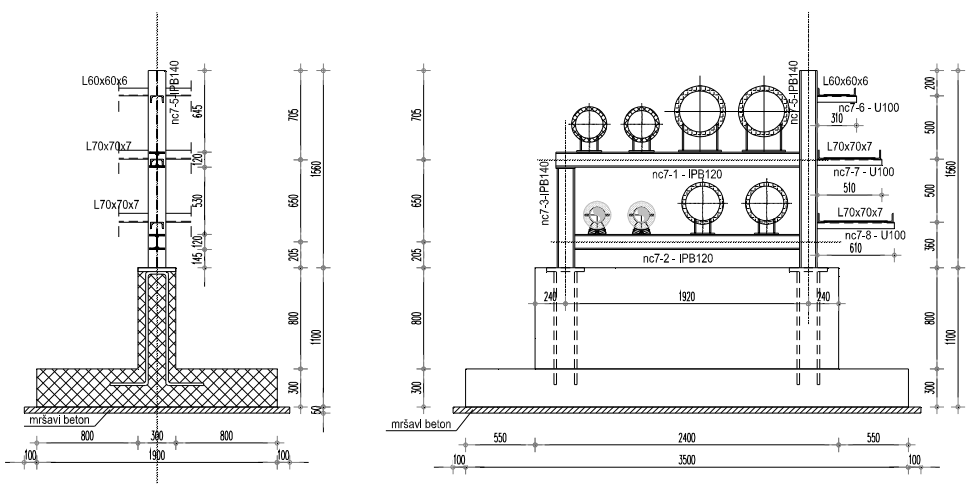
U svim projektima gde je proveravana postojeća konstrukcija cevnih mostova, obzirom da su stari projekti bili rađeni sa opterećenjem od vetra po starim propisima, po zahtevu tehničke kontrole izvršeno je upoređivanja uticaja po „starim“ i važećim propisima za opterećenje od vetra i pokazalo se da je, za ovakvu vrstu objekata (i smanjen broj cevi koju su na mostovima) opterećenje od vetra po važećim propisima manje od „starog“ sa $w_0 = 45$ kg/m^2 i koeficijentom povećanja izložene površine K = 1,20.

4. DRUGA FAZA PROJEKATA

Druga faza je obuhvatala izradu projekata za izgradnju instalacija potrebnih za povezivanje već izgradjenih postrojenja, sadržala je priličan broj mostova za elektro instalacije, osim mosta pored KLM. Odgovorni projektanti su bili Vesna Đerić, Svetozar Knežević, Sava Formentunović, Radoman Čvorović i Miloš Debeljković, svi dipl. inž. građ.

Konstrukcija se po tipu, obliku i izgledu ponovo menjala, ovog puta sa mnogo više razlika, zavisno od potreba i podloge na koju se oslanja. U ovoj fazi bilo je i projekata sa sprovođenjem elektro instalacija podzemno i nadzemno (knjiga A-X-1). Za gro elektro instalacija bilo je potrebno isprojektovani nove nosače koje je trebalo montirati na postojeću konstrukciju. Najčešće su korišćeni konzolni nosači sa velikim brojem varijacija, zavisno od konstrukcije na koju se montiraju (čelična, betonska). Provera postojeće konstrukcije nije bila predmet ovih projekata, što po mišljenju izlagača nije ispravno jer, kao što se u praksi dešava, niko nije proverio nosivost i stabilnost postrojeće konstrukcije. Obzirom na uslove za ovakve projekte (nedostatak dokumentacije za postojeće objekte, brzina kojom se projekti izrađuju i t.d.) kao i na činjenicu da su uticaji od dodatih konzola minimalni u odnosu na osnovne uticaje, projekti su overeni i po njima su radovi izvedeni.

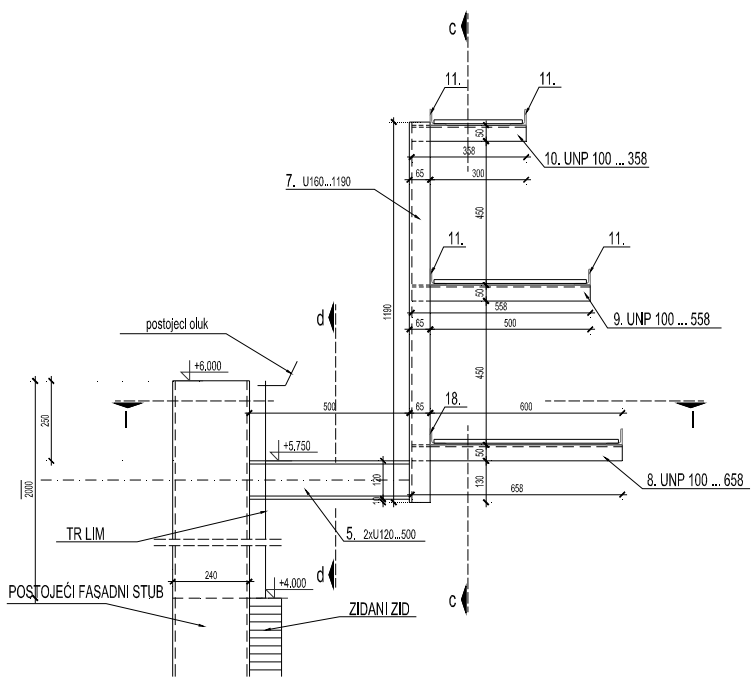
Za ovu fazu projekata nije važilo pravilo da se tipiziraju rasponi radi lakše izrade i montaže, jer su rasponi i dužine dilatacionih celina zavisili od „prepreka“ preko kojih konstrukcija prelazi.



Slika 3 – tipični poprečni preseci konstrukcije - knjiga A-IX-2

Cevni most pored objekata karoserije, lakirnice i montaže (KLM) podeljen je na dve celine: Prva je rekonstrukcija postojećeg mosta koja je koncipirana kao konstrukcija sastavljena iz 5 nezavisnih dilatacionih celina zbog dispozicionog rešenja projekta instalacija kao i uvođenja dva novoprojektovana objekta na postojećoj trasi. Druga celina je novoprojektovani most koji je postavljen paralelno sa KLM i postojećim cevnim mostom čija je konstrucija bila diktirana novim arhitektonskim rešenjem fasade objekata. Ovde su stubovi projektovani od jednog IPB400 profila, uklještenog u poprečnom pravcu. Dve dilatacione celine (NM4 i NM5) su projektovane kao konstrukcija oslonjena na krovnu konstrukciju novoprojektovanih objekata – plant room-ova. Naravno da je pretpostavka bila da će se objekti prvo izgraditi pa da se preko njih montira konstrukcija za nošenje cevi, ali u praksi se desilo suprotno, nažalost nemamo prostora da ovo detaljno obrazložimo.

Ostali projekti iz ove faze (knjige A-VI-1, A-VII-1 i A-X-1) obrađivali su konstrukciju za nošenje elektro instalacija (kablovski mostovi) gde je najviše truda izazivalo snimanje postojećeg stanja objekata kao i nimalo teški dogovori i usaglašavanje sa elektro inženjerima iz našeg preduzeća kao i predstavnicima Investitora.



Slika 4 – tipična konzola za nošenje elektro instalacija (montirana na postojeću konstrukciju)

Izvođač radova za drugu fazu projekata bilo je preduzeće „Exing b&p“.

LITERATURA

(1) *Glavni građevinski projekti za izgradnju novih i rekonstrukciju postojećih cevnih mostova I i II faza izgradnje, FAS Kragujevac* / Delta inženjering, 2010 - 2011

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Bozidar S. Furundžić [1]

NONCONFORMITY CONTROL ON CONSTRUCTION SITE

Summary:

The control of nonconformity on construction site is considered in this paper. Following quality management brief review, nonconformity essential characteristics are described. Five cases of nonconformity, detected during construction of bridges on the Motorway E-80 near Dimitrovgrad, are presented at a state before treatment, as an example from practice. Permanent control of works on site and detected nonconformity resolving are very important for successful construction quality management.

Keywords*: construction site, quality, control, nonconformity, cases*

КОНТРОЛА НЕУСАГЛАШЕНОСТИ НА ГРАДИЛИШТУ

Резиме:

У овом раду размотрена је контрола неусаглашености на градилишту. После кратког осврта на управљање квалитетом, основне карактеристике неусаглашености су описане. Као пример из праксе, пет случајева неусаглашености, које су уочене током грађења мостова на Аутопуту Е-80 код Димитровграда, приказано је у стању пре поправке. Стална контрола радова на градилишту и решавање уочне неусаглашености веома су важни за успешно управљање квалитетом изградње.

Кључне речи*: градилиште, квалитет, контрола, нусаглашеност, примери*

[1] Dipl.-Ing. Civ., MS(ECP), ALPINE Bau GmbH - Branch Office Belgrade, Ul. 27. marta 17, Beograd

1. INTRODUCTION

The construction of large infrastructure project, such as motorway with bridges, is a complex and expensive civil engineering job [1]. The contractor has three main objectives: achieving quality, on schedule and within budget [2]. While time and cost can be quantified and thus measured, quantifying the quality is more demanding. For that reason, quality management is of paramount importance during construction works [3].

Control of nonconformity on construction site by the contractor is one of the most difficult tasks of quality management. If a noncomformity arises, the contractor has to report in writing that something is done wrong [4].

This paper concisely considers the control of nonconformity on building site. After quality management short review, nonconformity essential characteristics (cause, detection, level) are in a few words described and nonconformity treatment and prevention are discussed. Five cases of nonconformity, detected during construction of bridges on the Motorway E-80 near Dimitrovgrad, are presented by potographes at a state before their treatment, as an example from practice.

The paper discourse is based on the author's own experience, being acquired during construction engineering and management practice on three large sites (New Belgrade, Beska, and Dimitrovgrad) in the period of last six years (2007-2012).

2. QUALITY MANAGEMENT

In modern civil engineering, the *FIDIC Contracts* [4] are used worldwide. The *Contract for construction*, (commonly referred to as the *Red Book*, or the *Red FIDIC*), is the agreement between the *Employer* and the *Contractor* for building and engineering works of the *Project* designed by the Employer, or by his representative - the *Engineer* [5]. The Contractor institutes the quality management system to demonstrate conformity with the Contract requirements.

The *International Organization for Standardization* (ISO) [7] developes and publishes international standards, which guarantee that products and services are safe, reliable and of good quality. The *ISO Standards* help companies to entrée new markets and assist free and fair international business.

Well-known *universal management standards* are: ISO 9000 (Quality Management), ISO 14000 (Environment Management), and ISO 31000 (Risk Management).

The ISO 9000 family (on Quality Management) includes: ISO 9000:2005 (concepts and language), and ISO 9001:2008 (system requirements) based on doctrine (customer focus, top management motivation, process approach, continual improvement).

ISO 9000 defines basic terms (usually denoted by acronyms: Q, QA, QC, QM).

Quality (Q) is conformity (synonym: conformance) to requirements, or more generally: "the totality of features and characteristics of products or services that bear on their ability to meet specified requirements" [7].

Quality Assurance (QA) is providing confidence that quality requirements will be fulfilled, or: "all those planned and systematic actions needed to provide adequate confidence that products or services would satisfy specified requirements" [7].

Quality Control (QC) is fulfilling quality requirements.

Quality Management (QM) is the part of the overall management that determines and implements the quality policy.

In civil engineering, from time to time, there is confusion over terms: QA and QC. If Q is observed as a domain, then domain Q is union of two subdomains: QA and QC.

If Q is imagined as a coin, QA and QC are obverse and reverse of the same coin Q. Without one the other is meaningless.

Universal standards of ISO 9000 family, however, cannot be used as prêt-à-porter QM algorithm. In accordance with *general* ISO standards, each company has *particularly* to develop its own system of QA, with system organization (personnel, responsibilities, resources, procedures, measures) that can be audited.

QM is systematic process of control throughout every phase of the construction works. The Employer must clearly state the requirements by the Contract documents (Agreement, Conditions, Specifications, Bill of Quantities, Drawings), the Engineer must interpret these requirements, and the Contractor must fully accept that the requirements are achievable.

QM requires to be recorded and may be considered as "good management, only written down" [8].

QA contains checking and verification procedures over the Contract requirements.

QC is method of inspection and rejection of the products and works.

The four fundaments of quality are requirement, planning, performance, and measure. The aim is *quality*, which is conformity to requirements. The method is *management*, which allows improvement and corrections. The result is *assurance*, which is demonstration that conformity to requirements has occurred. The mechanism is *control*, which ensures that assurance can always occur. The improvement objective is achived by methods of audit, review and feedback.

3. NONCONFORMITY

In common English, *nonconformity* means: "refusal or failure to conform to accepted standards, conventions, rules, or laws" [9]. In quality management, *nonconformity* is: "a deficiency in characteristic, documentation or procedure that renders the quality of a product or service unacceptable, indeterminate or not according to specified requirements" [7].

Nonconformity (NC), (synonym: non-conformity, being source for acronym: NC), is a product and/or process which fails to meet the Contract requirements, codes, and standards [4]. Control of NC on building site is imperative of QM.

NC can relate to each part (*document*, *material*, *work*) of construction product. Each NC must be *identified*, *evaluated* and *treated*.

Cause of NC can be produced before construction (inadequate documents) and/or during construction (bad material, human error).

Detection of NC can come out during investigation and control, provoked by not useful drawing, or unexpected test result.

Level of NC can be different (from minor to major). Therefore, NC products are *classified* (e.g. accepted, lower value, reparation, trash) according to the Contract requirements for safety and function.

NC *procedure* consists of testing materials and/or works that do not fulfill the Contract requirements, codes and standards.

The reference *target value* of the measured characteristic is given as a *number*, or as an *interval* in which the *measured value* has to be settled. If a difference between the target value and the measured value appears, a NC procedure is required.

NC *resolving* in the most efficient way is performed by *action* (*corrective*, or *preventive*) related to product parts (document, material, work). For example, an action can be document change, or NC product classification change.

Preventive action can involve modification of instructions, or procedures. In accordance with NC detected, the most efficient action is adopted to prevent possible negative consequences.

Each NC must be recorded in the *Nonconformity Report* (NCR), which contents general data (location, date, and similar), and data on detected NC (description, correction, documentation, result of resolving, recommendation for further activities). On the base of NC records, NC causes and frequencies can be analyzed and appropriate actions adopted.

NC analyses are a base for the quality system improvement. Special focus is by rule made in overcoming of identified NC and/or forecasting a potential risk.

All responsibility of solving the non-conformances is Contractor's, but everything that the Contractor intends to do concerning quality correction proposals of contracted works is constrained by the Employer's Engineer's approval or disapproval.

4. DIMITROVGRAD BRIDGES: NONCONFORMITY CASES

European route E-80, designed as the *motorway* linking West and East of Europe, passes through 9 countries (Portugal, Spain, France, Italy, Croatia, Montenegro, Serbia, Bulgaria, Turkey) and has a length of approximately 5700 kilometers.

The Project of *Dimitrovgrad E-80*, currently under construction, refers to the motorway section: *Pirot - Sukovo - Dimitrovgrad*, of the E-80 in Serbia. For this Project, the Employer is: *Koridori Srbije d.o.o.* (Beograd), the Engineer is: *JV Eptisa Servicios de Ingeneria S.L. - IRD Engineering - SAFEGE*[2] (Dimitrovgrad Office), and the Contractor is: *Alpine Bau GmbH* (Branch Office Belgrade). The Contractor has its subcontractors.

The Contractor Alpine has *Integrated Management System* (IMS), which is sophistically developed and described in the *Management Manual* (MM), copyrighted. The Alpine IMS is the base for management of different projects, administrated by the Alpine Branch Offices.

The Dimitrovgrad E-80 contracted works are construction of road, 14 bridges, overpasses, underpasses, culverts, drainage, landscaping, as well as electric and telecommunication installations, lighting, traffic signals.

Permanent QM, with incorporated QA and QC, supports constructing of the Dimitrovgrad E-80. The control of NC on building site is particularly developed and managed [4]. Detected NC is carefully evaluated and accordingly treated.

The *Dimitrovgrad Bridges*, on the E-80 Motorway, are the most attractive from structural engineer point of view. As a case in point, *five nonconformities* detected on the Dimitrovgrad Bridges during construction are presented (Figs.1-5) by photographs shot before their resolving.

[2] *SAFEGE* is French acronym for the consortium: *Société Anonyme Française d'Etude de Gestion et d'Entreprises*, or in English: *French Limited Company for the Study of Management and Business*.



Fig.1 - Prestressed girder defect



Fig.2 - Bars incorrect distance



Fig.3 - Web concrete segregation



Fig.4 - Concrete leakage through shutter

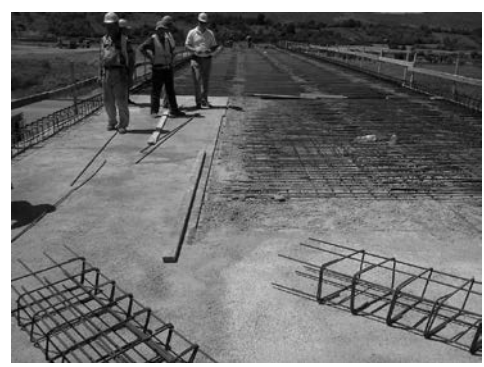


Fig.5 - Plate concreting wrong stop

[Note.- Above photos are made on Dimitrovgrad bridges in 2011-2012, by the author.]

5. CONCLUSION

The objective of construction quality management is to assure that the activities of a specific project are being performed in accordance with all contractual specifications, codes and standards. Assuring quality is one of key conditions for the successful outcome of construction project within time schedule and budget.

The construction engineering and management experience, which the author has acquired on three different sites in last six years, robustly indicates that permanent nonconformity control on site is essential for successful construction quality management.

REFERENCES

[1] *Construction Inspection Handbook - Quality Assurance and Quality Control*, (3rd Ed.) / J. J. O'Brien // Van Nostrand Reinhold, New York, 1989.

[2] *A Systems Approach to Planning, Scheduling and Controlling*, (8th Ed.) / H. Kerzner // John Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey, 2003.

[3] *Project Management for Construction* / C. Hendrickson, A. Tung // Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1989.

[4] *Guide for Control of Nonconformities on Site,* (2nd Ed.) / B. S. Furundžić // Quality Assurance System, ALPINE Bau GmbH, 2011, pp.1–8.

[5] *The FIDIC Contracts Guide*, (1st Ed.) // FIDIC (Fédération Internationale des Ingénieurs-Conseils), Geneve, 1999.

[6] *Conditions of Contract for Construction - For Building and Engineering Works Designed by the Employer,* (1st Ed.) // FIDIC (Fédération Internationale des Ingénieurs-Conseils), Geneve, 1999.

[7] *International organization for standardization (ISO)* // <http://www.iso.org>, (accessed: July 12, 2012).

[8] *Quality Management for Building Design* / T. Cornic // Butterworth Architecture, Guildford, Surrey, 1991.

[9] *The Free Dictionary* // <http://www.thefreedictionary.com/nonconformities>, (accessed: July 12, 2012)

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Boris Gligić[1], Svetislav Sinđelić,[2] Dušan Banjalić[3]

PROJEKTOVANJE I IZGRADNJA JEDINSTVENE POKRETNE HALE

Rezime:

Za potrebe izgradnje novog železničkog mosta preko Velike Morave kod Ćuprije projektovana je i izgrađena jedinstvena privremena konstrukcija - zatvorena pokretna hala bruto osnove blizi 500 m^2, maksimalne visine 13,0 m i zapremine skoro 6000m^3. Rešavanje ovog projektnog zadatka rezultiralo je nizom originalnih rešenja konstrukcije, oblaganja i mehanizama sa veoma jasnim ciljem da se postigne potrebna pouzdanost i funkcionalnost uz što manje troškove gradnje i pomeranja hale. Objekat je pokretan da bi se, u okviru montaže mosta naguravanjem, mogao zatvoriti radni prostor za zavarivačke radove na montaži.

Ključne reči: čelična konstrukcija, pokretna hala, platno, montaža

DESIGN AND CONSTRUCTION OF UNIQUE MOBILE HALL

Summary:

For the new railway bridge over Velika Morava river near Ćuprija construction site needs an unique temporary structure is designed and built - closed mobile hall almost 500 m2 in base, 13.0m in height and 6000m3 in volume. Solving this project assignment resulted in a series of original design solutions for structure, covering, and mechanisms with a very clear objective to achieve required reliability and functionality with less construction and operational costs. The building is movable to enable close work space for in situ welding of bridge steel structure that is designed to be installed according to launching method.

Key words: steel structure, mobile hall, fabric, installation

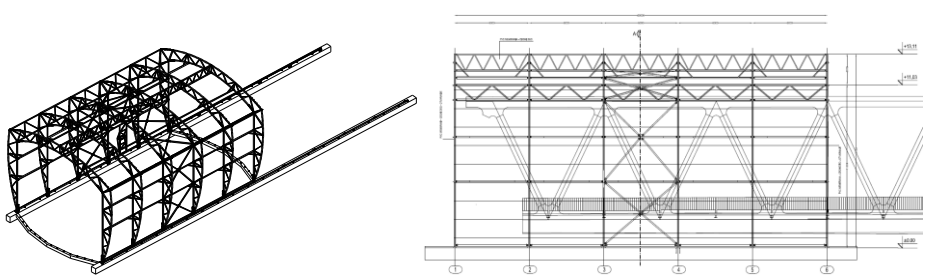
[1] magistar, dipl.građ.inž., Građevinski fakultet, Beograd
[2] direktor, dipl.građ.inž., NTG Plus d.o.o., Beograd
[3] preduzetnik, dipl.građ.inž., DB Engineering, Beograd

1 UVOD

Novi dvokolosečni železnički most preko Velike Morave kod Ćuprije ima tipičan poprečni presek bruto gabarita od oko 11,0x9,5m bez revizionih staza odnosno oko 13,5x9,5 sa revizionim stazama. Projektovan je kao zatvorena čelična rešetkasta konstrukcija sa kolovoznim zastorom u koritu od ortotropne ploče na donjem pojasu. Ortotropna ploča je integralni deo donjeg pojasa glavnih rešetkastih nosača. Projektanti (Siniša Mihajlović, dipl.građ.inž. sa sardnicima, Saobraćajni Institut CIP, Beograd) su sve veze na mostu predvideli u zavarenoj izradi, kako radioničke tako i montažne, i idejnim projektom montaže predviđena je izgradnja privremenog objekta koji bi omogućio veliki obim zavarivanja visokog kvaliteta (klase B) u kontrolisanim radnim uslovima. Generalni izvođač radova (ALPINA) sa podizvođačima je, nakon analiza, odlučio da gradi prema predloženom rešenju montaže, uključujući izvođenje svih montažnih spojeva zavarivanjem. Ovo je podrazumevalo i izgradnju privremenog objekta - radionice, koja je predmet ovog stručnog rada, u kome bi se obezbedili kontinuirani kontrolisani radni uslovi za potrebe, pre svega, zavarivanja ali i drugih radova.

2 TEHNOEKONOMSKA ANALIZA

Objekat je projektovan za sopstvenu težinu i ambijentalna opterećenja od snega, vetra i temperaturnih promena. Rešavanje ovog konstrukterski ne mnogo zahtevanog zadatka pokazalo je svu međusobnu zavisnost različitih aspekata inženjerskog problema. Sve u svemu, projektovanje, građenje i pomeranje ovog pokretnog objekta pružilo je neobično veliko zadovoljstvo autorima i rezultovalo je jedinstvenom konstrukcijom (prilikom početnih istražaivanja literature i iskustava nije nađeno ništa slično ni u svetu).



Slika 1 – Trodimenzionalna dispozicija konstrukcije i podužni presek hale sa mostom u položaju predviđenom za prodor kroz kalkan

Prvobitno se računalo da u izboru konstrukcije, fundiranja, obloge i načina pomeranja hale nema mnogo mogućnosti izbora te da će svi ponuđači morati u tom segmentu da računaju na manje-više slična rešenja (i cene) te da se samo optimizacijom tih segmenata projektovanja i gradnje može steći konkurentna prednost.

Međutim, naknadne preliminarne analize, statičke i finansijske, su dale veoma interesantne rezultate koji su jasno stavili do znanja da se nešto značajnije po pitanju ukupnog koštanja ne može postići samo optimizacijom noseće konstrukcije hale. Evo nekih interesantnih podataka za ovaj konkretan slučaj.

Za potrebe rešavanja projektnog zadatka, naime, neophodno je preko 100 m „trase“ za kretanje hale (2x50,0m) s obzirom da je dužina hale 25,0 m a zahteva se pokretanje u celoj dužini kako bi cela dužina bila dostupna za montažu autodizalicama - kako god da se reši ovaj deo, temelji sa/bez šina, sa/bez mehanizama ili motornog pogona, itd. to je respektabilna količina betona, armature, zemljanih, radova, šina, veza, itd., naročito kada se uzme u obzir veličina samog objekta. Zatim, objekat sa relativno malom osnovom bliskom kvadratu sa relativno velikom visinom rezultuje sa preko 3,0 m2 „obloge“ po m2 osnove - kako god da se reši, sa/bez podkonstrukcije, vertikalno/horizontalno oblaganje, itd. to je značajna finansijska stavka čije učešće u ukupnom koštanju uvećava i činjenica da je skoro četvrtina obloge (kalkani) morala biti rešena kao montažno-demontažna.

Posle još nekoliko iteracija izveden je zaključak da značajnog „dobitka“ u ukupnom koštanju ne može biti bez radikalnijih ideja. Prvo je odlučeno da se proba sa potpunim izbacivanjem bilo kakvih kolica koja bi se kretala po šinama i motornog pogona jer te dve stavke predstavljaju značajan trošak pa je odlučeno da se fundira samo na temeljnim gredama – trakastim temeljima kao i da se osmisli neki jednostavan način da se hala pomera na običnim, jeftinim, industrijskim točkovima visoke nosivosti.





Slika 2 – Uspravljanje prvog segmenta hale i montaža poslednjeg poprečnog rama

Razmatrana su razna rešenja iz ponuda i pokazalo se da na tržištu i nema mnogo pogodnih točkova za ovu namenu (točkovi za „vožnje“ po industrijskim podovima). Odnosno, najjači točak koji se standardno može nabaviti nosi samo 1-2 tone radnog opterećenja što je nedovoljno za sile po stubnom mestu u varijanti sa „klasičnom“ konstrukcijom i oblogom.

U jednom trenutku, prilikom prethodno pobrojanih analiza, „sinula“ je ideja koja je i realizovana a sa kojom se većina problema „lančano“ svela u prihvatljive okvire. Osnova ove ideje je da se konstrukcija maksimalno olakša primenom obloge, praktično, bez težine – arhitektonskog tekstila (PVC-PES membrana) kakav se primenjuje za takozvane „balon“ hale, ali i za stadione i druge objekte značajnih raspona. Ovo rešenje, uz naprednu primenu (gde se membrana ne koristi samo kao obična „cerada“ postavljena preko podkonstrukcije već se utezanjem iskorišćava kao nosivi konstruktivni element), je dodatno redukovalo utrošak čelične konstrukcije jer je izbačena potreba za klasičnim rožnjačama (ostale su samo slemenjača i venčanice) i fasadnim riglama (ostala je samo „sokla“). Prethodno je onda svelo sile po stubnom mestu u okvire kod kojih su primenjivi jednostavni industrijski točkovi a davalo je realnu nadu da će hala moći da se pomera „ručno“ s obzirom na značajnu redukciju sile po točku te je odlučeno da se tako i projektuje (sa idejom da se posle probanja, po potrebi, uvedu nekakvi alati ili pogoni za povlačenje hale).

2 DISPOZICIJA

Hala je, u konačnom rešenju, projektovana sa glavnim nosačima u rasteru od 5,0 m (5 polja po 5,0m) koji su oblikom prilagođeni tehnologiji primene platna kao nosivog elementa konstrukcije. U podužnom pravcu, osim venčanica, slemenjača i sokli, postavljeni su i štapovi – razupirači u retkom rasteru od oko 3,0-4,5 m za bočnu stabilizaciju glavnih nosača. U srednjem polju je formiran sistem vertikalnih i krovnih spregova pri čemu su između pomenutih štapova – razupirača, dodate samo ukrštene dijagonale. Ovaj spreg prima i na temelje prenosi i sve uticaje na objekat u podužnom pravcu.

Obloga, arhitektonska tekstil- membrana, se u poprečnom pravcu prebacuje preko rešetkastih slemenjača i venčanca i uteže u „sokle“. Membrana na ovaj način pokriva krovna „polja“ dimenzija oko 9,0x5,0 m i „polja“ podužne fasade od čak oko 11,0x5,0 m bez potrebe za dodatnom podkonstrukcijom. Utezanje u podužnom pravcu ide od kalkanskog nosača do kalkanskog nosača i za prijem ovih sila su iskorišćeni pomenuti štapovi – razupirači.




Slika 3 – Uspešna proba ručnog pomeranja potpuno završene konstrukcije

Kalkanski zidovi su potpuno bez podkonstrukcije, membrana je formirana u četiri vertikalne trake dimenzija prilagođenih dimenzijama poprečnog preseka mosta odnosno lakom uklapanju na prodoru konstrukcije mosta kroz kalkan.

Temeljne grede – staze su projektovane pravougaonog preseka i računate za sva eksploataciona stanja - dva fiksna položaja sa punim opterećenjem i kao kranska staza za pokretni sistem sila koji odgovara uticajima u stubnim mestima samo od sopstvene težine i vetra do 2m/s – što su neophodni uslovi za pomeranje hale (da nema snega i vetra).

Konstrukcija je u fiksnim položajima ankerisana zavrtnjima 10.9 a za potrebe pomeranja osmišljen je jednostavan mehanizam tipa šipke sa suprotnim navojima na čijem donjem kraju je na pogodan način montiran industrijski točak velike nosivosti čime se konstrukcija nakon „otključavanja“ odnosno odvrtanja ankera, odiže (cca. 2 cm) na točkove radi pomeranja.

3 MATERIJALI

Kompletna konstrukcija, osim vođice na temeljnoj gredi koja je od valjanog profila, je projektovana od kutijastih HOP profila u kvalitetu S235. Primenjeni su zavrtnji klase čvrstoće 8.8 i 10.9. Temelji su od MB25 sa RA400/500. Ugovorena antikoroziona zaštita, s obzirom da se radi o privremenom objektu, su dva osnovna premaza na bazi alkida.

Obloga je PVC-PES membrana tip II. Materijal visoke tehnologije (spec. težine 900g/m2, prekidna čvrstoća 400 kg/5cm, čvrstoća na cepanje 45 kg, PPZ atest u klasi M2, B1, bele boje,

100% vodonepropusno, transmisija svetlosti 6-9%, UV transmisija 0). Dodatna pogodnost primenjenog materijala je njegova transparntnost koja obezbeđuje dovoljno svetlosti unutar hale u dnevnim uslovima i bez veštačkog osvetljenja a da pri tome u letnjim uslovima štiti od sunca (obezbeđuje zasenčenje, reflektuje veći deo sunčevog zračenja).

4 IZRADA I MONTAŽA

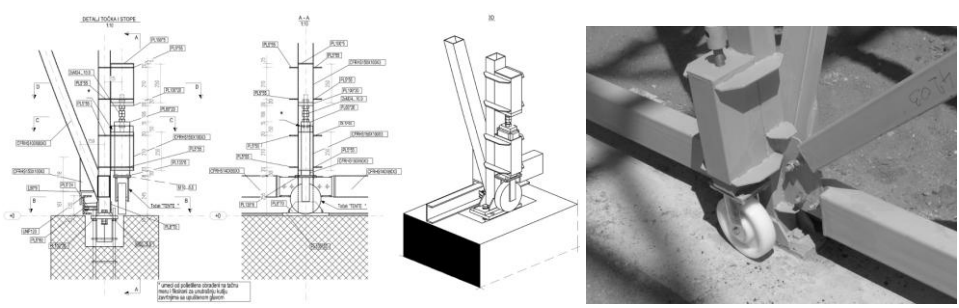
Rešenjem konstrukcije postignut je neobično mali broj „komada“ konstrukcije u odnosu na dimenzije (zapreminu) objekta. Jedina nepovoljnost je bila potreba formiranja krivih pojaseva ali je i ovo uspešno rešeno posebnim alatima (proizvođač konstrukcije, Ralex d.o.o. iz Jagodine).




Slika 4 – Uspešna proba ručnog pomeranja potpuno završene konstrukcije

Pokrivač– membrana, je u celini izrađen u radionici. Ceo krov i podužne fasade su formirane kao jedan komad. Kalkani su izrađeni u vidu četiri trake svaki sa ugrađenim „alkama“ za višekratno „pertlanje“ i utezanje pri postavljanju odnosno „odpertlavanje“ i otpuštanje pri uklanjanju. Kompletan posao oko proizvodnje i postavljanja ove specifične obloge uspešno je obavila firma specijalizovana za ovu vrstu radova („ArTech-inžinjering“ d.o.o. iz Beograda).

Montaža ovako vitke konstrukcije je uspešno realizovana ukrupnjavanjem kompletnog polja sa spregovima u horizontalnom položaju uz pomoć montažnih jarmova. Ovako ukrućeno polje je onda uspravljeno kao kruta figura. Ostali glavni nosači su takođe ukrpnjeni na zemlji u horizontalnom položaju i „na prekret“ uspravljani „hvatanjem“ u više tačaka da se konstrukcija ne bi prelomila.



Slika 5 – Projektovani i izvedeni detalj točka

6 POMERANJE HALE

Za potrebe pomeranja hale propisana je procedura koja garantuje bezbednost. Pri pomeranju hale, pre svega, na krovu ne sme biti snega (kapacitet točkova odgovara samo opterećenjima od soptvene težine), u slučaju da je pri snegu pokretanje neophodnos sneg sa krova se može skinuti ili otopiti kaloriferima iznutra. Pri pomeranju hale ne sme biti udara vetra jačih od cca. 5m/s (i ovaj vetar će izazvati zastoj u pomeranju ali će „vođice“ na temeljima izdržati kao „graničnici“ i sprečiti prevrtanje hale), potrebno je pomeranje planirati usklađeno sa meteorološkim podacima. Smatra se da ovo nije preterano zahtevno s obzirom da se očekuje (prema planiranom broju segmenata mosta oko 2x15=30 pomeranja hale u eksploatacionom periodu).

7 ZAKLJUČAK

Osim osećaja da je urađeno nešto što po saznanjima autora niko ranije nije uradio, kao i osećaja koji se ima kada se ručno pokreće objekat ovih gabarita, moglo bi se reći da je prethodno opisano postignuto na jedan tehnoekonomski zavidan način (nije sporno da se ovakav zadatak može rešiti i na druge načine ali se veruje da je u ovom slučaju izabran optimalan način – utoliko pre što je zaista rađeno parametarsko projektovanje, i to po tri osnove, konstrukcija, temeljenje i pokretanje pa je nedvosmisleno, bar u okviru analiziranih parametarskih rešenja, određena ukupno optimalna varijanta).

Kompletan objekat (zajedno sa 100 m armiranobetonske temeljne grede – staze sa vođicama i kalkanskim temeljnih gredama) je u sistemu inženjeringa proizveden, izgrađen i testiran za oko 12,5€/m3 objekta (zbog velike visine objekta zapremina je pogodnija mera od osnove). Po saznanjima autora ova cena bi bila vrlo konkurentna za sličan objekat i bez svih njegovih osobenosti i specifičnosti. Napominje se da značajan deo racionalizacija ne potiče od direktne težnje ka uštedama već je proistekao iz težnje da se reši pokretanje hale, za šta je, između ostalog, bilo potrebno težinu konstrukcije sa oblogom, u datim uslovima, svesti na najmanju moguću meru pa je time i objekat postao racionalniji.

LITERATURA

[1] *European Safety standard for playgrounds and playing equipment* / European Committee For Standardization // EN 1176, 2008.

[2] *Design Methodology for Lightweight Structures* / Sedlak V. // A Proceedings of the ANZASA Conference, Sydney, 1993.

[3] *Membrane Structures in Japan - Technologies for Supporting Membrane Structures* / Ishii K. // Proceedings of the IASS International Symposium '97 on Shell & Spatial Structures, Singapore, 1997.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Ivan Ignjatović[1], Snežana Marinković[2], Zoran Mišković [3], Aleksandar Savić[4]

EKSPERIMENTALNO ISPITIVANJE GREDA OD BETONA NA BAZI RECIKLIRANOG AGREGATA PRI SAVIJANJU

Rezime:

Eksperimentalno ispitivanje koje je predstavljeno u ovom radu sprovedeno je sa ciljem da se uporedi ponašanje greda od betona sa recikliranim agregatom i greda od klasičnog betona, pri savijanju pod kratkotrajnim opterećenjem. Osnovni parametri koji su varirani u ispitivanju bili su procenat zamene prirodnog krupnog agregata recikliranim (0%, 50% i 100%) i procenat armiranja greda podužnom zategnutom armaturom (0.28%, 1.46% i 2.54%). Ispitivanje do loma sprovedeno je na 9 greda, statičkog sistema proste grede. Izvršeno je poređenje uspostavljenih odnosa sila-ugib, prslina, ugiba, oblika loma, kao i graničnih momenata nosivosti greda.

Ključne reči: beton od recikliranog agregata, ponašanje greda pri savijanju

EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF RECYCLED AGGREGATE CONCRETE BEAMS FAILED IN FLEXURE

Summary:

The experimental research presented in this paper is performed in order to investigate the flexural behavior of recycled aggregate concrete beams compared to the behavior of natural aggregate concrete beams under short-term loading. Three different percentages of coarse recycled concrete aggregate in total mass of coarse aggregate (0%, 50%, 100%) and three different reinforcement ratios (0.28%, 1.46%, 2.54%) were the governing parameters. Full-scale tests up to failure load on 9 simply supported beams were conducted. Comparison of load-deflection behavior, deflections, crack patterns, failure modes and ultimate capacity was performed.

Key words: recycled aggregate concrete, beams flexural behaviour

[1] *Mr, Asistent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu,, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd*

[2] *Dr, Prof. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd*

[3] *Dr, V.Prof. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd*

[4] *Asistent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd*

1. UVOD

Eksprimentalnih podataka o ponašanju pri savijanju grednih nosača napravljenih od betona na bazi recikliranog agregata je relativno malo [1-5]. Ovi podaci su veoma značajni jer je teško predvideti ponašanje takvih konstrukcijskih elemenata poznavajući samo svojstva betona kao materijala. Osnovni cilj istraživanja koje je predstavljeno u radu je da obezbedi dodatne eksperimentalne podatke u vezi sa ponašanjem armiranobetonskih greda od betona na bazi recikliranog agregata koje su izložene savijanju. Širi cilj je promovisanje ideje o korišćenju agregata od recikliranog betona za nove konstrukcijske betone.

Metodologija ispitivanja bazirana je na poređenju ponašanja greda od klasičnog betona i greda od betona sa recikliranim agregatom izloženih savijanju. Dva osnovna parametra koja su varirana u analizi bila su procenat zamene krupnog prirodnog agregata recikliranim u odnosu na ukupnu masu krupnog agregata u betonskim mešavinama i procenat armiranja greda podužnom zategnutom armaturom. Ukupno je, do loma, ispitano 9 grednih nosača statičkog sistema proste grede. Na osnovu dobijenih rezultata i sprovedenih analiza izvedeni su odgovarajući zaključci u vezi sa ponašanjem greda od betona sa recikliranim agregatom.

2. OPIS EKSPERIMENATA

Za proizvodnju 3 betonske mešavine primenjene su dve vrste krupnog agregata- prirodni rečni agregat (Moravac) i agregat od recikliranog betona. Reciklirani agregat predstavljao je mešavinu agregata dobijenog recikliranjem betona iz srušene konstrukcije mosta i recikliranjem laboratorijskih betonskih uzoraka. Na taj način simulirana je situacija iz prakse gde se reciklirani agregat dobija iz reciklažnog postrojenja i prestavlja mešavinu agregata dobijenog od betona različitog kvaliteta i uglavnom nepoznatog porekla. Drobljenje betona i prosejavanje dobijenog agregata u frakcije (4/8 mm, 8/16mm i 16/31,5mm) obavljeno je u mobilnom reciklažnom postrojenju. Kao sitan agregat u svim betonskim mešavinama primenjen je rečni pesak.

Pripremljene su recepture za tri tipa betona- NAC (prirodni sitan i krupan agregat), RAC50 (prirodni sitan i 50% mase prirodnog krupnog agregata zamenjeno recikliranim) i RAC100 (prirodni sitan i 100% mase prirodnog krupnog agregata zamenjeno recikliranim) koji su spravljeni u labaratorijskoj mešalici. Da bi bilo moguće porediti ponašanje greda pri savijanju, svi betoni su projektovani da imaju istu čvrstoću pri pritisku i stepen ugradljivosti. Ciljane vrednosti karakteristika svežeg i očvrslog betona bile su: čvrstoća pri pritisku od 42 MPa (na uzorku oblika kocke ivice 15 cm) u starosti od 28 dana i ugradljivost izražena kroz meru sleganja od 8±2 cm izmerenu 30 minuta nakon spravljanja mešavine. Da bi se postigle ovakve karakteristike, obavljene su prethodne laboratorijske probe na betonima sa i bez recikliranog agregata, koji su spravljeni sa različitim vodocementnim faktorima [6]. Na osnovu veza između čvrstoća pri pritisku na 28 dana i vodocementnih faktora koje su tom prilikom uspostavljene, određene su količine cementa i vode potrebne za postizanje zadatih svojstava projektovanih betonskih mešavina, Tabela 1.

Postignuta svojsta projektovanih betona u svežem i očvrslom stanju, na osnovu srednjih vrednosti od po tri ispitana uzorka, prikazana su u Tabeli 1. Očigledno, oba projektna zahteva su ispunjena.

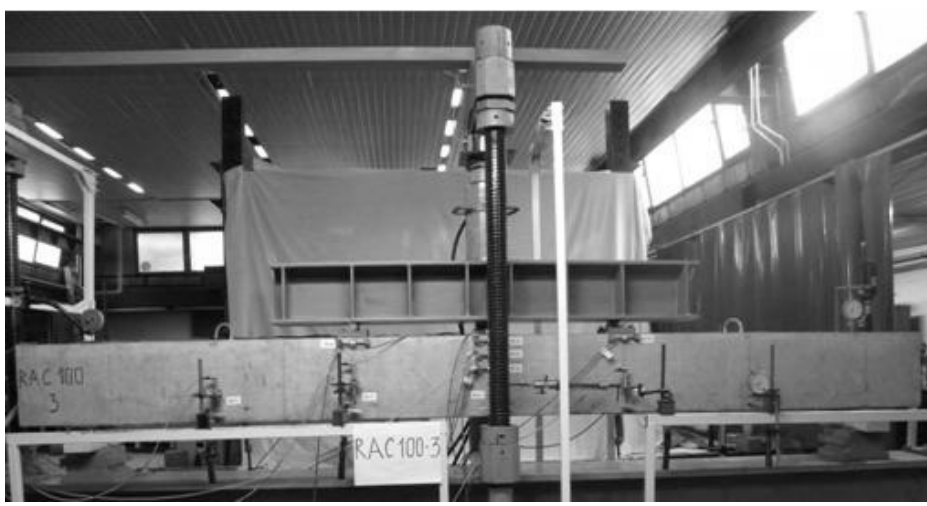
Tabela 1 – Sastav betonskih mešavina, svojstva svežeg i očvrslog betona

Oznaka betonske mešavine	Cement [kg/m^3]	Voda [kg/m^3]		w/c[1]	Prirodni agregat [kg/m^3]		RCA[2] [kg/m^3]	Sleganje nakon 30 min [cm]	Čvrstoća pri pritisku na 28 dana [MPa]
		"slo-bodna"	do-datna		Pesak	Krupan agregat	Krupan agregat		
NAC	354	185	-	0.524	600	1164	-	8.0	43.7
RAC50	354	185	20	0.524	598	555	555	9.7	44.2
RAC100	365	186	38	0.511	576	-	1071	9.7	42.5

[1] Efektivni vodocementni faktor; [2] Agregat od recikliranog betona

Od svake vrste betona (NAC, RAC50 i RAC100), napravljene su po tri grede sa različitim procentom armiranja podužnom zategnutom armaturom: 0.28% ('minimum') – grede NAC-1, RAC50-1 i RAC100-1, 1.46% ('srednje') - grede NAC-2, RAC50-2 i RAC100-2 i 2.54% ('maksimum') - grede NAC-3, RAC50-3 i RAC100-3. Ukupno je, dakle, ispitano 9 greda, armiranih tako da lom bude usled savijanja, tj. armiranih poprečnom armaturom (uzengijama) u meri potrebnoj da se osigura željeni oblik loma.

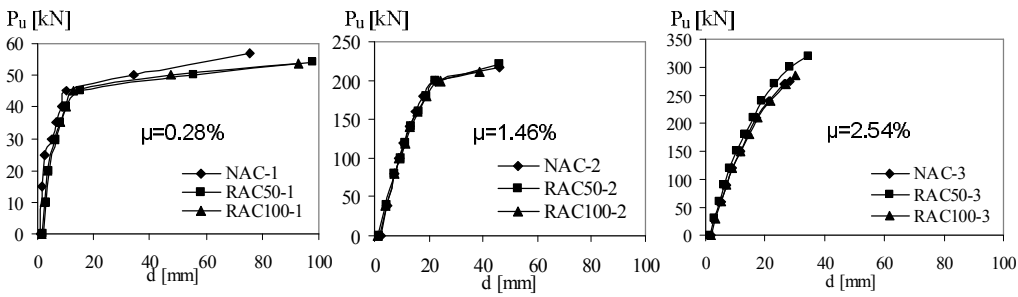
Sve grede su bile pravougaonog poprečnog preseka dimenzija b/d=20/30 cm, ukupne dužine 3,5m. Svi nosači su bili statičkog sistema proste grede, raspona 3,0m, opterećene sa dve koncentrisane sile u trećinama raspona u ramu za ispitivanja. Odnos smičućeg raspona (rastojanja od oslonca do mesta delovanja sile) i statičke visine je bio 4, isti za sve uzorke. Dispozicija ispitivanja i merna oprema prikazani su na Slici 1. Dilatacije u podužnoj armaturi merene su pomoću mernih traka, dok su dilatacije u betonu merene pomoću mernih uređaja zasnovanih na principu promene frakvencije oscilujuće žice unutar instrumenta. Ugibi greda mereni su pomoću induktivnih i mehaničkih ugibomera, na mestima oslonaca i na svakih 50 cm po dužini grede. Ispitivanje je obavljeno kontrolom sile, a svaka od faza nanošenja opterećenja iznosila je oko 10% sračunate granične sile, tj. 5 kN, 20 kN i 30 kN, za grede sa minimalnim, srednjim i maksimalnim procentom armiranja, respektivno.



Slika 1 – Dispozicija ispitivanja grednih nosača

3. REZULTATI ISPITIVANJA I ANALIZA

Očekivano, granična sila loma kao i sila pri kojoj greda prelazi prag tečenja raste sa porastom procenta armiranja, za sve vrste betona, Slika 2. Uočene su relativno male razlike u vrednostima graničnih sila loma u okviru grupa betona sa istim procentom armiranja, nezavisno od tipa betona, tj. procenta primene recikliranog agregata. Duktilnost, definisana kao odnos ugiba u sredini raspona pri lomu i pri dostizanju granice tečenja, opada sa povećanjem procenta armiranja, Slika 2. Tri grede sa najvećim procentom armiranja (NAC-3, RAC50-3 i RAC100-3) dostigle su lom pre tečenja podužne armature, Slika 2. Ipak, razlike u duktilnosti greda sa istim procentom armiranja, nezavisno od količine recikliranog agregata, mogu se smatrati zanemarljivim.

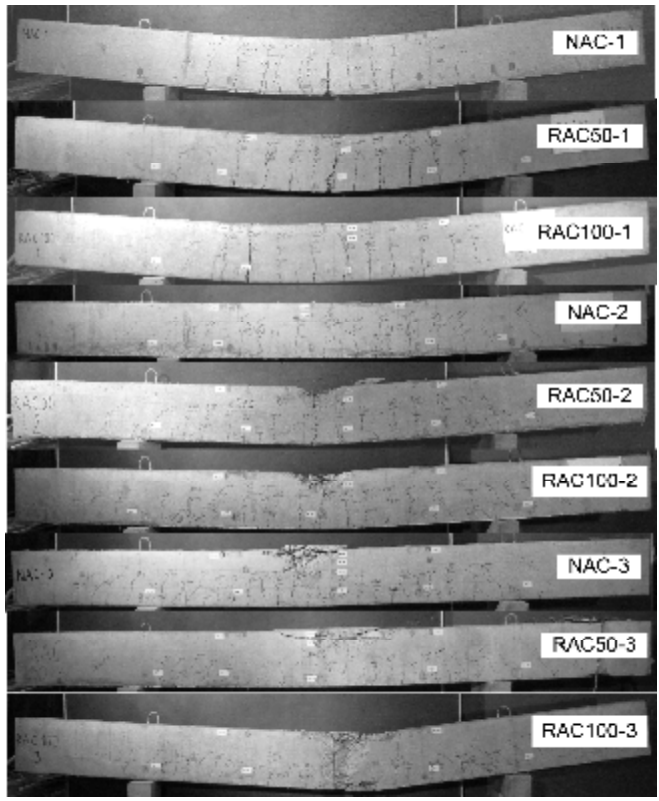


Slika 2 – Funkcionalne veze sila-ugib kod greda sa različitim procentom armiranja

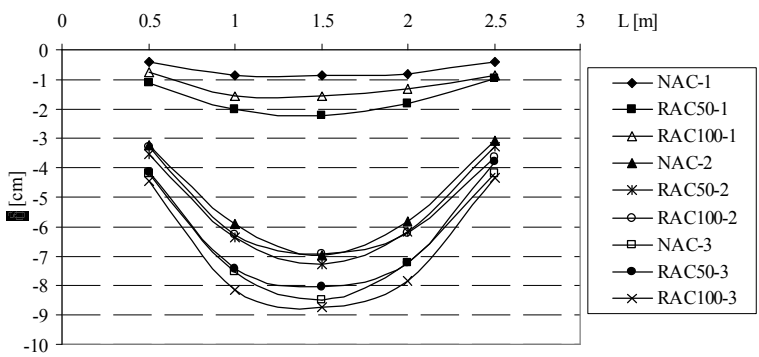
Grede sa minimalnim (NAC-1, RAC50-1) i srednjim procentom armiranja(NAC-2, RAC50-2 i RAC100-2) pokazale su sličan, duktilan oblik loma. Kao trenutak loma označen je trenutak drobljenja betona u pritisnutoj zoni grede. Tip loma je drugačiji za gredu RAC100-1, gde je došlo do kidanja dve od 3 šipki podužne armature pre loma pritisnutog betona. Ipak, slika prslina pri lomu u ovoj gredi bila je veoma slična slici prslina kod ostalih greda iz pomenutih grupa, Slika 3. Kod tri grede sa najvećim procentom armiranja (NAC-3, RAC50-3 i RAC100-3) u fazi loma došlo je do drobljenja pritisnute zone betona, ali bez tečenja podužne armature. Ovo je dobro poznati "krti tip" loma. Najznačajnija razlika u obliku loma greda sa različitim tipovima betona primećena je u nivou oštećenja betona prilikom loma. Sa povećanjem sadržaja recikliranog agregata uočen je porast veličine površi loma i stepena oštećenja betona. Za razliku od grede NAC-2 gde je površ loma bila u obliku praktično kompaktnog konusa, beton u gredama RAC50-2 i RAC100-2 prilikom loma je bio smrvljen u sitne delove, sveden praktično do veličine zrna agregata. Za razliku od grede NAC-3 kod koje se jasno uočava pritisnuta zona preseka u kojoj je došlo do razvoja oštećenja u sredini raspona, kod grede RAC100-3 došlo je do značajne rotacije preseka i oštećenja betona po čitavoj visini nosača, tj. "gubitak" čitavog preseka, Slika 3.

Ugibi svih ispitanih greda za nivo radnog opterećenja prikazani su na Slici 4. Za najmanji procenat armiranja, grede sa 50% i 100% recikliranog agregata (RAC50-1 and RAC100-1) imale su 90% i 58% (respektivno) veći ugib u sredini raspona, u poređenju sa ugibom uporedne grede NAC-1. Ovo se objašnjava činjenicom da za razmatrani nivo opterećenja od P=20 kN nije još uvek došlo do pojave prslina kod grede NAC-1, za razliku od druge dve pomenute grede koje su imale prsline, što je dovelo do smanjenja njihove krutosti i rezultovalo većim ugibom. Ugib greda RAC50-2 i RAC100-2 bio je 0.2% and 3.2% respektivno manji od ugiba

uporedne NAC-2 grede, za nivo radnog opterećenja od P=80 kN. U odnosu na uporednu NAC-3 gredu, ugibi greda RAC50-3 i RAC100-3 bili su za 10.3% manji, odnosno 0.7% veći, respektivno, pri radnom opterećenju od P=120 kN. Dakle, ugibi RAC greda sa srednjim i maksimalnim procentima armiranja praktično su isti kao ugibi uporednih NAC-2 i NAC-3 greda.



Slika 3 – Oblici loma grednih nosača od različitih betona i sa različitim procentom armiranja



Slika 4 – Ugibi grednih nosača od različitih betona i sa različitim procentom armiranja

6. ZAKLJUČAK

Na osnovu prezentovanih rezultata komparativnog ispitivanja ponašanja armiranobetonskih greda od klasičnog betona (NAC) i betona sa recikliranim agregatom (50% i 100% zamene prirodnog krupnog agregata recikliranim), mogu se izvesti sledeći zaključci:

1. Uspostavljeni odnos sila (P)- pomeranje (δ) ne zavisi značajno od tipa betona, tj. količine krupnog recikliranog agregata u njemu. Razlike u P- δ dijagramima između NAC, RAC50 i RAC100 greda sa istim procentom armiranja mogu se smatrati zanemarljivim.
2. Razlike u vrednostima graničnih sila loma usled savijanja kao i sila pri dostizanju granice tečenja, kod NAC, RAC50 i RAC100 greda sa istim procentom armiranja, praktično su zanemarljive.
3. Veličina površi loma kao i stepena destrukcije betona pri lomu greda usled savijanja zavise od količine recikliranog agregata u betonu. Sa povećanjem količine reciliranog agregata, raste i površ loma i stepen destrukcije betona.
4. Nezavisno od procenta zamene prirodnog agregata recikliranim, nema bitnih razlika u ugibima pri radnom opterećenju NAC i RAC greda sa istim procentom armiranja. Izvesne razlike uočene su kod greda armiranih približno minimalnim procentom armiranja zbog nešto ranije pojave prve prsline kod greda od RAC betona u poredjenju sa gredom od klasičnog betona.

ZAHVALNOST

U radu je prikazan deo istraživanja koje je pomoglo Ministarstvo prosvete, nauke i tehnološkog razvoja Republike Srbije u okviru tehnološkog projekta TR-36017 pod nazivom: "Istraživanje mogućnosti primene otpadnih i recikliranih materijala u betonskim kompozitima, sa ocenom uticaja na životnu sredinu, u cilju promocije održivog građevinarstva u Srbiji".

LITERATURA

[1] *Recycled aggregate concrete as structural material* / M. Etxeberria, A.R. Marí, E. Vázquez // Materials and structures, 2007, 40:529-541

[2] *Flexural Behaviour of Reinforced Recycled Concrete Beams* / R. Sato, I. Maruyama, T. Sogabe, M. Sogo // Journal of Advanced Concrete Technology, 2007, 5(1):43-61.

[3] *Comparative Tests of Beams and Columns Made of Recycled Aggregate Concrete and Natural Aggregate Concrete* / A. Ajdukiewicz, A. Kliszczewicz // Journal of Advanced Concrete Technology, 2007, 5(2):259-273

[4] *Seismic performance of frame structures with recycled aggregate concrete* / J. Xiao, Y. Sun, H. Falkner. // Engineering Structures, 2006, 28:1-8

[5] *Flexural Performance of Steel-Reinforced Recycled Concrete Beams* / G. Fathifazl, G.A. Razaqpur, B.O. Isgor, A. Abbas, B. Fournier,S. Foo // ACI Structural Journal, 2009, 106(6):858-867

[6] *Mix design procedure for recycled aggregate concrete* / I. Ignjatovic, S. Marinkovic, A. Savic // In Conference: Civil Engineering- Science and Practice, 2012, Zabljak, Montenegro (in Serbian)

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR **2012.**

Dušan Isakov[1]

REHABILITACIJA MOSTA PREKO IVANOVOG POTOKA NA MAGISTRALNOM PUTU M-2

Rezime:

U radu je prikazan projekat rehabilitacije mosta izgrađenog na akumlacionom jezeru Gazivode u graničnom pojasu sa Kosovom. Usled neredovnog održavanja pod uticajima izuzetno agresivne sredine, na izloženim površinama konstrukcije mosta javila su se oštećenja, a na kolovoznoj ploči otvori – rupe. Pored oštećenja spoljnih površina betona, srednji stubovi u IV i V redu fizičkim stanjem i vidljivim odstupanjima od projektovane geometrije, doveli su u pitanje stabilnost konstrukcije mosta u celini. Oštećenja gornje noseće konstrukcije i deformacije stubova, nalagala su hitnu izradu projekta sanacije i intervenciju na rehabilitaciji mosta.

Ključne reči: most, rehabilitacija, prednapregnuti beton

REHABILITATION OF THE BRIDGE OVER IVANOV STREAM ON THE MAJOR ROAD M-2

Summary:

The rehabilitation design for bridge over reservoir Gazivode near Kosovo border zone is presented in this paper. The exposed surfaces of the bridge structure are damaged and bridge deck has hole because of irregularly maintenance and influence of aggressive environment. Besides damage to exterior surfaces of concrete, the piers in IV and V row have visible deviations from the designed geometry and the stability of the bridge structure is compromised. Damaged of the bridge superstructure and piers deformation ordered the urgent repair design and rehabilitation works of the bridge.

Key words: bridge, rehabilitation, prestressed concrete

[1] dipl.građ.inž., Glavni inžinjer Zavoda za mostove i konstrukcije, Instituta za puteve a.d. Beograd

1 UVOD

Most preko Ivanovog potoka nalazi se na magistralnom putu M-2 na deonici puta Ribrići – Kosovska Mitrovica. Most je projektovan kao kontinualna ramovska armirano betonska konstrukcija sa pet otvora u rasponima 25,0 + 3x30,0 + 25,0 m, ukupne dužine 140,00 m. Osa puta na delu mosta nalazi se u horizontalnoj krivini Rh=150 m i delom u prelaznici. Niveleta mosta je u vertikalnom nagibu od 0,70%, prema Kosovskoj Mitrovici. Srednji stubovi mosta su armiranobetonski pravougaonog preseka, dimenzija 120/100 cm u II i III redu, 110/90 cm u IV redu i 100/80 cm u V redu. Obalni stubovi su od armiranog betona monolitnog oblika sa visećim krilima vezanim za ležišne grede. Most je računat i dimenzionisan na pokretno opterećenje prema PTP-5. Izrađen je 1971. god a do današnjih dana konstrukcija mosta je delimično sanirana. Tragovi ranijih sanacija vidljivi su na površini konstrukcije mosta.

2 PREGLED POSTOJEĆEG STANjA MOSTA

Nakon pregleda mosta zaključeno je sledeće:

Na glavnim nosačima mosta oštećen je zaštitni sloj betona, vidljiva je ogoljena armatura na mestima gde dospeva voda koja se sliva iz slivnika ili prodire kroz kolovoznu ploču. Poprečni nosači od armiranog betona imaju manja površinska oštećenja zaštitnog sloja a takođe se uočavaju i tragovi prethodnih sanacija.

Na kolovoznoj ploči od armiranog betona uočljiva su mesta prodora vode što je izavalo pojavu zona kalcifikacije na donjoj površini. Ploča je na dve lokacije duž podužne ose vidno oštećena, a na mestu stvorenih otvora u njoj, postavljena je čelična ploča preko koje se odvija saobraćaj. Kvalitet betona ugrađen u konstrukciju mosta je izuzetno loš. Kolovoz je veoma oštećen tako da po površini postoji veliki broj udarnih rupa i pukotina.

Sa donje strane konzole pešačkih staza, na nizvodnoj strani mosta, uočavaju se mesta slivanja vode sa gornje površine mosta i tragovi njenog destruktivnog dejstva na površinu betona i na ivicama konzola. Pešačke staze su sanirane, ali nisu pokrivene livenim asfaltom.

Stanje donjih površine ploča u poljima i konzola ukazuje na odsustvo ili neefikasno izvedenu hidroizolaciju na mostu. Dilatacione spojnice su ispunjene otpadnim materijalom tako da više ne funkcionišu. Njihov položaj ukazuje na njen mali kapacitet. Potrebna je zamena dilatacija drugim – odgovarajućim.

Na obalnom stubu prema Ribarićima, vidljiva su površinska oštećenja naknadno urađene zaštite. Na oba obalna stuba uočljiva su oštećenja izazvana slivanjem vode niz zidove. Vidljiva je segregacija betona na krilu S1 i pukotina na spoju stuba i krila.

Srednji stub S5 odstupa od vertikalnosti u oba pravca i u zonama oslanjanja postoje vidljive pukotine. Ključni razlog potrebe za sanacijom mosta je upravo stanje u kome se trenutno nalazi srednji stub S5. Snimljena vertikalna i horizontalna pomeranja oslonačkih tačaka stuba su znak da je stabilnost cele konstrukcije mosta ugrožena. Da bi se definisali uzroci deformacije stubova, izvedeni su terenski istražni radovi tokom juna i jula 2008. god. Nakon prikupljanja podataka i uzoraka, došlo se do zaključka da na istraživanom delu terena postoje svi uslovi za razvoj procesa sufozije tla. Delovanje kritičnog hidrauličkog gradijenta podzemnih voda je moguće usled postojanja akumlacionog jezera i čestih oscilacija nivoa vode. Takođe pojavu procesa sufozije tla ispod srednjih stubova mosta 4 i 5, pospešuje granulometrijski sastav i sklop materijala – debeo sloj fizičko izmenjenih i mehanički zdrobljenih škriljaca.

Srednji stub S4 takođe odstupa od vertikalnosti i ima vidljiva oštećenja zaštitnog sloja i tragove korozije na armaturi. I na ostalim srednjim stubovima uočljiva su oštećenja zaštitnog sloja. Na temeljima krajnjih i srednjih stubova postoje manja oštećenja zaštitnog sloja gde je vidljiva korodirala armatura.



Sl.1 Stubovi u redu 5

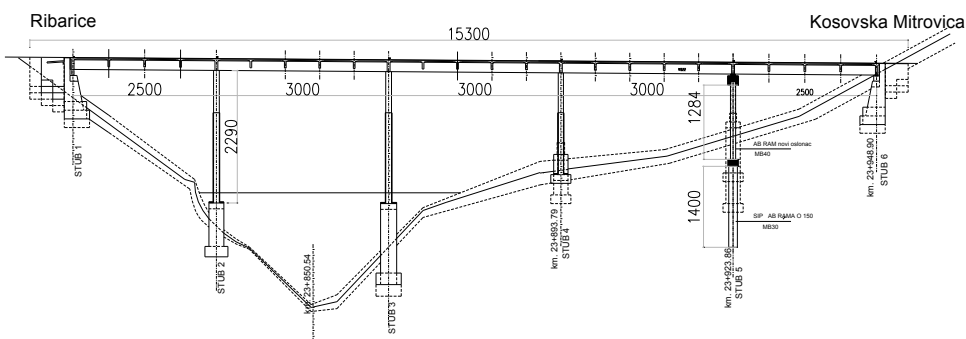


Sl.2 Stubovi u redu 4

Klatna pokretnog ležišta su oštećena. Uočljiv je nedostatak armature u klatnu obalnog stuba prema Kosovskoj Mitrovici. Potrebna je njihova zamena.

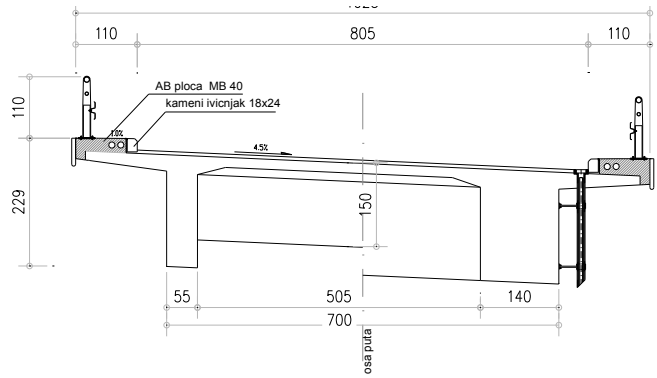
Ograde na mostu su izvedene od šupljih cevi. Nepropisne su visine i na više mesta deformisane tako da je ugrožena bezbednost saobraćaja preko mosta. Kolovoz je odvojen betonskim ivičnjacima koji su u skorije vreme zamenjeni na mostu. Površinska voda se odvodi sistemom slivnika koji su u lošem stanju i većina slivnika je zapušena. Područje oko mosta je zapušteno i obraslo rastinjem.

3 REHABILITACIJA MOSTA



Sl.3. Podužni presek mosta – stanje posle rehabilitacije

Glavnim projektom rehabilitacije mosta predviđeno je saniranje svih oštećenja na konstrukciji mosta i otklanjanje svih nedostataka evidentiranih prilikom pregleda. Novoprojektovani poprečni presek mosta propušta širinu magistralnog puta 4,03+4,03=8,06m, ivične zaštitne trake 2x0,50=1,00m, pešačke staze 2x0,75=1,50m, i prostore kombinovanih ograda 2x0,35=0,70m



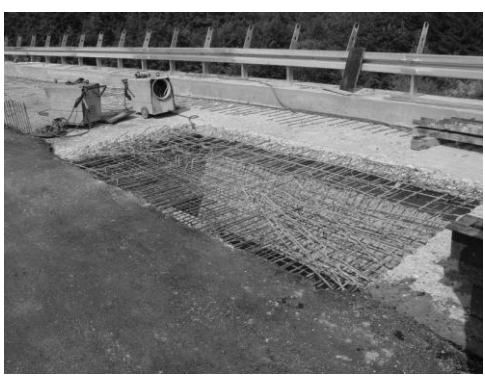
Sl.4. Karkterističan pop. presek – stanje posle rehabilitacije

Ukupna širina mosta iznosi 10,25m. Pešačke staze su izdignute od kolovoza kamenim ivičnjacima za 20cm. Kolovozni zastor sa hidroizolacijom je debljine 6cm. Neophodno je ukloniti postojeći kolovozni zastor od asfalt betona, postojeće ivičnjake, podkonstrukciju pešačkih staza, podužne gredice ispod pešačke ograde i samu pešačku ogradu.

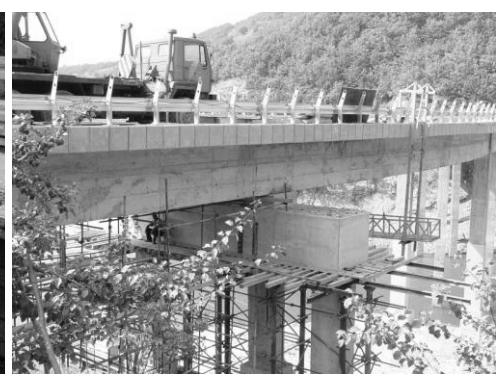
Kolovozne ploče (tipova II i III) predviđene su za rušenje i umesto njih se izrađuju nove armirano betonske ploče MB 40. Stvarno stanje kolovoznih ploča potrebno je utvrditi na licu mesta nakon uklanjanja kolovoznog zastora.

Potrebno je sanirati sva mesta na površini betonske konstrukcije mosta, sve oštećene zaštitne slojeve betona i očistiti korodiralu armaturu. Sve prsline je potrebno injektirati i sprečiti novi prodor vode.

Nakon toga se pristupa izradi armiranobetonskih ploča pešačkih staza MB 40 u koje se ankeruje nova kombinovana ograda. Betoniranje ploče izvršiće se posle postavljanja montažnih venaca. Armiranobetonski montažni venci izrađeni su od elemenata dimenzija 7x55(50)x50cm od MB 45. Ugrađuju se novi kameni ivičnjaci. Ugrađuju se novi slivnici i radi se sanacija betona u zonama oko slivnika. Postavlja se nov kolovoz na mostu od asfalt beton u dva sloja debljine 6cm i nova hidroizolacija u punom profilu mosta. Na krajevima mosta je predviđena ugradnja asfaltnih termodilatacija.

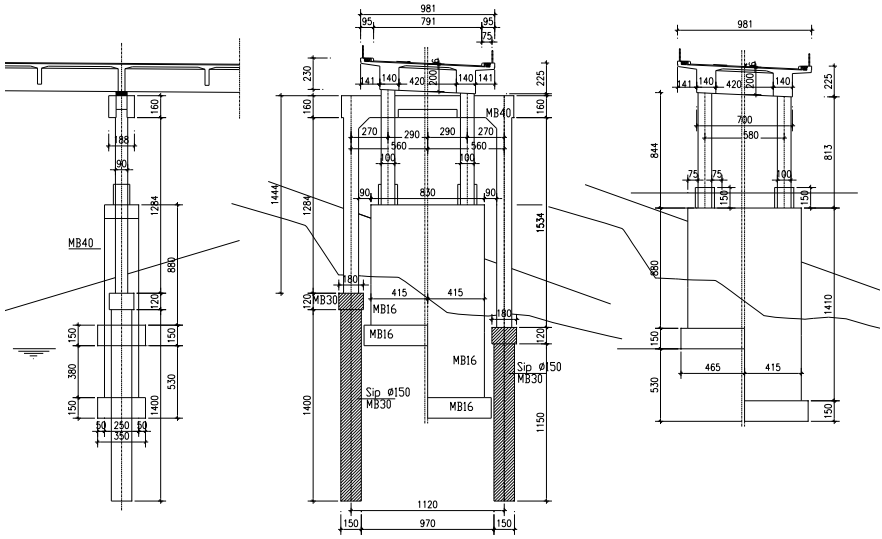


Sl.5 Izrada novih ploča



Sl.6 Sanacija stubova u redu 5

Radi se kompletna sanacija srednjih stubova mosta u petom redu. Projektovan je armiranobetonski ram kao nov oslonac gornje konstrukcije mosta. U daljoj eksploataciji novoformirani ram će imati ulogu oslonca mosta u petom redu stubova. Nakon betoniranja rama i postignute projektovane čvrstoće betona, stari stubovi ispod grede rama se seku.

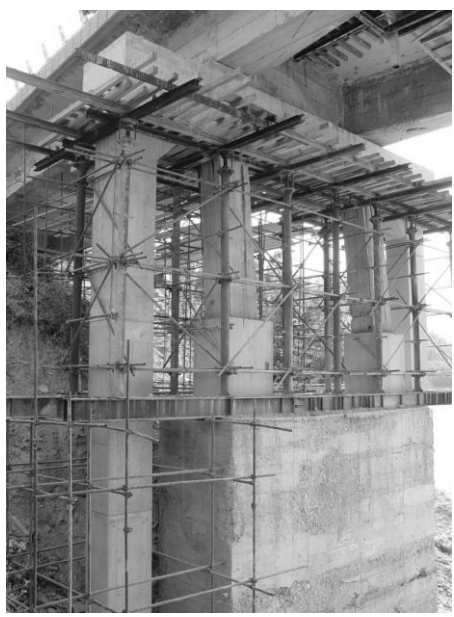


Sl.7. Novoformirani oslonac mosta u redu 5

Sl.8. Stanje stuba br. 5 - pre sanacije



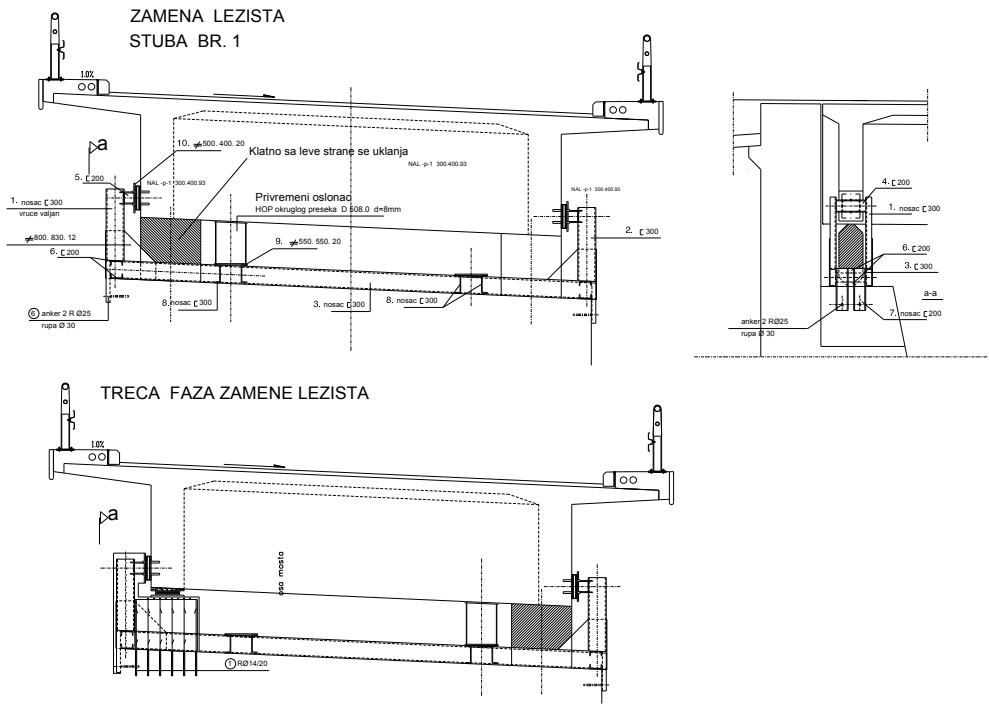
Sl.9 Sanacija stubova u redu 4



Sl.10 Sanacija stubova u redu 5

Srednji stubovi u redu 4 se ojačavaju tako što je napravljena nova veza stubova u donjoj zoni. Oko svih srednjih stubova radi se armiranobetonska obloga debljine d=8,0cm. Saniraju se sva lokalna oštećenja betona srednjih stubova i temelja srednjih stubova. Saniraju se svi oštećeni zaštitni slojevi betona i korodirala armatura, a sve prsline se injektiraju. Potrebno je očistiti sve betonskih površine konstrukcije mosta i sve spoljne betonske površine zaštiti premazima.

Predviđa se zamena oštećenih ležišta na oba obalna stuba a takođe se uklanjaju oštećena oslonačka klatna. Izrađuju se novi armiranobetonski kvaderi i ugrađuju neoprenska ležišta.



Sl.11 Zamena ležišta na stubu br. 1

4 ZAKLJUČAK

Mostovi su izuzetno važni objekti po svojoj nameni. Trajnost i funkcionalnost je preduslov u eksplatacionom veku ovih konstrukcija. Da bi se taj preduslov ispunio moraju se ispoštovati svi relevantni činioci u stvaranju ovih objekata počevši od izrade projekta, izvođenja radova, kvalitetnog materijala koji se ugrađuje u konstrukciju i radova na redovnom održavanju. Zahvati koji se nužno primenjuju na rehabilitaciji oštećenih i eksplataciono izrabljenih konstrukcija produžavaju vek mostovskih konstrukcija i vraćaju im prvobitnu namenu.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Dušan Isakov[1], Natalija Tasić[2]

MOSTOVI NA OBILAZNICI DIMITROVGRADA NA km. 95+500 AUTOPUTA E-80 NIŠ-DIMITROVGRAD

Rezime:

U radu je prikazan projekat mostova preko jaruge na obilaznici Dimitrovgrada na km. 95+500 autoputa E-80 Niš-Dimitrovgrad. Za premošćenje jaruge projektovani su mostovi od tri polja raspona 34,4+35,2+34,4m na levoj traci autoputa i četiri polja raspona 34,4+35,2+35,2+34,4m na desnoj traci autoputa. Mostovska konstrukcija se sastoji od montažnih prethodno napregnutih nosača koji zajedno sa pločom, poprečnim nosačima i srednjim stubovima čine ramovski sistem. Kod oba mosta dilatacione spojnice i ležišta se nalaze samo nad obalnim stubovima.

Ključne reči: most, prednapregnuti beton, ramovska konstrukcija

BRIDGES ON DIMITROVGRAD BYPASS ON km. 99+631,11 AT THE MOTORWAY E-80 NIŠ-DIMITROVGRAD

Summary:

The final bridge design for bridges over ravine of Dimitrovgrad bypass on km. 95+500 at the motorway E-80 Niš - Dimitrovgrad is presented in the paper. For crossing ravine bridges are designed by three spans 34,4+35,2+34,4m on the left cariageway and four spans 34,4+35,2+35,2+34,4m on the right cariageway. The bridge structure is consist of precast prestressed girders. The precast girders with slab, cross beams and piers made continuous frame. The bridge structures have expansion joints and bearings on abutments.

Key words: bridge, prestressed concrete, frame structures

[1] dipl.građ.inž., glavni inženjer Zavoda za projektovanje mostova, Institut za puteve a.d. Beograd

[2] dipl.građ.inž projektant Zavoda za projektovanje mostova, Institut za puteve a.d. Beograd

1 UVOD

Trasa autoputa E-80 Niš-Dimitrovgrad na deonici obilaznice oko Dimitrovgrada na km. 95+510,68 desne trake i na km. 95+500,00 leve trake prelazi preko duboke jaruge.

Osa autoputa desne trake na delu mosta od km.95+422,11 do km.95+445,03 je u prelaznici, a do kraja mosta na km.95+608,64 je u kružnoj krivini Rh=2400 m. Osa autoputa leve trake na delu mosta od km.95+442,12 do km.95+557,88 je u kružnoj krivini Rh= 4000 m

Niveleta autoputa na delu mostova je u vertikalnoj krivini Rv= -17000 m. Poprečni pad na mostovima je jednostran i konstantan i iznosi 2.5 % prema levoj ivici kolovoza **.**

2 KONSTRUKCIJA MOSTA

Dubina jaruge i uglovi ukršatanja sa osom autoputa uslovili su različite mostove na levoj i desnoj traci autoputa. Dispozicionim rešenjem na levoj traci autoputa projektovan je most sa tri polja, raspona 34.4+35.2+34.4m ukupne dužine 115,60 m. Na desnoj traci autoputa projektovan je most sa četiri polja raspona 34.4+35.2+35.2+34.4m ukupne dužine 148,80 m i zidovi . Na krajnim stubovima predviđena su ležišta i dilatacione sprave.

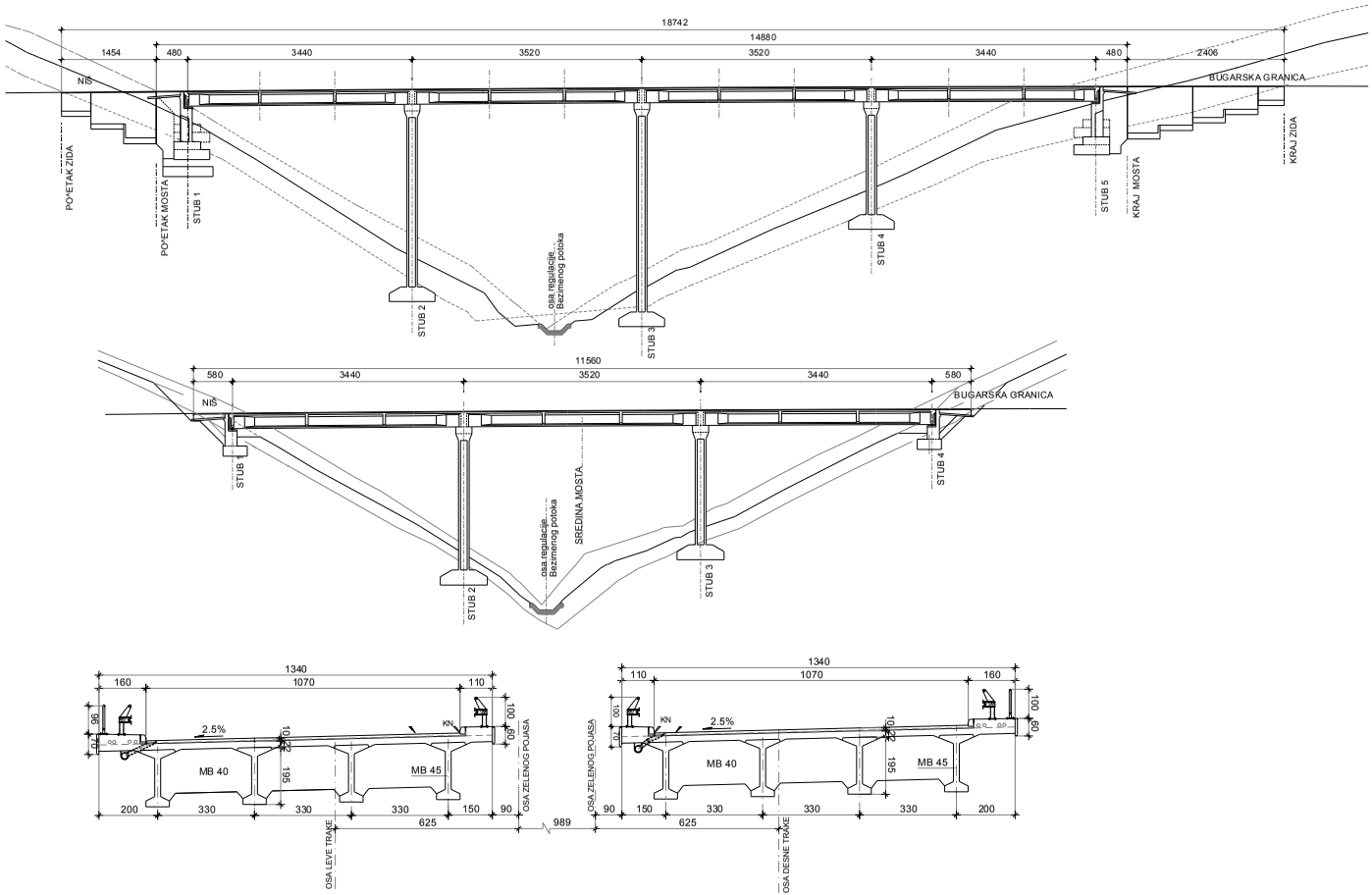
Poprečni presek mostova sastoji se od četiri montažna prethodno napregnuta nosača dužine L=34,40 m i visine 195 cm preko kojih se lije armirano betonska kolovozna ploča debljine 22 cm. Zajedno sa pločom liju se poprečni nosači u poljima i iznad srednjih stubova, čime se vrši kontinuiranje montažnih nosača i srednjih stubova. Nakon očvršćavanja betona statički sistem mostovskih konstrukcija postaje kontinualni ram.

Širina kolovoza na mostu je 10,70 m, širina revizionih staza sa spoljašnje strane mostova je 1,60 m, a sa unutrašnje strane 1,10 m. Ukupna širina mosta jedne trake iznosi 13,40 m.

Kolovoz na mostovima je od asfalt betona debljine 10cm sa hidroizolacijom. Kolovoz je oivičen kamenim ivičnjacima dimenzija 18/24cm izdignutim za 20cm i zaštićen odbojnim ogradama. Na spoljašnjim stranama mostova uz revizione staze su predviđene pešačke ograde od cevnih profila visine 100cm. U revizionim stazama je ostavljen prostor za instalacije - 4 plastične cevi Φ110mm. Na ivicama konstrukcija postavljaju se montažni armirano betonski venci.



Slika 3-Pogled odozdo na montirane glavne nosače mostova



Slika 2 –Podužni preseci i karakterističan poprečni presek

3 STUBOVI I FUNDIRANJE MOSTA

Srednji stubovi mostova su armirano betonski ošupljeni sanduci dimenzija 160x500cm i debljine zidova od 30cm. Visine srednjih stubova na desnoj traci su 25.50m, 29.50m i 15.00m, a visine stubova na levoj traci su 19.00m i 15.50m. Iznad stubova lije se poprečna greda koja sa poprečnim nosačem gornjeg stroja čini krutu vezu konstrukcije.

Fundiranje mostova je urađeno prema geološko - geotehničkom projektu. Stubovi oba mosta fundirani su direktno preko temeljnih stopa.

Krajnji stubovi su armirano betonski sandučastog preseka sa čeonim platnom i paralelnim armiranobetonskim krilima.

Uticaji sa konstrukcije se na krajnje stubove prenose preko ležišta tipa NAL-p-3 350x450. Na krajevima mostova usvojene su dilatacije tipa MT 70 na levoj traci i MT100 na desnoj traci autoputa.



Slika 4-Pogled na srednje stubove mostova i Dimitrovgrad

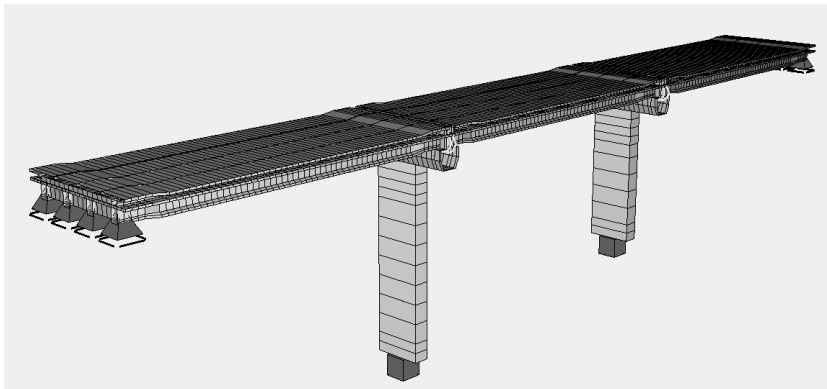


Slika 5-Srednji stubovi mostova

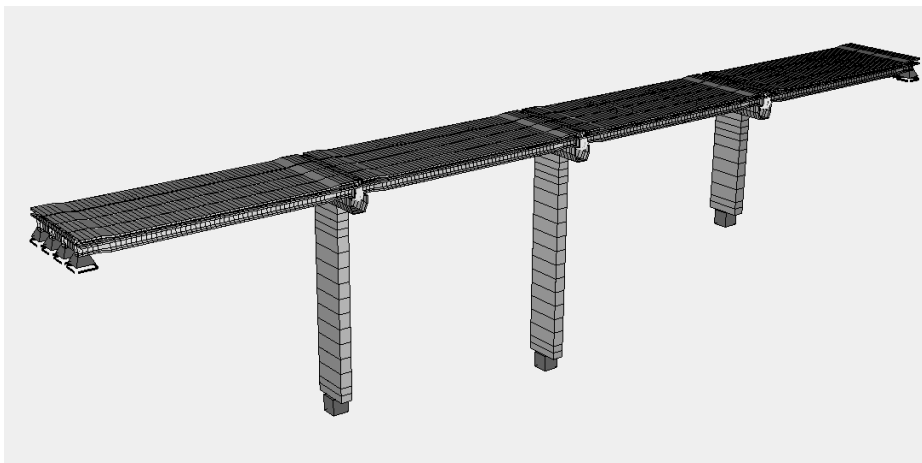
4 STATIČKI PRORAČUN

Konstrukcija mosta je u računskom modelu tretirana kao kontinualni prostorni ram sa stubovima koji preko naglavnica prenose uticaje na šipove na koje je apliciran elastičan otpor tla. Saobraćajno opterećenje je usvojeno prema Pravilniku o tehničkim normativima za određivanje veličina opterećenja mostova (Sl. list SFRJ br. 06/93) za kategoriju mosta I sa računskom šemom opterećenja V 600 + V 300.

Statički proračun konstrukcija urađen je za prostorni sistem korišćenjem programskog paketa "SOFiSTiK". Dimenzionisanje elemenata konstrukcije urađeno je u skladu sa Pravilnikom o tehničkim normativima za beton i armirani beton (PBAB - 87).



Slika 5-Računski model konstrukcije na levoj traci autoputa

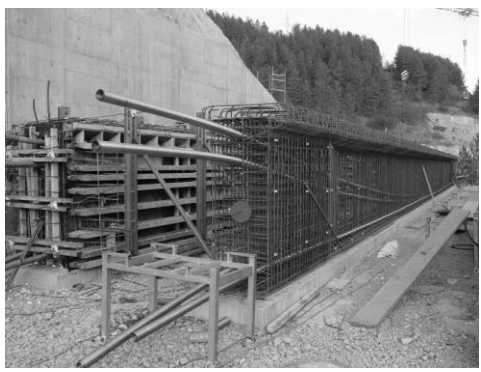


Slika 6-Računski model konstrukcije na desnoj traci autoputa

Statički proračun mosta je rađen po fazama. Prva faza je faza montaže glavnih nosača i nakon toga, faza betoniranja armirano betonske ploče i poprečnih nosača, tada opterećenje primaju prednapregnuti nosači kao proste grede. U fazi eksploatacije, za dodatno stalno opterećenje (asfalt i pešačke staze), pokretno opterećenje i dopunsko opterećenje (kočenje, uticaj temperature, vetra, udar vozila u stub) i naročitog opterećenja, ceo presek radi spregnut zajedno sa stubovima kao kontinualni ram.

Montažni nosači dužine L=34,40 m i prednaprežu se sa po četiri "SPB SUPER" kabla 12 Ø15,2 mm. Mostovi su dimenzionisani za VIII zonu seizmičnosti.

Predviđen je kombinovani način gradnje: gotovi montažni prednapregnuti nosači se lansirnom rešetkom nanose na oslonce i međusobno spajaju betoniranjem na licu mesta, poprečnih nosača i kolovozne ploče. Težina jednog montažnog nosača je 77 t.



Sl.1 Armatura i kablovi glavnog nosača



Sl.2 Izbetoniran glavni nosač

5 ZAKLJUČAK

Investitor glavnog projekta mostova na obilaznici Dimitrovgrada je JP "Putevi Srbije" Beograd. Projekat mostova je urađen u Institutu za puteve a.d. Beograd. Izvođač radova na mostovima na obilaznici Dimitrovgrada je "Alpina" Beograd.

Gradnja mostova se uspešno privodi kraju.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Goran Jakimovski[1], Milos Stokuća[2]

RACIONALIZACIJA I PREPROEKTIRANJE PROIZVODNOG OBJEKTA

Rezime:

Investitor, pri donošenju odluke kome da dodeli izradu projekta a kome izvođenje, ne sme da se rukovodi samo sa cenom ponuđaća. Naročito kada jedan od ponuđaća (koji ima vlastitu proizvodnju) nudi opciju 'besplatni projekt', ukoliko se njemu dodeli i izvedba u paketu.

Slična situacija je sa objektom "PEKABESKO", Skopje gde investitor prvo odabira firmu koja je trebalo da bude i projektant i izvođač radova. Posle izrade projekta i informisanja investitora o vrednosti izvedbe istog, zbog visoke cene, raspisan je nov tender za projekovanje na koji je dobila posao nasa kompanija.

Ključne reči: projekt, racionalizacija, izvedba

RATIONALIZATION AND REDESIGN OF THE PRODUCTION BUILDING

Summary:

An investor, when making the decision to whom to award the design of a project, an investor should not be lead only by the prices of the bidders. Especially when one of the bidders (that has his own production line) offers the option of a 'free design', if the production and installation of the object is awarded in a package.

Such was the situation with the object of PEKABESKO where the investor awarded both the design and the production and installation to the same company as a package. After the completion of the design the investor getting the price tag of the object, there was another bid which was awarded to our company.

Key words: project, rationalization, construction

[1] Magister, dipl.grad..inž. *STOKUCA dooel* Skopje, Makedonija

[2] Dipl. grad. inž. *STOKUCA dooel* Skopje, Makedonija

UVOD

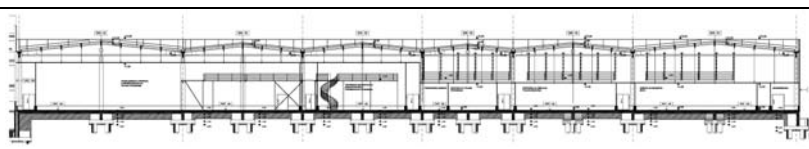
Sa ovim radom hteli bi da se osvrnemo na razliku između našeg rešenja i predhodnog rešenja, kako i na neke specifičnosti koje karakterišu projekat. Konkretno, poseban akcent u projeku naše firme daje se brzini izvedbe, odnosno minimaliziranju poslova na gradilištu sa maksimiziranjem poslova u radionici i u fabrici.

OPIS OBJEKTA

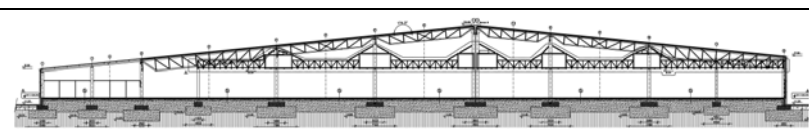
Ukratko, objekat se sastoji od 4 celine (A, B, C i D) sa ukupnom površinom u osnovi od cca. 15.000m^2 sa rasponima koji varirju od 10,7m do 30m; kao i platformom (jedan deo je za administraciju – u Delu A; a drugi za postavljanje opreme i skladiranje repro materijala – u Delu B) sa ukupnom površinom od cca. 5 000m^2.

OPIS IZMENA

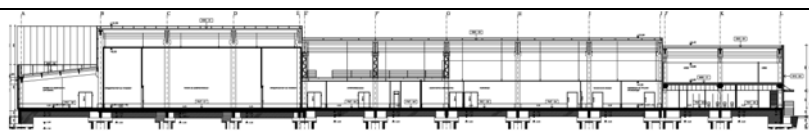
1. Prva izmena napravljena je u sistemu krovne konstrukcije. Imeno, prvi projekt predviđao je po 5 uvala u svakoj celini A, B i C pojedinacno, kao da se radi o potpuno nezavisnim i odvojenim celinama. U novom rešenju, sa promenama, 'voda' na krovu, eliminiraju se sve uvale pojedinih celina. Iako je ovo rezultiralo većom kotom kod slemena (naročito je izraženo u Delu B) novoformirani prostor se iskoristio za vođenje instalacija kojih ima ne tako malo.



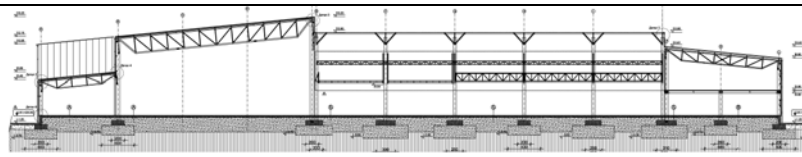
Slika 1a: Poprečni presek u Delu B – staro rešenje



Slika 1b: Poprečni presek u Delu B – novo rešenje



Slika 2a: Poprečni presek u Del A, B i C – staro rešenje



Slika 2b: Poprečni presek u Delovima A, B i C – novo rešenje

2. Druga izmena bila je promena materijala za krovnu konstrukciju od armiranog betona i čelik. Glavni razlog za ovu promenu bilo je skraćivanje vremena i potrebne mehanizacije za izvođenje, kako i smanjenje celokupne težine konstrukcije (zbog nepovoljnih uslova fundiranja). Sve ovo je rezultiralo ukupnom nižom cenom objekta.

3. Kao što je napomnenuto u predhodnom pasusu, nepovoljni uslovi fundiranja (visoke podzemne vode, mala nosivost tla i sam sastav terena, uglavno od glavno slabo noseće gline) nalaže da se koristi sto lakša konstrukcija i specifičan metod fundiranja. Prvobitno, kompletno armirano betonska konstrukcija trebalo ja da bude postavljena na armirano betonske šipove sa dijametrom ϕ60, koji završavaju sa a.b. gredama u dva ortogonalna pravca. Novim rešenjem predviđa se bonifikacija terena sa dubinom od 1,10m i 2,0m, za što nam u prilog ide i arhitektonsko rešenje koje predviđa utovarnu rampu na celoj površini objekta. Bonifikacioni material – zgura iz obližnjeg rudnika i drobljeni kamen ugrađivan je na takav način da se omogući zbijenost od 80MPa i plitko fundiranje stubova.

4. U novom rešenju, kako i u prvom, bili su predviđeni armirano betonski prefabrikovani stubovi. Isti nisu bili montirani, kao što je uobičajeno u čašicama, nego deo armature koja izlazi iz montažnog stuba na donjem delu, je postavljen u temelje samce (sa maksimalnim dimenzijama od 2,00 x 2,00m do 3,00 x 3,00m sa visinom temelja do 0,80m) i zalivan / monolitiziran na licu mesta. Zbog ovog načina montaže kako i velike visine stubova (visine od 15m i preseka 50/60cm), bili su potrebni dodatni oslonci dok se postigne projektirana marka betona u temeljima. Interesantno je da se napomene da za vreme montaže stubova (pre nego sto su bili povezani sa čelicnom korovnom konstrukcijom) bio zemjotres u Kraljevu sa intenzitetom od 5,4 stepeni po Rihteru, koji se je osetio i u Skoplju, a da se pri merenju nije konstatovano nikakvo pomeranje stubova.



Slika 3: Montirani prefabrikovani AB stubovi

5. Sve veze između čeličnih konstruktinih elemenata predviđene su kao vijčane, kako i veze za ukrupnjavanje određenih elemenata (rešetke sa dužinom većom transportne koja je iznosila 13,5m). Zbog kompenzacije u tačnosti izrade i tolerancije na montaži, čeone ploče za veze krovnih nosača sa stubovima bili su sa većim rupama od dimenzije vijaka, a ponovo, u interesu brze montaže. Isključak su samo 50-tak papuča koje omogućavaju vezu između armirano betonskh stubova i međuspratne konstrukcije za koncelariski prostor u Delu A, koji su zavarivane na montaži.



Slika 4: Montirana čelicna konstrukcija pre postavljanja panela

6. Novim rešenjem, za međuspratnu konstrukciju u Delu A koriste se trapezno profilirani pocinkovani limovi koji igraju ulogu oplate i noseće armature u donjoj zoni (u gornjoj zoni postavlja se armatura samo konstruktivno za sprečavanje eventualnih pukotina ploče). Sa ovim rešenjem omogućeno je isključivo brzo i funkcionalno izvođenje ploče (razmak oslonačkih nosača i oslanjanje ploče je takvo da nema potrebe od korišćenje podupirača). Ipak, i prvobitno rešenje, predviđa međuspratnu kostrukciju od prefabrikovanih olakšanih ploča, čto isto tako omogućuje brzu montažu, ali to rešenje je moralo da se odbaci zbog toga sto na lokalnom nivou se ne proizvode iste.



Slika 5: Montirani trapezni limovi za međuspratnu konstrukciju

7. Takođe, novo rešenje predviđa korišćenje gazišta od pocinkanog lima (gitterost) za platforme i prolaze u Delu B, nasuprot olakšane armirano betonske ploče u prvobitnom rešenju. Zbog toga sto se radilo o relativno velikoj površini od 2.500m^2, a da bi se smanjila težina i cena gazišta, nisu primenjena standardna gazišta za takvu namenu (sa uobičajenom sopstvenom težinom od oko 42kg/m^2) već su izrađena gazišta specijalno za tu namenu i dimenzionirani kao tankozidni elementi sa čime se dobila težina od 30kg/m^2.



Slika 6: Avio snimak montaže

ZAKLJUČAK

Vrlo često u gorenavedenom tekstu spominje se brzina gradnje. Iako u današnje vreme zvuči banalno kliše 'vreme je novac', to još uvek važi. U ovom slučaju posebno je bilo potrebno da se stavi akcenat na brzinu izrade. Konačno Investitor je već 'potrošio' pola godine na prvi projekat što uopšte nije za zanemarivanje.

Dodatno, zbog iskustva koje je imao sa predhodnim projektantom, investitor je insistirao na predmer koji je trebalo da se preda za dve nedelje od početka rada novog projekta, a koji mora da bude u granicama tolerancije od ±5% (isključak su bile količine za zemljane radove). Da bi se osigurao de neće ponovo biti neprijatnih iznenađenja, tražio je i bankarsku garanciju, da predmer bude u gorenavedenim granicama kao i da projekat dobije u dogovorenom roku.

Konačan rezultat novog projekta i suštinska promena u konstruktivnom sistemu rezultiralo je značajnu uštedu u ceni za ceo objekat. Tu treba izdvojiti poziciju za armaturu u temelje koja iznosi 800t u prvom resenjeu sa šipovima, koja je smanjena na samo 72t sa novo proektovanim temeljima samcima. Samo ova stavka je rezultirala uštedu od minimum cca. 800 000 EUR, a pri tom omogućena je i neuporedlivo veća brzina izrade. Konačna brojka ustede iznosi iznad 1.500.000 EUR, a objekat je izveden do faze karabine u roku od 10 meseci.

Sve ovo gorenavedeno, pored toga što je potencirana potreba za proektovanje racionalnog objekta koji, istovremeno treba da omogući i brzo izvođenje, nameće suštinsko pitanje o sposobnosti proektanata. Ili je možda doveden u pitanje njihov moral, čije interese treba da štite – interese investitora ili interese izvođača.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Goran Jakimovski[1], Milos Stokuća[2]

RACIONALIZACIJA I IZVOĐENJE TRGOVAČKO POSLOVNOG OBJEKTA

Rezime:

Najbolji objekat je onaj koji je kompletno izveden u skladu sa projektnom dokumentacijom a koja je izrađena od strane stručnog i moralnog kadra za odgovarajuću oblast, a na osnovu namene objekta, zahteva Investitora kako i mogućnosti izvođača ukoliko je isti poznat. Suprotno ovome bila je situacija sa projektom sa Trgovačko-Poslovnim Objektom na ul. Pero Nakov u Skoplju, koji je prvo bio predmet revizije, a kasnije je rađen i projekat racionalizacije, i konačno izvođenje čelične konstrukcije i fasade.

Klučne reči: projekt, racionalizacija, izvedba

RATIONALIZATION AND CONSTUCTION OF THE COMMERCIAL OFFICE BUILDING

Summuary:

The best building if we have complete construction according project documentation, which is created from experts and high moral engineers from appropriate area, based on function of building and request of the investor, also should be taken capacity on construction company if they are selected. Otherwise of this was project for Commercial Office Building on st. Pero Nakov in Skopje, which primary was in our company for revision, then for rationalization with redesign and erection of steel construction and fasade.

Key words: project, rationalization, construction

[1] Magister, dipl.grad.inž. *STOKUCA dooel* Skopje, Makedonija

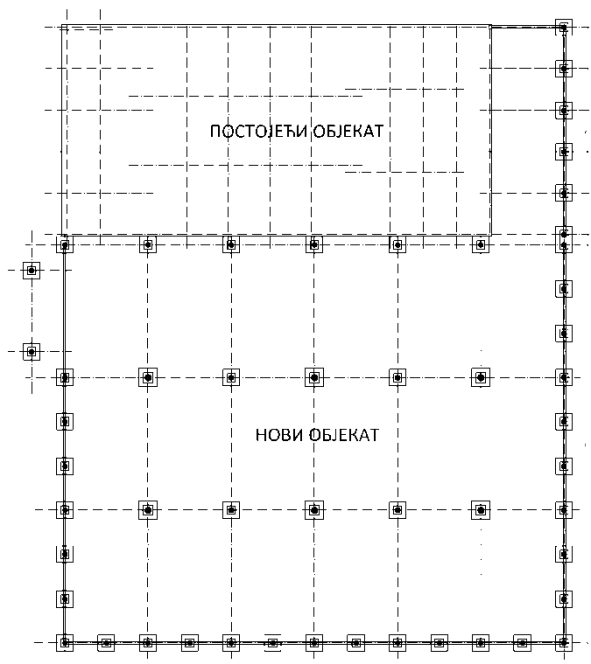
[2] Dipl.grad.inž. *STOKUCA dooel* Skopje, Makedonija

UVOD

Sa ovim radom hteli bi smo da napravimo prezentaciju dva projektna rešenja kako i njihovu komparativnu analizu u pogledu količina matrijala i naravno njihovo ugrađivanje. Veoma malo ćemo se zadržati na opis prvobitnog projekta, koji je prvo bio predmet revizije, koja je nedvosmisleno bila negativna, a kasnije i predmet racionalizacije cele konstrukcije, pa zatim i montaže čelične konstrukcije i fasade. Zadržaćemo se više na opis našeg rešenja, komparirano sa starim, koje arhitektonski odgovara prvo proektovanom rešenju.

OPIS PRVOBITNOG REŠENJA

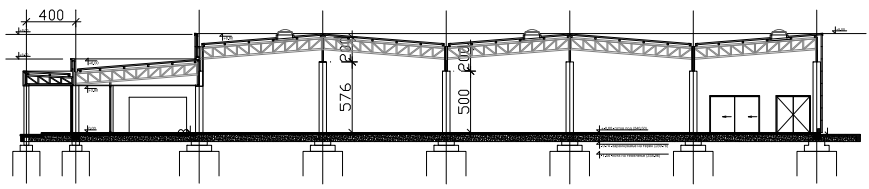
Generalno uzeto konstruktivni sistem prvobitnog rešenja sostoji se od armirano betnoskih stubova na koje se oslanja čelična krovna konstrukcija predviđena od resetkastih nosaca sa pojasima i ispunom od kutijastih profila.



Slika 1, Osnova temelja i raspored stubova

Iz priložene osnove (*Slika 1)* može da se vidi da se objekat sastoi od dve celine i to novoproektovan objekat i postoeći objekat koji treba da se renovira. Novoproektirani objekt je sa dimenzijama u osnovi 60x48 ili 6x10m i 3x16m sa time što su na fasadi stulbovi na rastojanju od 6x(5+5) i 3x(5.3+5.4+5.4).

Zbog ovakvog rasporeda stubova, od strane projektanta predviđene su čelične rešetke u oba pravca koje se oslanjau na AB stubove sa visinom od 5-6m i poprečnim presekom od 60x60cm. Visina krovne rešetke dostiže i do 2m, a u poprčnom preseku *(Slika 2)* može da se vidi da svako drugo polje ima uvalu u krovnoj ravni. Armirano betonski stubovi fundirani su na armirane kaskadne temelje samce sa dimenzijama u osnovi od 2x2m i visinom od 50cm za prvu kaskadu i 1.3x1.3m i visinom od 50cm za drugu kaskadu. Uzimajući u obzir slabu nosivost tla na nivou fundiranja, i prisustvo šljunka na oko 5m, projektant je predvideo bonifikaciju tla sa betonskim jastucima sa dimenzijama u osnovi 3x3m i dubinom od oko 5m (do šljunka)

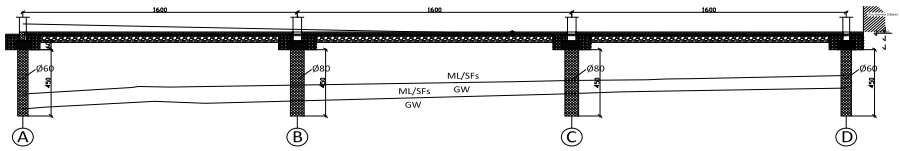


Slika 2, Poprečni presek prvog rešenja

Montaža čelične konstrukcije predviđena je međusobnim zavarivanjem resetki na gradilištu. Postoeći objekat je predviđen za renoviranje, tako što se pregradni zidovi ruše, a ostaju samo stubovi, zatim se rekonstruira krov i fasada da bi se dobila jedna celina sa novim objektom.

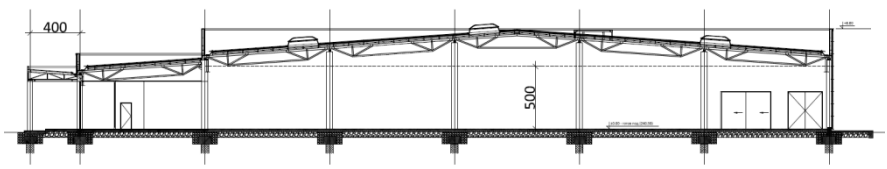
OPIS RACIONALIZIRANOG REŠENJA

Čak i sa ovoliko malo prethodnih informacija u vezi sa prvobitnim konstruktivnim rešenjem, može se zaključiti da su mnoge pozicije loše izprojektovane. Zato posle negativnog izveštaja revizije, pristupilo se izradi novog projekta ili racionalizaciji postojećeg projekta. Najdrastični primer bilo je navedeno fundiranje u koje je bonifikacija tla predviđena ugradnjom oko 2300m^3 betona sa markom MB20 i temeljima samcima sa dimenzijama od 2x2m za srednje i 2x1.4m za obodne stubove. U novom resenju fundiranje je predviđeno sa armirano betonskim šipovima ispod svakog stuba, sa prosečnom visinom od oko 5m. Dimenzije šipova su Ø60cm za obodne stubove i Ø80cm za srednje stubove. Radi komparacije ugrađeni beton u ab šipove i glave šipova koje se nalaze iznad šipova i omogućuje vezu između šipova i stubova iznosi oko 150m^3. Presek novog rešenja za temelje prikazan je na Slici 3.



Slika 3, Presek novo proektovane temeljne konstrukcije (AB šipovi)

Razočaran od prvog projekta i ohrabren novim rešenjem, Investitor je tražio da se napravi racionalizacija cele konstrukcije, za što je imalo realne mogućnosti i isto je urađeno. Najveća promena nastala je u poprečnom preseku objekta, gde smo izbacili uvale koje su bile predviđene i celi objekt smo napravili sa krovom na dve vode sa slemenom u sredini. Ovo je napravljeno u cilju da se izbegne natrpavanje snega i njegovo zamrzavanje koje predstavlja dopunsko opterećenje. Opet i na krovnoj čeličnoj konstrukciji je imalo mogućnosti za racionalizaciju, tako da novo rešenje predviđa podvlake sa rasponom od 16m od nosača sistem Langerove grede, preko kojih na trećinu raspona se oslanjaju krovni nosači sistema grede sa krutom zategom (Slika 4).



Slika 4, Poprečni presek novog rešenja

Ovakav nosač ima funkciju rešetki ali sa mnogo manje elemenata ispune, što je



Slika 5, Novoprojektovani konstruktivni sistem

pravi jednostavnom i lakom za proizvodnju i montažu. Preko krovnih nosača predviđene su pocinkuvane Z-rožnice na međusebnom rastojanju od 1.2m, sa kruti rasponkama između sebe. Guste rožnice sa rasponkama i paneli formiraju jednu krutu šajbnu čime se omogućuje izbegavanje spregova u krovnoj ravni (Stress Skin Design, EN 1993-1-3, 2006, 10.3), a i veću nosivost i upotrebljivost samog panela. (*Slika 5*).

Ako se napravi upoređenje između starog i novog rešenja može se zaključiti da od oko 120t u starom rešenju, dobili smo težinu od 85t u našem novom rešenju.

Armirano betonski stubovi su isto tako bili predimenzionirani tako da prema našem rešenju su usvojene dimenzije srednjih stubova 50x50cm, a obodnih 40x40cm.

U vreme izrade nove projektne dokumentacije za konstrukciju iznad kote nula, započelo se sa bušejem šipova i rušenjem pregradnih zidova postojećeg objekta. Za vreme naših poseta gradilišta primetili smo da postojeći objekt u statičkom smislu nije uredu. Posle detaljne kontrole i skidanja delova zanatskih pozicija, konstatovano je, da je sistem postojećeg objekta, sistem sa nosećim zidovima, od kojih su neki već bili srušeni tako da je konstrukcija stajala na vertikalnim serklažima. Tada je konstatovano, da projektanti prvobitnog projekta, su bez predhodne analize konstruktivnog sistema predvideli renoviranje sa rušenjem zidova. Pošto je objekat već bio u fazi rušenja, napravili smo analizu sa dva rešenja i to: sanacija postojeće konstrukcije ili kompletno rušenje i izrada nove konstrukcije. Ispostavilo se da je druga varijanta jeftnija, sigurnija, a pre svega i estetski mnogo bolja.

MONTAZA ČELIČNE KONSTRUKCIJE I FASADE

Osim projektovanja, sa Investitorom je dogovorena i organizacija proizvodnje kao i montaža čelične konstrukcije. Uzimajući u obzir i to da je kompletna konstrukcija predviđena vijčanim vezama na montaži, montažni elementi bili su sa težinom do oko 1t, što dozvoljava korišćenje lake mobilne mehanizacije, koje smo posedovali. Sa kavalitetnim kadrom i dobrom organizizacijom, kompletna čelična konstrukcija (ukupno oko 130t) namontirana je za oko 25 efektivnih radnih dana. Pre početka montaže čelične konstrukcije izvođač betonskih radova izradio je temelje i stubove.

Posle izrade čelične konstrukcije naša obaveza bila je i nabavka i montaža termoizolacionih fasadnih i krovnih panela koji su ranije naručeni i dostavljeni na gradilištu. Isti su postavljani horizontalno na fasadi oko 1800m^2 i na krovu 4500m^2. Montaža panela izvedena je isto tako lako i brzo sa montažom od oko 130m^2 fasadnih panela dnevno i oko 400m^2 krovnih panela. *(Slika 6)*



Slika 6, Montaža termoizolacionih panela

Na kraju su ugrađeni i opšivi i detalji tako što je objekt dobio traženi izgled. *(Slika 7)*



Slika 7, Objekt pušten u upotrebu

ZAKLJUČAK

U savremenom načinu života gde su svi usmereni prema zaradi sve više se zaboravlja da treba da se projektuju lepi, sigurni ali i racionalni objekti. Dali od neznanja ili namerno negativni primeri su dosata česta pojava u svakodnevnom životu nas inženjera. Metode proračuna i tehnologija izvođenja objekta omogućuje različita konstruktivna rešenja, sa različitim ugrađenim količinama i cenom koštanja. Ipak treba najprikladnije rešenje da se ponudi Investitoru.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Milena Jakovljević[1], Gabor Kasa[2], Danijel Nježić[3], Đorđe Pavkov[4]

PROJEKAT MOSTOVSKIH KONSTRUKCIJA NA SAOBRAĆAJNICI BULEVAR EVROPE U NOVOM SADU, IV FAZA GRADNJE

Rezime:

U članku je ukratko predstavljen projekat mostovskih konstrukcija na četvrtoj fazi izgradnje Bulevara Evrope u Novom Sadu. Nadvožnjaci preko postojeće saobraćajne infrastrukture, kao i pristupne konstrukcije mostu preko Kanala DTD, su sistema kontinualne grede sa glavnim nosačem od montažnih prednapregnutih betonskih elementa. Most preko Kanala DTD je kontinualna greda raspona 48+80+48 m, višećelijskog sandučastog preseka od prednapregnutog betona. Izgradnja mosta je predviđena livenjem krajnjih raspona na fiksnoj skeli i konzolnog postupka na srednjem rasponu. Ukupna dužina svih projektovanih konstrukcija je oko 1670 m tako da članak obrađuje samo osnovnu koncepciju objekata.

Ključne reči: konzolni postupak, betonski sandučasti nosač, prefabrikovani betonski nosači

DESIGN OF BRIDGE STRUCTURES ON BULEVAR EVROPE IN NOVI SAD, THE IV PHASE OF CONSTRUCTION

Summary:

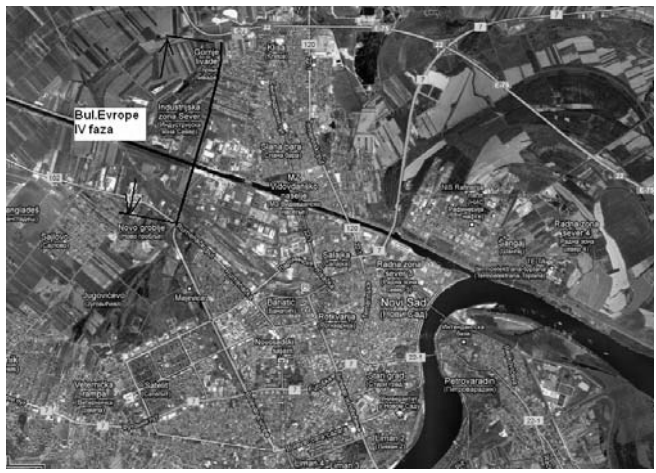
The article briefly presents design of the bridge structures on Bulevar Evrope in Novi Sad, the fourth phase of construction. Overpasses over existing traffic infrastructure, as well as the access structures to the bridge over the DTD Canal, are continuous girders with prefabricated prestressed concrete elements in superstructure. The bridge over the DTD Canal is continuous girder, spans 48+80+48m, with multi-cell hollow box girder from prestressed concrete. The construction of bridge is envisaged by concrete casting for end spans on conventional scaffolding and cantilever method for the middle span. Because that length of structures is about 1670 m, only basic information about structures is presented.

Key words: cantilever method, concrete hollow box girder, prefabricated concrete girders

[1] Dipl.inž.građ, Euro Gardi Group, Novi Sad, www.eurogardigroup.com
[2] Dipl.inž.građ, Euro Gardi Group, Novi Sad, www.eurogardigroup.com
[3] Dipl.inž.građ, Euro Gardi Group, Novi Sad, www.eurogardigroup.com
[4] Dipl.inž.građ, Euro Gardi Group, Novi Sad, www.eurogardigroup.com

1 OSNOVNI PODACI O SAOBRAĆAJNICI I KONSTRUKCIJAMA

Predmetna saobraćajnica se izvodi u okviru započetih aktivnosti na završetku Bulevara Evrope u Novom Sadu, koji se pruža od petlje na autoputu E-75 „Novi Sad –sever“ do raskrsnice ulica Cara Dušana i Bulevara Cara Lazara. Deo saobraćajnice od navedene raskrsnice do kružnog toka na Rumenačkom putu je završen, te je preostali deo u dužini od cca 3100 m predmet ovog projekta i čini njegov završni deo-poslednju preostalu deonicu.



Slika 1 – Situacija - Bulevar Evrope, Novi Sad

Projektovana trasa saobraćajnice od petlje na autoputu do kružnog toka na Rumenačkom putu, se ukršta sa više postojećih ulica, sa više železničkih koloseka (koje se nalaze u okviru ranžirne stanice), kao i sa Kanalom DTD. Deo tih ukrštanja je razrešen u nivou, a deo se predviđa sa denivelisanim ukrštanjem, što zahteva izgradnju mostovskih konstrukcija. Usvojeno je sledeće tehničko rešenje za objekte na ovoj saobraćajnici :

- denivelisani prelazi preko železničkih koloseka (pet postojećih i šesti koji će se naknadno izvesti), prelaz preko Privrednikove ulice i deo trase-prilazi mostu na kanalu, će se izvesti kao mostovska montažna konstrukcija od prefabrikovanih montažnih nosača sa rasponima od 24,24; 28,0; 30,0 m i 32,0 m,
- prelaz preko Kanala DTD i Primorske ulice će se izvesti kao nezavisna betonska mostovska konstrukcija, na tri polja sa rasponima 48,0+80,0+48,0 m, sa prednaprezanjem sandučastog poprečnog preseka.

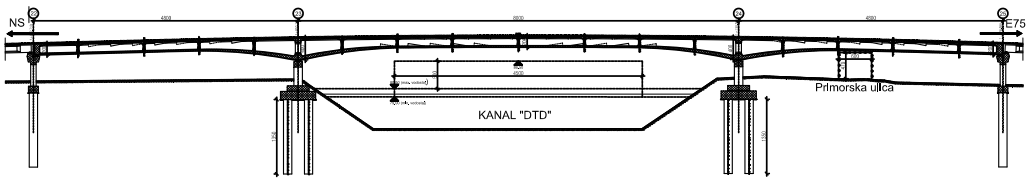
Saobraćajnica je projektovana sa dve odvojene kolovozne trake i razdelnim ostrvom između njih, širine 5,0 m. Širina kolovoznih traka je 7,5 m, a izvodi se i pešačko-biciklistička staza širine 2+1,0 m. Tako se dobio uslov da se kolovozne trake za dva pravca saobraćajnice, na denivelisanom delu, izvode na dve nezavisne, paralelne konstrukcije mosta.

Projekti svih konstrukcija su izrađeni u firmi Euro Gardi Group iz Novog Sada. Most preko Kanala DTD je koncepcijski obrađen kroz idejni projekat, dobio je odobrenje pokrajinske revizione komisije, nakon čega je izrađen glavni projekat. Ostale konstrukcije su obrađene na nivou glavnog projekta.

2 MOST PREKO KANALA DTD

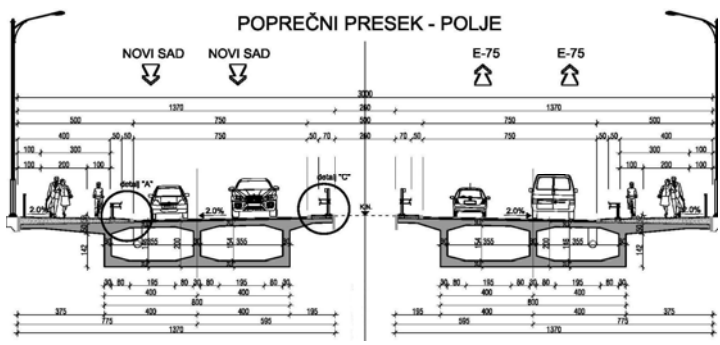
2.1 KONSTRUKCIJA MOSTA

Most je projektovan kao kontinualna gredna konstrukcija sa tri raspona: 48,0 + 80,0 + 48,0 m, što daje ukupnu dužinu mostovske konstrukcije od L = 176,0 m. Glavnu noseću strukturu mosta čini dvoćelijski sandučasti nosač od prednapregnutog betona, promenljive visine poprečnog preseka: nad srednjim osloncima-stubovima, visina sandučastog preseka je 4,00 m, a u sredini raspona, kako srednjeg polja, tako i u bočnim poljima, je 2,00 m. Tako su dobijeni odnosi raspon/visina preseka: 1/24 za bočna polja, a za srednji raspon 1/40 za polje i 1/20 za oslonac. Prelaz sa jedne na drugu visinu konstrukcije je u vidu kontinulane krive linije, dužine 18,0 m, tako da se formira simetrična „vuta“ nad srednjim stubovima.



Slika 2 – Podužni presek mosta

Širina sanduka je 8,00 m, dok je širina gornje-kolovozne ploče 13,70 m. Debljina donje ploče sandučastog preseka varira od 25 cm u polju, a u zoni povećanja visine poprečnog preseka se postepeno povećavana na 65cm iznad srednjih stubova. Gornja ploča je u odnosu na sanduk postavljena asimetrično – konzola na strani biciklističko-pešačke staze je dužine 3,65 m, dok je konzola na strani razdelnog pojasa 1,85 m. Debljina konzola u preseku uklještenja je 50 cm. Debljina gornje ploče sanduka je 25 cm u poljima i 30 cm nad srednjim osloncima. U podužnom pravcu je prethodno napregnuta kao element sandučastog poprečnog preseka a u poprečnom pravcu radi kao armirano betonska ploča. Rebra sandučastog preseka su vertikalna, debljine 30cm u polju do 50cm nad srednjim stubovima.

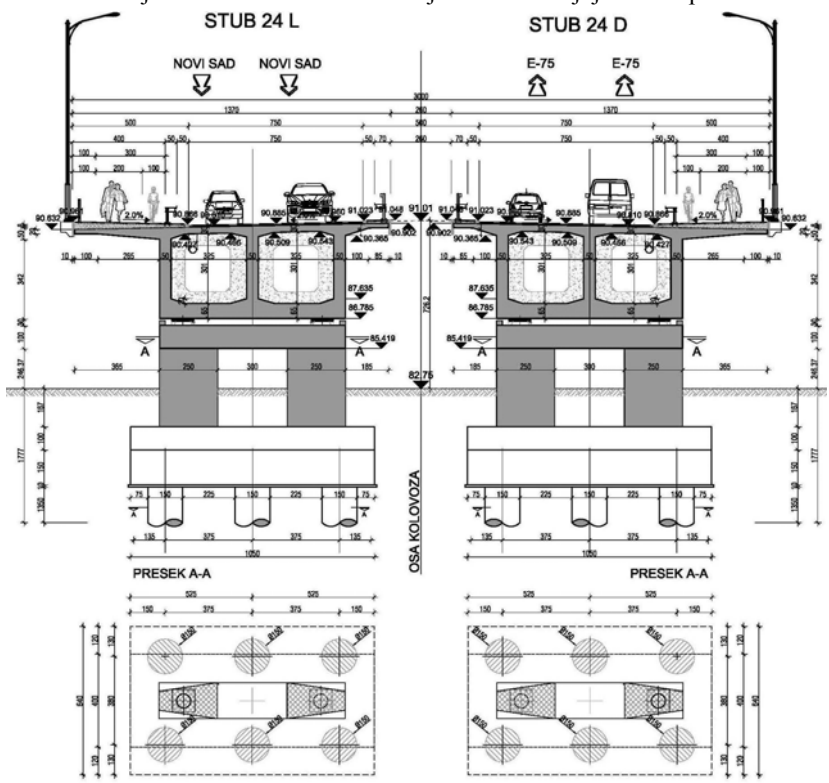


Slika 3 – Poprečni presek mosta – srednje polje

Poprečna rebra - dijafragme za ukrućenje raspoređene po dužini konstrukcije: nad osloncima-na svakom stubnom mestu i po dužini konstrukcije: unutar krajnjih raspona po četiri i sedam unutar

srednjeg raspona. Sva poprečna rebra su ošupljena, tako da je unutrašnjost sandučastog preseka prohodna celom dužinom.

Stubovi su dvodelnog trapeznog poprečnog preseka, dimenzija 80 - 153/ 250 cm, a oslanjaju se na jastuk naglavnice šipova. Na vrhu su povezani ležišnom gredom na koje se postavljaju sferična ležišta za oslanjanje rasponske konstrukcije. Fundiranje konstrukcije je na šipovima prečnika 1,5 m, dužine 13,5 m, pri čemu su srednji stubovi fundirani na bateriji od šest a krajnji na tri šipa.



Slika 4 – Poprečni presek mosta – srednji stubovi

Konstrukcija mosta-noseći sanduk je prethodno napregnuti betonski elemenat. Prednaprezanje se izvodi :

- Kablovima parabolične trase u sva tri polja,
- Pravolinijskim kablovima u gornjoj ploči nad srednjim stubovima,
- Pravolinijskim kablovima u donjoj ploči u srednjem polju.

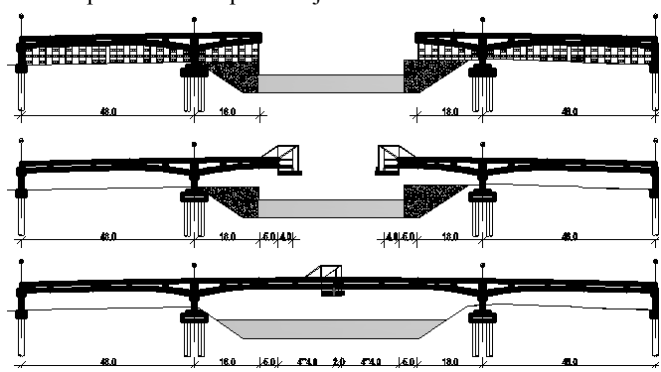
Sistem prednaprezanja je uslovljen kako globalnim radom konstrukcje u fazi eksploatacije, tako i rešenjem tehnologije izvođenja.

2.2 TEHNOLOGIJA GRAĐENJA

Niveleta mosta, kao i tehnologija građenja, je uslovljena zahtevima za nesmetano odvijanje saobraćaja ispod mosta – prema gabaritima za plovila i plovni put na kanalu (srednji raspon), kao i za kretanje drumskih vozila Primorskom ulicom (krajnje polje).

Izvođenje radova na glavnom nosaču mosta je predviđeno da se odvija na sledeći način:

- u bočnim poljima (raspon 48,0 m), koja su nad zemljanim terenom, kao i u krajnjim delovima srednjeg polja, uz korito kanala, radovi se izvode korišćenjem fiksne skele, kojom se obezbeđuje izlivanje konstrukcije u standardnoj oplati. Za potrebe postavljanja fiksne skele na dužini 18,0 m srednjeg polja, je potrebno izvesti privremeni nasip u zoni vodnog ogledala kanala - nasip formirati uz pobijanje talpi u vidu poluostrva i popunjavanjem šljunkovitim materijalom. Skela se demontira nakon potpune monolitizacije noseće konstrukcije 48,0+18,0 m i završenog prednaprezanja.
- Centralni, preostali deo od 80,0-2x18,0 = 44,0 m u srednjem rasponu, izvesti u segmentima od 4 i 5 m, konzolnim postupkom sa lokalnim prednaprezanjima preseka, uz primenu klizne skele i formirane 'krleteke'. Tako se za izradu konstrukcije konzolnim postupkom predviđa 5 koraka za svaku stranu/obalu: 1x5m+4x4 m = 21m. Za zatvaranje raspona nad rekom preostaje deo od 2,0 m koji se lije na licu mesta, nakon čega se vrši dodatno prednaprezanje cele konstrukcije za prijem dodatnih eksploatacionih opterećenja.



Slika 5 – Tehnologija građenja – glavne faze

3 MOSTOVSKE KONSTRUKCIJE OD MONTAŽNIH ELEMENATA

Analizom i upoređivanjem ekonomskih i tehničkih faktora, utvrđenih geomehaničkih karakteristika tla i proračuna sleganja za nasipe visine veće od 5,0 m, došlo se do stava, da se denivelisana ukrštanja na pojedninim delovima trase objedine i izvedu u najvećoj mogućoj meri na jednostavnoj mostovskoj konstrukciji. Ovim je izbegnuta izgradnja saobraćajnice na visokim zemljanim nasipima, podložnim dugom konsolidacionom sleganju, ugradnji velike količine zemljanog materijala, maksimalnom zauzimanju građevinskog zemljišta i dr.

Prefabrikovane mostovske konstrukcije su projektovane na sledećim deonicama predmetne saobraćajnice:

- od Rumenačkog puta (preko koloseka i Privrednikove ulice) do kružnog toka, ose S1–S16,

rasponi za levu traku: 30,0 + 28,0 + 3 x 24,24 + 32,0 + 2x 24,24+ 8 x 30,0 = 451,20 m,

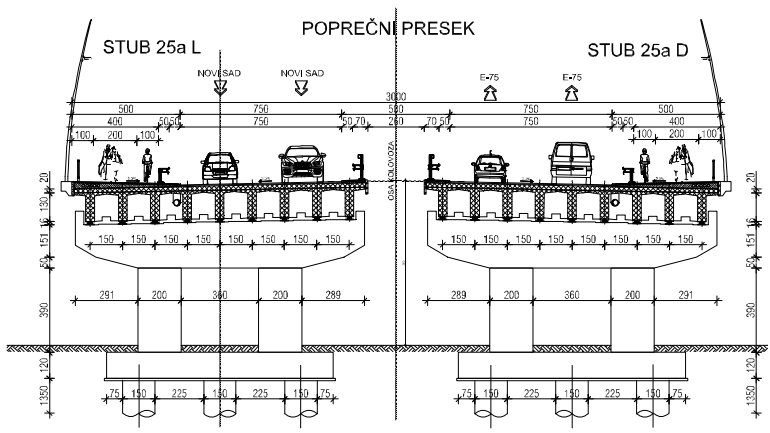
rasponi za desnu traku: 3 x 30,0 + 28,0 + 32,0 + 10 x 30,0 = 450,0 m;

- od kružnog toka do mosta na kanalu, ose S18-S22, 4x30=120m;
- i posle mosta na kanalu do uklapanja u nasip, ose S25-S28, 3x30=90m.

Što daje ukupnu dužinu trase 1321,20 m prefabrikovane mostovske konstrukcije za oba kolovoza.

3.1 KONSTRUKCIJA NADVOŽNJAKA I PRISTUPNIH KONSTRUKCIJA

Poprečni presek rasponske konstrukcije mosta se sastoji od montažnih prethodno napregnutih elemenata, poprečnog preseka „T“ oblika i dužina : 23,54; 27,30; 29.3; 31,30 m. Visina glavnog nosača je 132,0 cm sa širinom donje flanše od 40,0 cm, gornje flanše 150,0 cm i debljinom rebra od 25,0 cm. Tako je formiran tipski nosač za sve raspone. U poprečnom preseku nalazi se ukupno devet nosača na međusobnom osovinskom razmaku od 150,0 cm. Monolitiziranje poprečnog preseka i prenos opterećenja u poprečnom pravcu se postiže livenjem kolovozne ploče i poprečnih nosača iznad ležišnih greda.



Slika 6 – Poprečni presek montažnih mostovskih konstrukcija

Donji stroj mosta se na svakom stubnom mestu sastoji od: baterije od tri šipa prečnika 120 cm, dužine 13,5 m, naglavnice šipova, dvojnog stuba, ležišne grede i elastomernih ležišta.

3.2 TEHNOLOGIJA GRAĐENJA MONTAŽNIH KONSTRUKCIJA

Koncepcija i tehnologija građenja nadvožnjaka su uslovljeni zahtevima za nesmetano odvijanje železničkog saobraćaja. Prefabikovani nosači od prednapregnutog betona se izrađuju u pogonima za proizvodnju betonskih elemenata, na ležišne grede se montiraju korišćenjem auto dizalice odgovarajuće nosivosti a postavljaju se jedan do drugog. Prednaprezanje nosača se izvodi u toku proizvodnog procesa u betonskim pogonima a monolitizacija preseka se postiže izlivanjem armirano-betonske kolovozne ploče i poprečnih nosača. Širina gornje flanše omogućava betoniranje kolovozne ploče bez postavljanja dodatne oplate za izlivanje sveže betonske mase. Ovo je posebno pogodno, jer omogućava komforan i bezbedan rad nad železničkim kolosecima i u zoni elektro vodova.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Aleksandra Janjanin[1], Nikola Popović[2]

PROJEKTI MOSTOVA PREKO REKE LJIG NA km.58+828,66 i km.61+090,38 AUTOPUTA E-763 BEOGRAD-JUŽNI JADRAN

Rezime:

U radu su prikazana dva glavna projekta mostova preko reke Ljig na km.58+828,66 i na km.61+090,38 autoputa E-763 Beograd-Južni Jadran na deonici od Lajkovca do Ljiga. U skladu sa elementima trase, geomehaničkim i hidrauličkim elaboratom projektovane su integralne ramovske konstrukcije bez ležišta i dilatacija od tri raspona 20,0+25,0+20,0m. Poprečni presek mostova čine tri široka armirano betonska nosača povezana pločom. Statička analiza konstukcije urađena je u programskom paketu Sofistik.

Ključne reči: most, integralna konstrukcija, armirani beton, statička analiza

BRIDGES OVER RIVER LJIG ON E-763 BEOGRAD – JUŽNI JADRAN AT km.58+828,66 AND km.61+090,38

Summary:

The final bridge designs for bridges over river Ljig on motorway E-763 from Belgrade to South Adriatic, section from Lakovac to Ljig, at km.58+828,66 and at km.61+090,38 are presented in the paper. In accordance with alignment elements, soil-mechanics and hydraulic report, bridges are designed as integral frame structures without bearings and expansion joints. The bridge structures have three spans 20,0+25,0+20,0m. The cross section consist of three wide girders of reinforced concrete conected with slab. Static analysis of the structure has been carried out within the Sofistiks software package.

Key words: bridge, integralstructure, reinforced concrete, static analysis.

[1] dipl.ing.građ, Glavni inženjer Zavoda za projektovanje mostova i konstrukcija Instituta za puteve a.d. Beograd

[2] dipl.ing.građ, Vodeći projektant u Zavodu za projektovanje mostova i konstrukcija Instituta za puteve a.d. Beograd

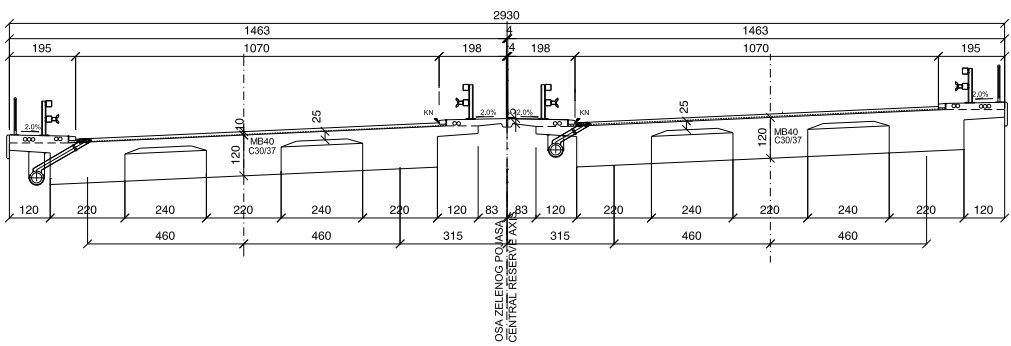
1 UVOD

Osa autoputa na delu mosta preseca osovinu regulisanog korita reke Ljig pod uglom od 83,4° za most na km.58+828,66, odnosno pod uglom od 107,96° za most na km.61+090,38 . Osa autoputa na delu most je u kružnoj krivini Rh=1200 m za most na km.58+828,66, odnosno Rh=1800 m za most na km.61+090,38. Poprečni pad na mostu je do stacionaže km.58+811,12 promenljiv do 4,5% a dalje je konstantan od desna na levo 4,5% za most na km.58+828,66,odnosno konstantan je od desna na levo 3% za most na km.61+090,38. Poprečni pad na prostoru za smeštanje ograde i ivičnjaka je 2 % ka kolovozu.

Širina mostova je usklađena sa širinom kolovoza autoputa i zahtevima projektnog zadatka Investitora. Širina kolovoza na mostu je 10,70 m, širina prostora za smeštanje ograde i ivičnjaka sa spoljašnje strane mostova je 1,95 m, a sa unutrašnje strane je 1,98 m. Ukupna širina mosta jedne trake iznosi 14,63 m.

2 KONSTRUKCIJA MOSTA

Dispozicija mostova je rešena kao armirano betonska kontinualna prostorna ramovska konstrukcija na tri polja raspona: 20,00+25,00+20,00 m. Ukupna dužina mostova iznosi 75,32 m na km.58+828,66 i 76,93 m na km.61+090,38. Poprečni presek mostova sastoji se iz tri gredna armiranobetonska kontinualna nosača, konstantne visine d=1,20 m i konstantne širine 2,20 m, povezana armiranobetonskom pločom debljine d=25 cm. Glavni nosači su iznad srednjih stubova ukrućeni armiranobetonskim poprečnim nosačima širine 120 cm, a u sredinama raspone poprečnim nosačima širine 40 cm.

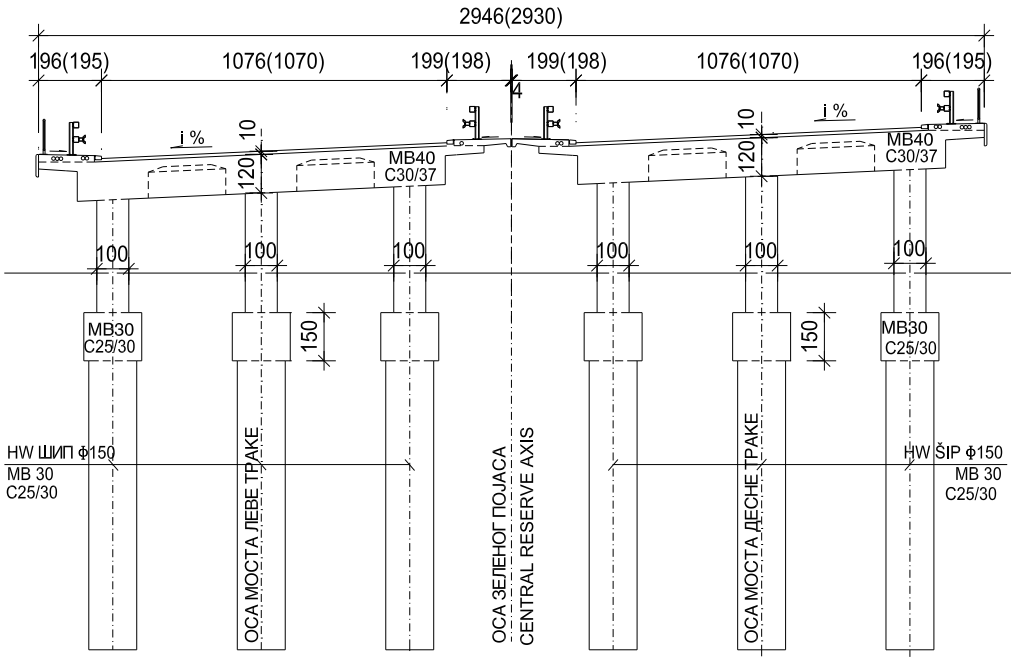


Slika 1- Karakterističan poprečni presek mosta

Kolovoz na mostovima je od asfalt betona debljine d=10 cm sa hidroizolacijom. Kolovoz je obostrano oivičen kamenim ivičnjacima dimenzija 13/20 cm izdignutim za 7 cm i obostrano zaštićen čeličnim odbojnim ogradama H2-W4 (DIN EN 1317-2). Na spoljašnjim stranama mostova uz revizione staze su predviđene pešačke ograde od cevnih profila visine h=110 cm. U prostoru za smeštanje ograde i ivičnjaka je ostavljen prostor za instalacije (5+2 plastične cevi ∅ 110 mm). Na ivicama konstrukcije postavljaju se montažni armiranobetonski venci.

3 STUBOVI I FUNDIRANJE MOSTA

Srednje stubove mostova čine tri okrugla armiranobetonska stuba prečnika ∅100 cm koji se produžavaju u armiranobetonske šipove prečnika ∅150 cm. Srednji stubovi su kruto vezani za rasponsku konstrukciju i zajedno čine kontinualni ram.Visine srednjih stubova su oko 4,00 m kod mostova na km.58+828,66 i oko 6,20 m kod mostova na km.61+090,38.



Slika 2-Poprečni presek srednjeg stuba mosta

Krajnje stubove čine tri stuba-šipa prečnika ∅150 cm, preko kojih se izvode poprečne grede visine 220 cm, sa armiranobetonskim visećim krilima, čeonim platnima prema nasipu i zavesama.

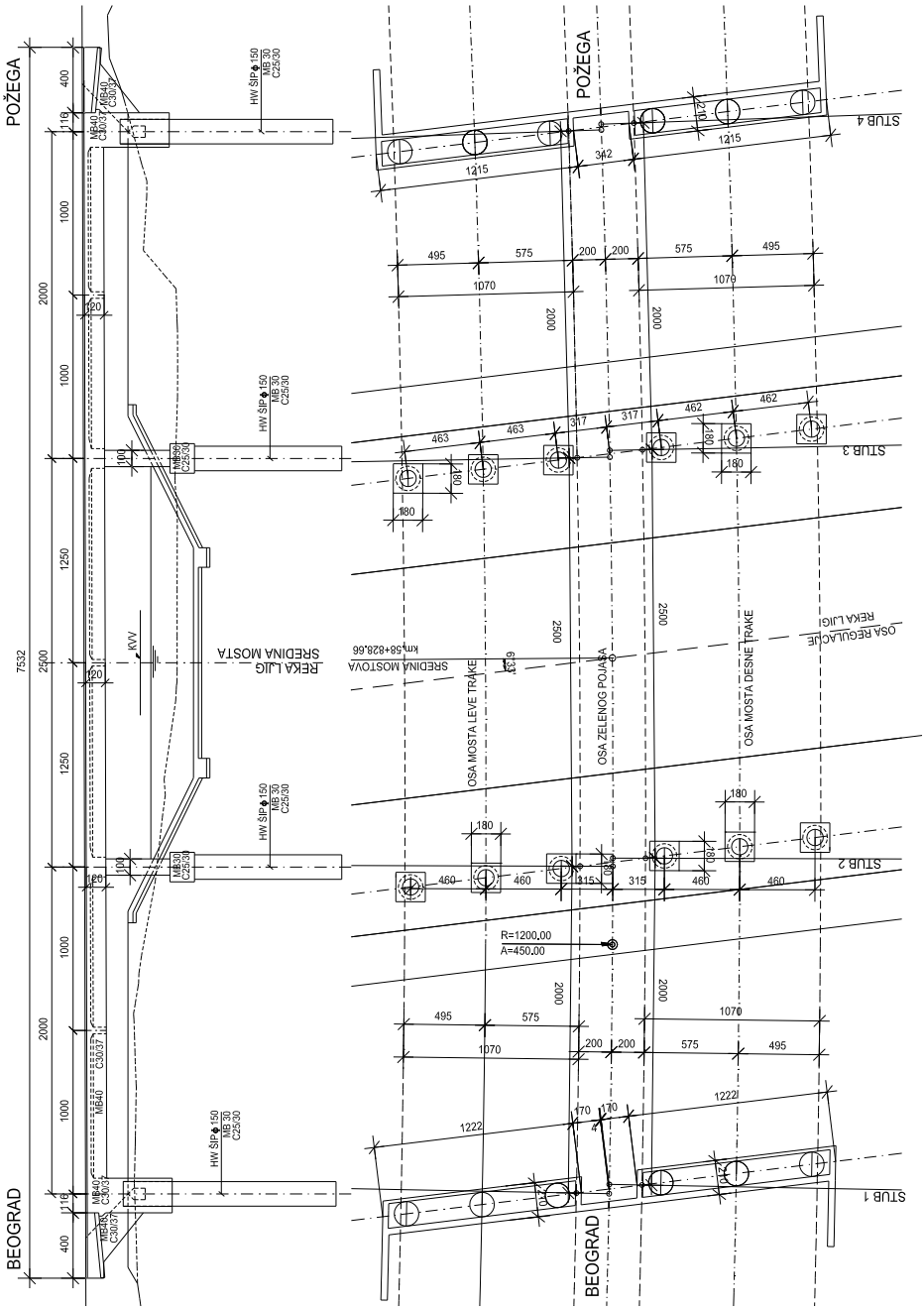
Fundiranje mostova je duboko na šipovima i uslovljeno je geotehničkim profilom terena na lokaciji mostova. Dužine šipova na mostu na km.58+828.66 su 9 m,a na mostu na km. 61+090,38 su 9m.

Za vezu mosta sa trupom autoputa, a iznad šljunčanih klinova se predviđaju armirano betonske prelazne ploče.

Izgradnja objekta je na skeli, betoniranjem na licu mesta.

Predviđen je kontrolisan, zatvoren sistem odvođenja kišnih voda, tako da se sva voda sa kolovoza mostova odvodi preko slivnika i cevi za odvođenje vode.

Projektom je predviđena regulacija i izmeštanje korita reke Ljig. U zoni mostova, 20 m uzvodno i 20 m nizvodno, minor korito reke Ljig se oblaže kamenom i na taj način se štite stubovi mosta.



Slika 3 –Podužni presek i osnova stubova mostova

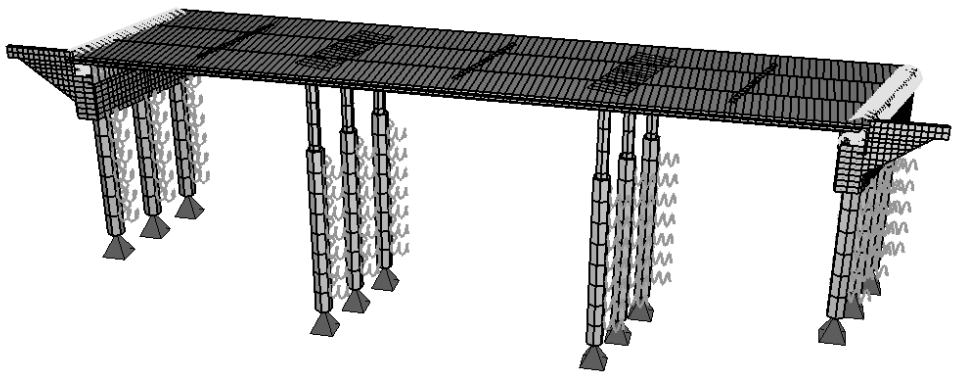
4 STATIČKI PRORAČUN

Mostovi spadaju u I (prvu) kategoriju - „ mostovi na autoputevima ”. Pri proračunu uticaja je korišćena računska šema saobraćajnog opterećenja V600+V300, saglasno Pravilniku o tehničkim normativima za određivanje veličina opterećenja mostova (Sl. list SFRJ 1/91).

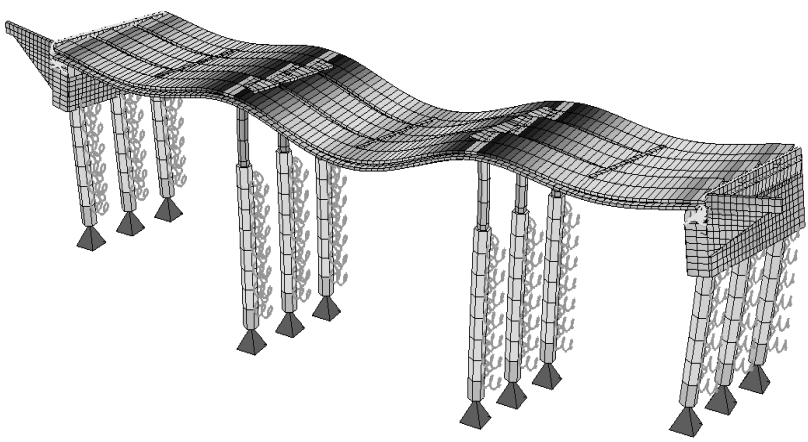
Objekat je računat za područje VIII stepena seizmičkog intenziteta.

Proračun uticaja u kontinualnoj ramovskoj konstrukciji mostova od osnovnog i dodatnog stalnog opterećenja, saobraćajnog opterećenja, dopunskih delovanja (promene temperature i zaustavljanje vozila) i izuzetnih delovanja (zemljotres) je izvršen na računaru primenom programskog paketa SOFISTIK. Srednji i krajnji stubovi primaju sve horizontalne sile i odgovarajuće reakcije od vertikalnog opterećenja sa gornjeg stroja mosta.

Ramovska konstrukcija je formirana monolitnom vezom armiranobetonskih nosača i srednjih i krajnjih stubova stubova mosta.



Slika 4. Model mosta iz programskog paketa Sofistik



Slika 5. Prikaz deformisanog modela od sopstvene težine

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR **2012.**

Zoran Joksović [1)] , Gordana Minić [2)]

UPRAVNO SERVISNI CENTAR DEWACO –SERVIS ZA POPRAVKU I SERVISIRANJE ,,MAN'' VOZILA

Rezime:

U radu je prikazana konstrukcija polumontažne betonske hale, kao dela kompleksa površine 10000m^2, Upravno servisnog centra ``Dewaco-MAN``, čija je namena servisiranje i popravka M A N vozila. Pored opisa konstruktivnog sistema hale u radu je opisano upravljanje kompletnim projektom i izgradnjom kompleksa od samog početka i ideje o izgradnji do tehničkog prijema i svečanog otvaranja.

Ključne reči : polumontažne betonska hala- konstrukcija, upravljanje projektom

Resume:

The study presents the structure of semi-prefabricated concrete hall, a part of complex of 10000m2, of Administrative-Service Center ``Dewaco-MAN``, which purpose is service and repair of M A N vehicles. Besides description of constructive system of the hall, in the study it is described the complete project implementation and construction of the facility from the beginning and from the idea of construction until the technical acceptance and ceremonial opening.

Key words: semi-prefabricated concrete hall-structure, project implementation

[1)] dipl.građ.inž., director, Duodec d.o.o, Beograd

[2)] dipl.građ.inž., vodeći inženjer, Duodec d.o.o, Beograd

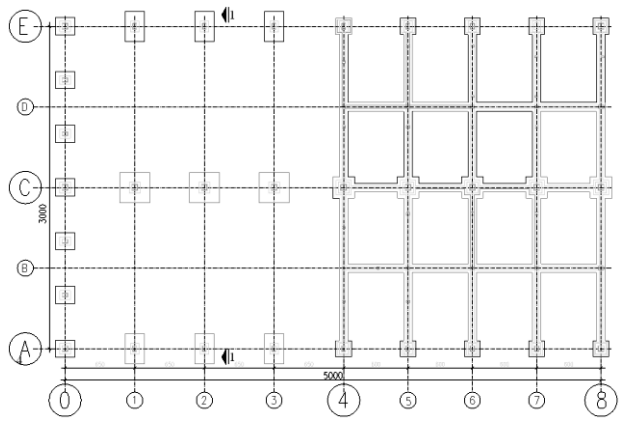
1 UVOD- lokacija i opšti podaci

Kompleks Upravno servisnog centra – ''Dewaco-MAN'' nalazi se u Krnješevcima, u blizini magistralnog puta Šimanovci- Nova Pazova. Kompleks centra čine : hala za servisiranje MAN vozila sa poslovnom zgradom (upravno servisni objekat) ukupne površine 2500m^2, putni prilaz, spoljni sadržaji za potrebe održavanja vozila i parkinzi sa ukupnom površinom od 10000m^2.

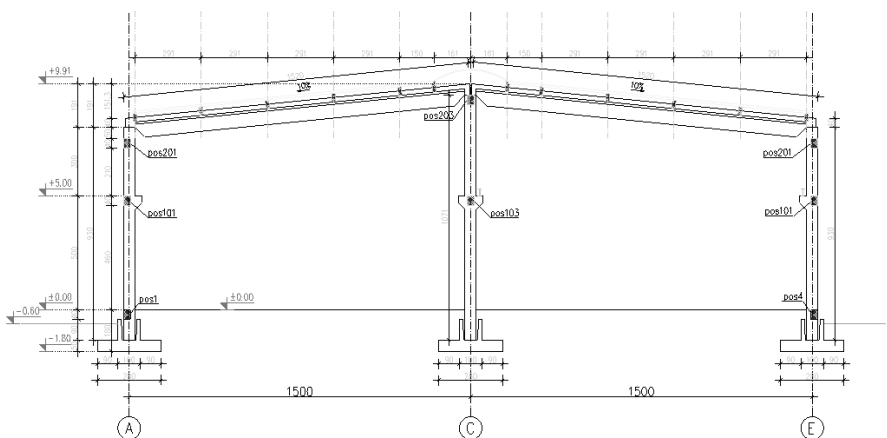
Objekat se sastoji iz: ***Hale*** – servisa gabarita 26.0 x 30m i ***Zgrade*** - Poslovnog dela - gabarita u osnovi 24.0x30.0 m , sa dve međuspratne konstrukcije.

Visina objekta u slemenu je 10m, a na krajevima 8m od kote gotovog poda hale (0.00). U hali je u podužnom pravcu montiran kran raspona 14.5m i nosivosti 3,2t, a u poprečnom se nalaze 3 kanala za remont kamiona .

2 KONSTRUKCIJA HALE I POSLOVNE ZGRADE



Slika 1 – Osnova



Slika 2 – Karakterističan poprečni presek hale 1-1

2.1. **Opis konstrukcije**

- Hala i zgrada su pod zajedničkim krovom. Krovna konstrukcija je od montažnih armirano betonskih elemenata. Glavni nosači su T – preseka, raspona 15m, na razmaku 6.5m, u delu hale i 6.0m u delu zgrade. Na glavne vezače su postavljene montažne rožnjače T preseka, na razmaku od 2.90m, raspona 6.5m, u delu hale i 6.0m u delu zgrade. Krov je u slemenu ukrućen montažnom a.b. gredom.
- Glavni vezači se oslanjaju na montažne stubove u osama A,C i E.
- Konstrukcija kalkana u osi 0 sastoji se takođe od montažnih stubova. Montažni stubovi imaju kratke elemente za prihvatanje greda i po potrebi otvore za povezivanje armature.
- Celokupna konstrukcija hale između osa 0-4 je montažna. Pored već opisane krovne konstrukcije i stubova, čine je i horizontalne grede na nivou + 5.00 i + 8.00 na fasadi i kalkanu u osi 0. Srednji stubovi hale povezani su gredom za ukrućenje u nivou kranske staze + 5.00 i u nivou slemena.
- Konstrukcija zgrade između osa 4-8,je polumontažna. Konstrukciju zgrade čine dve međuspratne konstrukcije na kotama +7.50 i +3.92 m, koje se sastoje od ploča i sistema greda oslonjenih na stubove.
- Međuspratne konstrukcije su od montažnih LMT-40 tavanica. Debljina ploče na koti 7.5m je 16+4= 20cm, a na koti 4.0m, je 16+6=22cm. Na delu međuspratne konstrukcije, iz tehnoloških zahteva Investitora, su izvedene armirano betonskih ploče d= 14cm, livene na licu mesta.
- Zid u osi 4 je od blokova 19cm, od poda do montažnih krovnih nosača . Zidovi u delu zgrade opasuju centralni prostor i izvode se do kote prve tavanice. Zidovi pored stepeništa se zidaju do druge tavanice. U statičkom smislu zidovi od ose 4-8 nisu tretirani kao noseći . Zidovi se oslanjaju na grede koje opterećenje od zidova prenose na stubove livene na licu mesta.
- U statičkom smislu, konstrukcija zgrade je tretirana kao ramovski sistem.
- Podna ploča u delu hale, je debljine 20cm, a u delu zgrade 14. Ispod ploče se postavlja hidroizolacija (sa zaštitom hidroizolacije), na sloju nearmiranog betona na nabijenom šljunku.

2.2. **Polumontaža i tehnologija građenja**

Hala je projektovana i izvedena u sistemu polu montaže. Pored montažne krovne konstrukcije I obodnih greda, montažni su samo glavni noseći stubovi u osama A, C i E koji čine glavni noseći poprečni ram, kao i sekundarni stubovi u kalkanu u osi 0. Izvođački, ovakav sistem je omogućio nezavisno izvođenje same hale i njeno pokrivanje i oblaganje paralelno sa izvođenjem radova na konstrukciji zgrade.

Uporedo sa izvođenjem montažnih stubova izvođeni su i stubovi u osi 8 koji su liveni na licu mesta. Svi ostali stubovi u delu zgrade su liveni na licu mesta. Temelji su liveni na licu mesta , predviđeni za ovaj sistem gradnje. Tako su u ovom sistemu sve grede međuspratnih konstrukcija zgrade u osi C proste grede između srednjih stubova, a sve poprečne grede, kontinualne od od ose A do C i od ose C do E.

Veza montažnih elemenata je ostvarena preko kratkih elemenata i ankera. Srednji montažni stubovi imaju kratke elemente u sva četiri pravca i na oba nivoa, a fasadni i kalkanski stubovi u dva odnosno tri pravca.

2.3. Iskopi za temelje i fundiranje

Objekat je plitko fundiran. Svi temelji su liveni na licu mesta.

Skidanje humusa je izvedeno u širokom iskopu debljine 40cm sa celog platoa. Izvršena je drenaža terena zbog visokog nivoa podzemne vode, izveden plato nasipom terena kamenom i na pripremljenom platou izvršrni pojedinačni iskopi za temelje i temeljne trake.

Dubina fundiranja je usvojena prema geomehaničkim podacima o tlu i iznosi -1.80 u delu hale , -1.70 u delu zgrade. Tačna kota fundiranja je utvrđena prilikom vršenja iskopa i verifikovana je od strane geomehaničara.

- *Fundiranje hale*

Stubovi hale(50x50 u osi C, 30x50 u osama A i C) su fundirani na temeljima samcima sa čašicama za monolitizaciju sa montažnim stubovima. Stubovi su po celom obimu objekta, u nivou poda ukrućeni gredama promenljivog preseka na mestu prolaza za ulazak u objekat. Dimenzije temeljnih stopa u osi C su : 280x280, a u osama A i E su 180x280.

- *Fundiranje zgrade*

Stubovi zgrade su fundirani na temeljnim trakama . Širine temeljnih stopa je 80 i 60cm, i visine 40cm. Grede temeljnih traka su dimenzija 30x40 . Na mestima najvećih uticaja, su izvršena proširenja temeljnih traka. U proširenjima, na mestima montažnih stubova, se predviđa izrada čašice za monolitizaciju sa montažnim stubovima. Iz temeljnih traka se ostavljaju ankeri za vezu stubova koji se izvode na licu mesta. Zidne ispune se oslanjaju na grede koje prenose opterećenje na stubove.

3 IZGRADNJA KOMPLEKSA

Faze izgradnje :

I faza izgradnje: geodetska obeležavanja,geotehnička ispitivanja, drenaža terena, zamena materijala i formiranje podtla sa nabijanjem , izrada projektno tehničke dokumentacije





Slike 3 i 4 – Praćenje nivoa podzemne vode

II faza izgradnje: Grubi građevinsku radovi-hala i zgrada, izrada spoljne hidrantske mreže, dovoda cevi za grejanje, kanalizaciju.....itd.





Slike 5i 6 – Izgradnja hale i zgrade

III faza izgradnje: Unutrašnji radovi - vodovoda , instalacije grejanja, elektro instalacija,radovi na enterijeru i ugradnji opreme. Spoljašnji radovi: izrada nastrešnica i reklamnog,stuba na ulazu, asfaltiranje saobraćajnih površina, vertikalna i horizontalna saobraćajna signalizacija ,ozelenjavanje





Slike 6 i 7 – Enterijer i spoljna nadstrešnica sa reklamnim stubom

4 IZVOĐENJE I UPRAVLJANJE PROJEKTOM

U sklopu upravljanja projektom izvršene su aktivnosti celokupnog posla:

Opšte: preimenovanje zemljišta sa poljoprivrednog na zemljište za gradnju industrijskog objekta, pribavljanje uslova od Urbanističkog zavoda i nadležnih institucija, izrada Idejnog projekta.

Projektovanje i dobijanje prijave radova: Izrada kompletne projektne dokumentacije za oblasti tehnološkog procesa, arhitekture, konstrukcije, saobraćajnice sa odvodnjavanjem, geotehničkih radova, geodetskih radova, radova na vodovodu i kanalizaciji, elektro tehničkih

radova, termo tehničkih i mašinskih radova, protivpožarne zaštite, ekologije u formi : Idejni projekat, Glavni projekat , Projekat sa izvođenje i Projekat izvedenog stanja. Po izvršenoj tehničkoj kontroli Glavnih projekata, dobijene su saglasnosti i odobrenja svih nadležnih institucija na projekat i obezbeđena prijava radova.

Izbor Izvođača radova : U sklopu svog angažovanja, vršen je predlog Izvođača radova Investitoru i učestvovano je u izboru odgovornih izvođača . Pripremana tenderska dokumentacija u smislu predmera radova i tehničkih uslova za izradu ponude Izvođača radova i učestvovano u ocenjivanju Izvođača u smislu stručnosti, ponuđenih resursa, i cene.

Nadzor: Nadzor je vršen u smislu praćenja dinamike izgradnje, praćenja finansijskih troškova i stručnog nadzora nad izvođenjem radova po svim oblastima projektne dokumentacije za koju su bili angažovani stručnjaci za svaku oblast posebno.

Tehnički prijem : Vođeni su svi poslovi vezani za tehnički prijem i prisustvovano u svojstvu projektanta i stručnog nadzora na samom tehničkom prijemu.

5 ZAKLJUČAK

Kompletiranje dokumentacije, projektovanje i izgradnja kompleksa završena je u predviđenom roku , za manje od godinu dana, kada je servisni centar otvoren i počeo sa radom. Sve je urađeno prema projektnom zadatku Investitora, standardima MAN –a i važećim domaćim propisima.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Duško Bobera [1]

PROJEKTOVANJE I IZVOĐENJE VIJADUKTA br. 15

Rezime:

U članku je opisano projektovanje i izvođenje vijadukta br. 15 na preko Topčiderske doline na autoputu E70 i E-75, deonica Dobanovci-Bubanj potok, Sektor 5, na obilaznici Beograda. Zbog dužine vijadukta od preko 630m i stubova visokih preko 30m projektovanje i gradnja vijadukta br. 15 predstavlja svojevrstan projektantski i građevinski poduhvat. Superstruktura vijadukta je izgrađena pomoću poktretne skele (MSS). Za tu tehnologiju gradnje je potrebna specifična oprema, školovana i osposobljena radna snaga, temeljna izrada projektne dokumentacije, koja daleko prevazilazi osnovnu funkciju vijadukta-premošćavanje, kao i stručni nadzor.

Ključne reči: vijadukt, pokretna skela, kablovi, ležišta, stubovi

DESIGN AND CONSTRUCTION OF VIADUCT no. 15

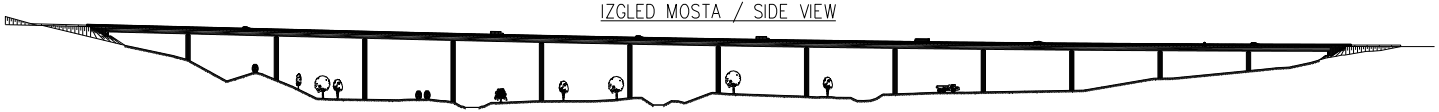
Summary:

The article describes the design and construction of the Viaduct no. 15 across Topciderska valley, on highway E70 and E-75, section Dobanovci-Bubanj stream, Sector 5, on the Belgrade bypass. Due to the length of the viaduct over 630m and piers height more than 30m, the design and construction is an outstanding achievement. Viaduct superstructure is built using movable scaffolding system (MSS). For this construction method, specific equipment, qualified and experienced labour, exact specifications, through design and professional supervision, exceeding widely the elementary function of the viaduct-bridging, are required.

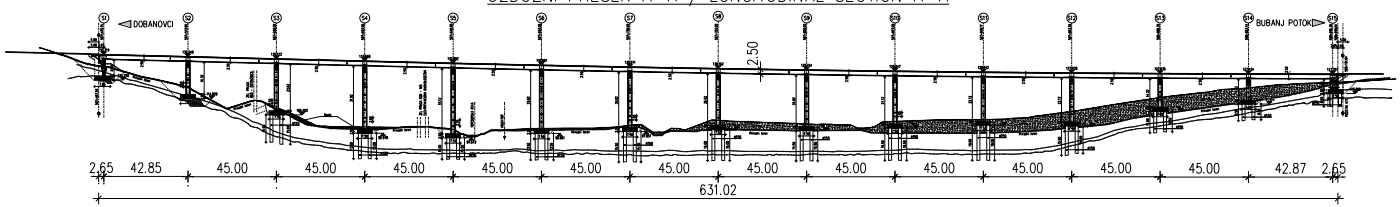
Key words: viaduct, movable scaffolding system, tendons, bearings, piers

[1] Duško Bobera, dipl.ing.građ., vodeći projektant, "DB Inženjering", Beograd

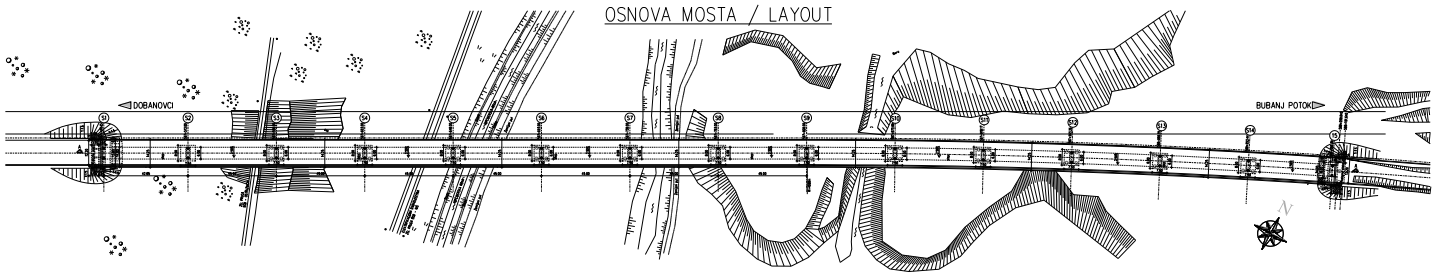
IZGLED MOSTA / SIDE VIEW



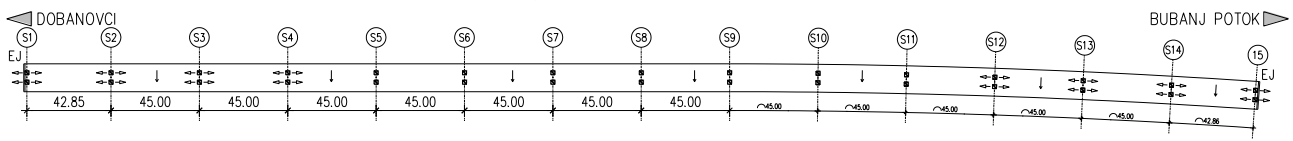
UZDUŽNI PRESEK A–A / LONGITUDINAL SECTION A–A



OSNOVA MOSTA / LAYOUT



SITUACIONI PLAN LEŽIŠTA I DILATACIJA/GENERAL ARRANGEMENT OF BEARINGS AND EXPANSION JOINTS



Dispozicija vijadukta br. 15

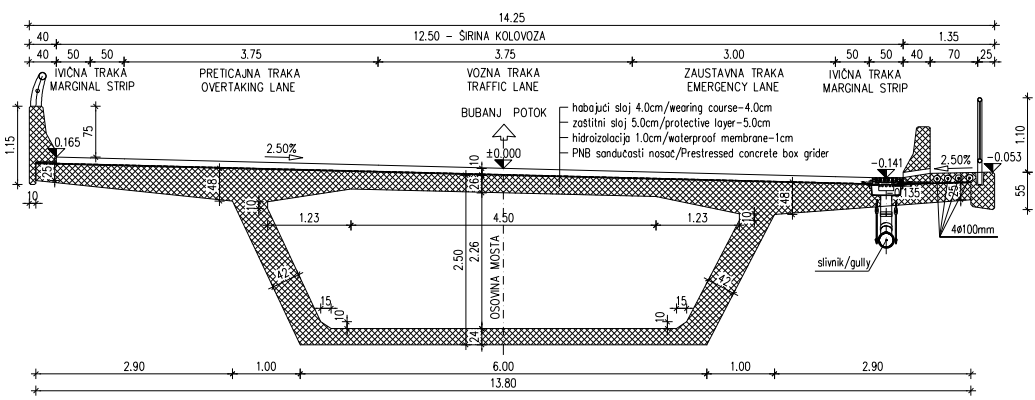
1. UVOD

Vijadukt br. 15 premošćuje široku i duboku Topčidersku dolinu i nalazi se na autoputu E70 i E-75, deonica Dobanovci-Bubanj potok, Sektor 5, na obilaznici Beograda. Izvođenje velikih i visokih dolinskih vijadukata sa velikim rasponima spada među najzahtevnije inženjerske građevine. Osiguravanje globalne i lokalne stabilnosti visokih vijadukata u fazi eksploatacije, a posebno u nakritičnijoj fazi – fazi gradnje predstavlja kako za projektanta tako i za izvođača veliki izazov. Vijadukt br. 15 je unikatna konstrukcija sa inovativnim rešenjima u konstruktivnom i izvođačkom smislu, i jedan od najzahtevnijih i najdužih vijadukta koji su izgrađeni u Srbiji u proteklih nekoliko godina. Specifičnost ovog vijadukta je i primenjena tenologija gradnje mosta pomoću pokretne skele (MSS). Ova tehnologija gradnje mostova je u svetu vrlo rasporstanjena za gradnju dugih, kontinualnih prethodno napregnutih AB mostova.

Projekat je izradio Biro za inženjering i projektovanje "DB Inženjering" iz Beograda, odgovorni projektant je Duško Bobera, dipl.ing.građ., a radove je izvelo "Primorje" a.d., Slovenija.

2. OPIS OBJEKTA

Vijadukt premošćuje dubodolinu visine preko 35m i sa svojim drugim poljem ispod vijadukta premošćuje jednokolosečnu prugu Beograd-Ostružnica, sa četvrtim poljem dvokolosečnu prugu Beograd-Niš, a sa petim poljem premošćuje regulisano korito Topčiderske reke. Objekat je prethodhno napregnuta okvirna AB konstrukcija na 14 polja sa rasponima 42.85+12x45.0+42.85=625.70m. Glavni nosač je kontinualna greda, prethodno napregnuta. Poprečni presek je sandučast, konstantne visine od 2.50m sa konzolama dužine 2.90m i sa kosim rebrima. Srednji stubovi su kutijastog poprečnog preseka spoljašnjih dimenzija 6.00 x 2.20 m i debljine zida 30cm. Trasa vijadukta je u pravcu od početka mosta do stuba S9 (km 587+828.00) a nakon toga u blagoj kružnoj krivini poluprečnika R=4000m. Vijadukt se spušta u nagibu 1.6% ka tunelu Straževica, čiji ulazni portal je na oko 80m posle završetka vijadukta. Na mostu postoje dve vozne trake i jedna zaustavna traka. Poprečni nagib je konstantan na celoj dužini mosta i iznosi 2.5%. Ukupna širina vijadukta je 14.25m.



Slika 1 – Karakteritični poprečni presek vijadukta

3. STATIČKA I DINAMIČKA ANALIZA KONSTRUKCIJE

Projektovanje i računska analiza tako zahtevnih objekata zahteva vrlo stručan i iskusan projektantski tim, upotrebu specijaliziranih računskih programa, te temeljnu i opsežnu statičku i dinamičku analizu najkritičnijih faza gradnje.

Upotrebljeni su domaći propisi, DIN norme, kao i Eurocode.

U podužnom smislu rasponska konstrukcija je tretirana kao kontinualna prednapregnuta greda sa osovinskim rasponima 42.85 + 12 x 45.0 + 42.85 = 625.70m, koja je preko ležišta oslonjena na substrukturu mosta i zajedno sa stubovima i šipovima čini okvirnu konstrukciju. Superstruktura mosta se prednapreže na licu mesta sa kablovima 19Ø15.7mm. Kablovi su parabolični, a njihova rezultanta prati liniju momenata, u polju se približava donjoj ivici preseka, a nad osloncima ide u gornju zonu.

Dodatno, sandučasti poprečni presek je prednapregnut i sa pravolinijskim kablovima u donjoj ploči sanduka. U prvoj fazi građenja, u polje S14-S15, su projektovana četiri dodatna pravolinijska kabla 19Ø15,7 mm, a u svim ostalim poljima po dva kabla 19Ø15,7 mm.

Sandučasti nosač prima sva vertikalna opterećenja: sopstvenu težinu, dodatno stalno opterećenje od pešačkih staza, parapeta, asfalta i ograda, kao i saobraćajno opterećenje V600+300. Takođe, superstruktura mosta je izložena i dopunskim opterećenjima od temperaturne razlike između gornje i donje ivice poprečnog preseka (na statički model zadato ±10°C), temperaturne promene u osi od ±25°C kao i uticajima usled zamene ležišta (zadato kao podizanje oslonaca od 1cm). Osim ovih u proračunu su tretirana i ostala dopunska opterećenja od vetra, sile kočenja itd.

Pravilno računsko modeliranje konstrukcije (prenos realnog fizičkog modela iz prirode na matematički model na kojem se vrši analiza), uzimanje u obzir realnih elastičnih, plastičnih i reoloških karakteristika materijala, kao i što realnija procena opterećenja su osnov za tačnost računskih analiza.

Ceo most je proveren za sve faze eksploatacije i za sve starosti betona koje se mogu javiti, počev od svih faza gradnje (faze 1, 2, ..., 13, 14a, 14b), naknadnog faznog prednaprezanja na gradilištu, preko oslobađanja od oplate, do svih faza eksploatacije mosta.

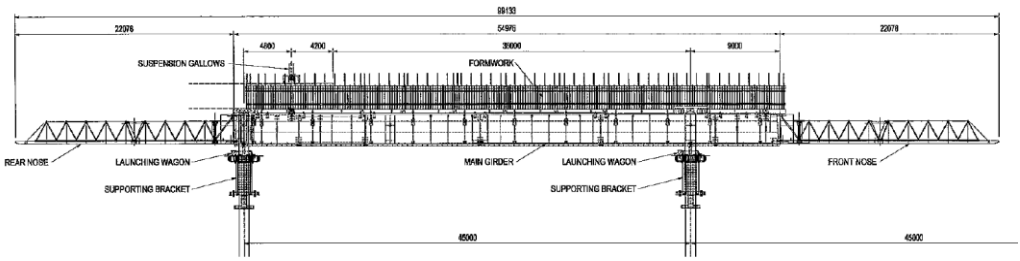
U podužnom smislu sve horizontalne sile od seizmike, sile od temperaturnih uticaja, kočenja i vetra primaju srednji stubovi u osama S5 do S11 preko fiksnih ležišta. Poprečne horizontalne uticaje od seizmike i vetra primaju svi stubovi. Veza između glavnog sandučastog nosača i substrukture mosta je zglobna i ostvaruje sa preko dva lončasta ležišta na svakom stubnom mestu. Projektom je predviđeno da prilikom izvođenja u svakoj fazi bude min. 50% neprekinutih kablova, tj. u n-tom segmentu koji se trenutno izvodi se nalazi 50% kablova, dok se u n-1-om segmentu nalazi 100% kablova.

4. TEHNOLOGIJA GRADNJE

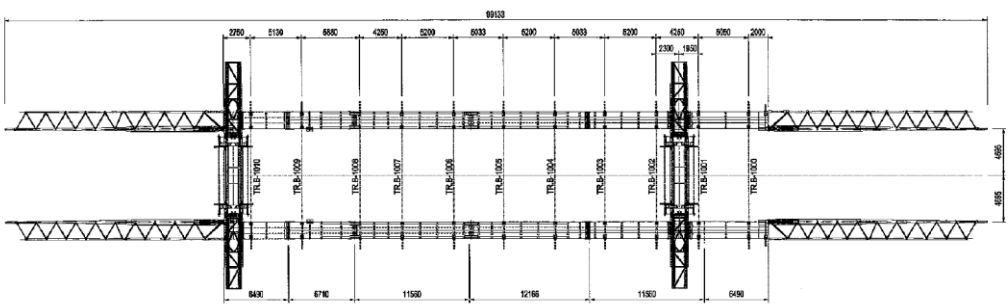
Iskop za naglavne ploče šipova, kao i temeljne stope, izvodi se plitko, mašinskim iskopom temeljnih jama bez posebne zaštite. Za izvođenje bušenih šipova je obezbeđen pristup garniture za bušenje. Posle postavljanja sloja podložnog betona, armature i oplate, izvodeni su temelji, naglavne ploče šipova i stubovi, betonom livenim na licu mesta uz potrebnu oplatu. Posle ove faze pristupljeno je delimičnom zatrpavanju naglavnih ploča šipova. Stubovi su izvedeni pomoću klizne skele sa tipskim segmentom visine 4.0m.

Rasponska konstrukcija sandučastog poprečnog preseka je izvedena metodom ”polje po polje” pomoću pokretne skele (MSS). Smer gradnje je od stuba S15 ka stubu S1 (od pravca Bubanj potoka ka pravcu Dobanovaca). Faze gradnje su odabrane tako da su tačke prekida betoniranja usvojene na 9.0 m od ose stuba (0.2 L), tj. na mestima nultih momenata. Dužina segmenta u prvoj fazi betoniranja iznosi 42.85+9.0=51.85m, poslednje faze 42.85-9.0=33.85m, dok je dužina segmenata u svim ostalim fazama 45.0m, i jednaka je tipskom rasponu.

Izvođenje rasponske konstrukcije se obavlja korišćenjem pokretne MSS skele. MSS skela je projektovana za betoniranje tipskog raspona od 45.0m, gde se skela na prednjem delu oslanja na jedan stub, a na zadnjem kraju je pričvršćena na konzolu već izgrađene konstrukcije. MSS skela takođe omogućava i betoniranje prvog segmenta dužine 51.85m.



Slika 2 – Podužni presek pokretne skele (MSS)

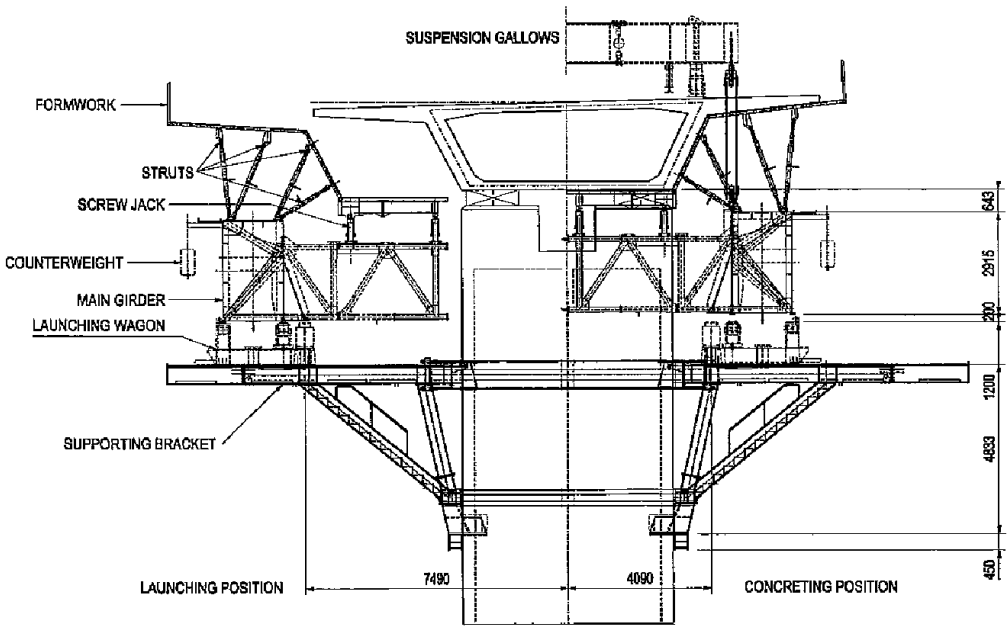


Slika 3 – Osnova pokretne skele (MSS)

Na svakom stubu predviđena je i niša (*blockout*) za oslanjanje kosnika MSS skele (slika 4) i to na 9.82m od donje ivice sanduka. Nakon pomeranja MSS skele u narednu fazu ove niše se zatvaraju betonom istog kvaliteta kao i beton stubova.

Betoniranje sandučastog poprečnog preseka se obavlja u dve faze:
- prva faza – donja ploča i rebra,
- druga faza – gornja kolovozna ploča sa konzolama.

Prednaprezanje tipskog segmenta dužine 45.0m, kao i poslednjeg segmenta dužine 33.85m, se obavlja nakon betoniranja celog poprečnog preseka i dostizanja potrebne čvrstoće betona.



Slika 4 – Karakteristični poprečni presek pokretne skele (MSS)

Prednaprezanje prvog segmenta dužine 51.85m se obavlja tako što se nakon betoniranja donje ploče i rebara, a posle dostizanja potrebne čvrstoće betona, vrši utezanje dva pravolinijska kabla u donjoj ploči do 30% konačne sile prednaprezanja. Nakon betoniranja gornje ploče i dostizanja potrebne čvrstoće betona, vrši se utezanje svih ostalih kablova i dotezanje već zategnutih kablova do pune sile prednaprezanja.

Na potpuno suvi i neisprskali beton ploče postavljen je prajmer i hidroizolacija. Po postavljanju betonskih sigurnosnih ograda ("New Jersey" barijere) su betonirane službene staze i ivični venci, a nakon toga su sledeli radovi na asfaltiranju, postavljanju ograda i instalacija.

5. ZAKLJUČAK

Predviđena tehnologija gradnje upotrebom pokretne skele (MSS), omogućuje industrijski način gradnje mosta, čime se optimalno zadovoljavaju svi projektni i izvođački kriterijumi, smanjuju troškovi izvođenja i skraćuje vreme gradnje mosta. Potrebno vreme izgradnje tipskog segmenta od 45.0m je svega 9-10 dana. Ekonomičnost gradnje se ogleda i u smanjenom broju radne snage i izvođenju radova u gotovo svim vremenskim prilikama. Tako koncipirana konstrukcija garantuje rok trajanja od preko 100 godina pri normalnom održavanju.

Obzirom na veličinu, raspone, visinu stubova, zahtevnost gradnje, investicionu vrednost, izabranu tehnologiju gradnje – pokretnom skelom (MSS), kao i inovativna rešenja koja su primenjena, vijadukt br. 15 predstavlja referentni objekat kako za Izvođača radova, tako i za projektanta.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Zoran Joksović [(1)], Nikola Trunić [(2)]

PROJEKTOVANJE METROSTANICE ABAJA U ALMATI ZA IZGRADNJU PRIMENOM MODIFIKOVANE "NATM"

REZIME:

U radu je prikazan proces izrade projekta metrostanice Abaja u Almati za izgradnju primenom modifikovane "NATM" metode. Projekat urađen od strane domaće (Kazakstanske) projektantske kompanije je obuhvatio proračun sekundarne obloge prema SNIP propisima, koji ne prepoznaju NATM. Kompanija DuoDec iz Beograda je uradila projekat konstrukcije koji je usaglašen sa NATM-om, pri čemu je primarna podgrada znatno modifikovana i optimizovana.
Stanicu je izgradila kompanija "Energoprojekt-Niskogradnja" iz Beograda, primenom Nove Austrijske Metode, prema datom projektu DuoDec-a.

Ključne reči: NATM, statički proračun, primarna podgrada, sekundarna obloga

DESIGNING OF THE METRO STATION ABAYA IN ALMATY FOR CONSTRUCTION USING MODIFIED "NATM" METHOD

SUMMARY:

The design of the metro station Abaya in Almaty, for construction using modified NATM method. The project was done by the local (Kazakhstan) design company, included calculation of inner lining covering the SNIP norms, which does not recognize the NATM. DuoDec company from Belgrade has done a structure design that complies with the NATM, where the schotcrete lining significantly modified and optimized.
Metro station was constructed by Energoprojekt Niskogradnja a.d. , Belgrade., using NATM method, in accordance to related DuoDEC design.

Keywords: NATM, structural analyse, shotcrete lining, inner lining

[(1)] dipl.građ.inž., direktor, DuoDec d.o.o. , Beograd

[(2)] dipl.građ.inž., vodeći inženjer, DuoDec d.o.o. , Beograd

1. UVOD

1.1 LINIJE METROSISTEMA U ALMATI

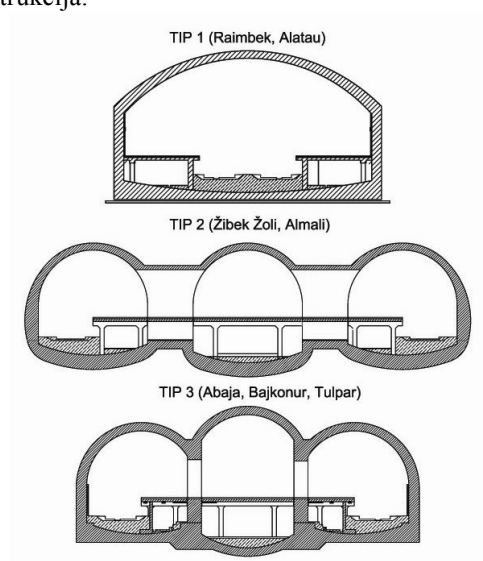
Prema generalnom planu u Almati su planirane tri linije metroa i pri tome prva linija se gradi u dve etape:

- Prvu etapu čini podzemni deo dužine 8,5 km
- Drugu etapu čini nastavak linije dužine 12 km pri čemu se tuneli grade primenom TBM-a dok je građenje metrostanica predviđeno u otvorenom iskopu.

1.2 TIPOVI KONSTRUKCIJA METROSTANICA

Prva faza prve linije koja se gradi kao duboko položena linija u najužem centru grada dužine 8,5 km. Čine je dve paralelne tunelske cevi prečnika 5,5m na osovinskom razmaku od 21m. Izvođene su mehanizovanim štitom (TBM) sa četiri napadna mesta. Na prvoj fazi linije izgrađeno je ukupno sedam metro stanica (dve u otvorenom iskopu i pet podzemnih duboko položenih stanica) primenjena su tri tipa konstrukcije.

- M.st. Raimbek i Alatau su zasvedene sandučaste konstrukcije izgrađene u otvorenom iskopu pod zaštitom AB šipova.
- M.st. Žibek Žoli i Almali su podzemne metrostanice koje čine vestibil, kosi tunel i peronska konstrukcija na nivou perona. Nju čine tri nezavisne tunelske cevi koje se naknadno spajaju poprečnim prolazima i tako formiraju zajedničko peronsku konstrukciju. Ovo je tzv. "pilonski" tip konstrukcije.
- M.st. Abaja, Bajkonur i Tulpar su podzemne metrostanice kod kojih konstrukciju na nivou perona čine tri AB svoda sa zajedničkim AB zidovima (stubovima), ovo je tzv. "kolonski" tip konstrukcija.

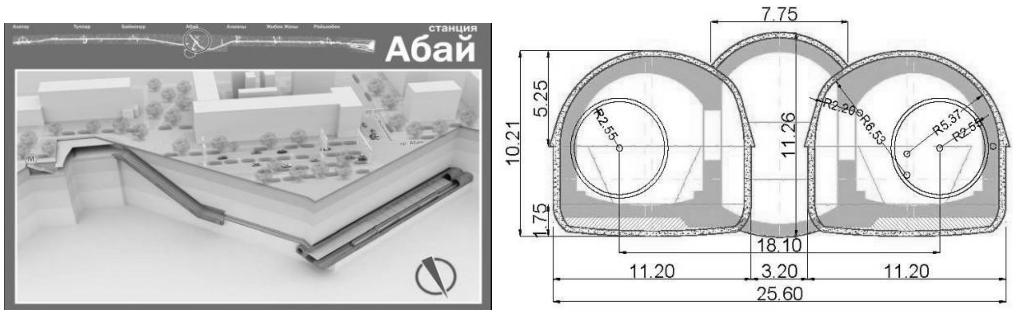


Slika 1 – Tipovi metrostanica

2. PROJEKTOVANJE METROSTANICE ABAJA

2.1 OPIS

Metrostanica Abaja se zbog svog položaja (udaljenosti oko 4km od Portala i dubine od 72 m od površine terena) kao i najlošijim geološkim uslovima sa znatnim učešćem krupnih kamenih samaca smatra najsloženijom za izvođenje. Sama konstrukcija stanice je takođe zahtevala složenu razradu. Stanica se sastoji od staničnog dela, prilaznog hodnika i tehničkih prostorija.



Slika 2 - Stanica Abaja, render i poprečni presek

Stanični deo se sastoji iz 3 tunelske cevi, od toga 2 bočne cevi za prolaz voza sa peronskim pločama i srednje cevi za prilaz putnika, dužine 108 metara svaka. Prilazni hodnik i tehničke prostorije se nalaze u produžetku srednje stanične cevi i ukupne su dužine 90 m.

Za izvođenje bočnih staničnih tunela primenjena je "NATM" tehnologija sa zaštitnim ekranom dužine 10,5m , ali su zbog stabilnosti razrađivane u kampadama od 7,0m. Bočni tuneli su razrađivani u tri faze uz maksimalno strogu primenu tehnoloških postupaka.

2.2 POSTOJEĆI PROJEKAT

Za stanicu Abaja je od strane lokalne projektantske firme urađen projekat prema SNIP propisima koji ne prepoznaju NATM. Taj projekat je obuhvatio samo proračun konačne sekundarne obloge i ne uzima u obzir sadejstvo primarne podgrade i okolnog tla. Faznost gradnje i preraspodela napona u toku gradnje nisu uzeti u obzir. Primarna podgrada je usvojena iskustveno, prema ostalim stanicama koje su tog trenutka bile u izgradnji.

2.3 PROJEKAT DUODEC-A

2.3.1 Tehnički opis

Kompanija DuoDec je preuzela izradu Glavnog projekta sa statičkim proračunom koji je u saglasnosti sa načinom izgradnje NATM u sledećim koracima:

- urađen je kompletan statički proračun primarne podgrade od torkret betona. Ovaj proračun je u potpunosti saglasan sa faznošću gradnje i daje racionalnu primarnu podgradu koja je u sadejstvu sa okolnim tlom.
- na istom modelu je nastavljen statički proračun sekundarne obloge, takođe saglasan sa

faznošću gradnje.

- geometrija primarne podgrade je racionalizovana, čime su bitno smanjene količine iskopa i betona potrebnog za ispunu tehnoloških prekopa.
- urađen je statički proračun prostorija koje se nalaze u nastavku Srednje tunelske cevi, sa posebnom obradom osiguranja postojećih tjubinga, koji se nalaze u neposrednoj blizini iskopa (manje od 1m!!!!!).

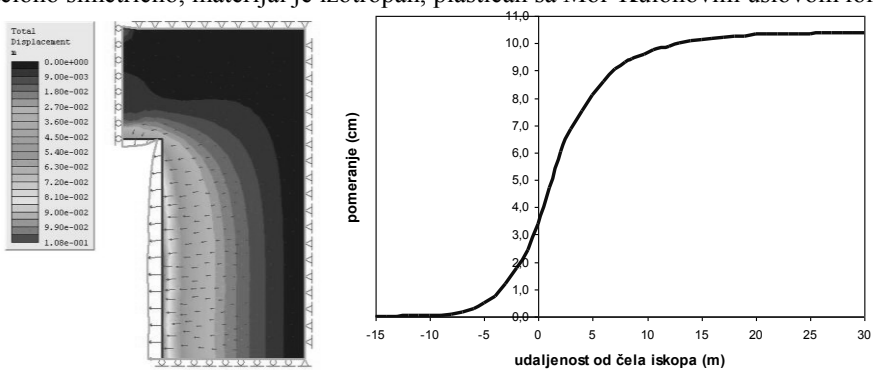
Glavnim projektom definisan je redosled izvođenja radova prema kome se prvo izvode bočne tunelske cevi a poslednja se probija centralna cev. Obzirom na dimenzije konstrukcije i osobine stenskog materijala predviđena je tehnologija izvođenja radova koja obezbeđuje stabilnost bokova i čela iskopa. Tehnologijom su obuhvaćene sledeće mere zaštite iskopa:

- redukcija veličine poprečnog preseka kampadnim iskopom
- izvođenje zaštitnog kišobrana ispred čela iskopa
- primarna obloga od torkreta u bokovima i na čelu iskopa

Proračuni su urađeni u programskom paketu Phase koji se bazira na metodi konačnih elemenata i koji se koristi u geotehnici za analizu i proračun podzemnih konstrukcija.

2.3.2 Pomeranje neosiguranog iskopa

Prvo je urađen proračun za jednu tunelsku cev na simetričnom modelu, kojim su određena pomeranja u funkciji napredovanja čela iskopa. Napravljenim modelom je simulirano ponašanje stenskog materijala u slučaju iskopa kompletnog poprečnog preseka tunela i dobijena pomeranja koja se mogu očekivati na čelu i bokovima iskopa. U proračunskom modelu su uvedene sledeće pretpostavke: poprečni presek je kružnog oblika, stanje napona je rotaciono simetrično, materijal je izotropan, plastičan sa Mor-Kulonovim uslovom loma.



Slika 3 – proračun pomeranja neosiguranog iskopa

Iz rezultata proračuna se vidi da bi maksimalna veličina pomeranja konture iskopa u slučaju iskopa bez primene osiguranja iskopa iznosila preko 10 cm. Od ukupnog pomeranja 30% (~3,5 cm) bi se odigrala ispred radnog čela. Primenom zaštitnog kišobrana ispred čela iskopa ova pomeranja se eliminišu, odnosno smanjuju na mnogo manju veličinu. Ostale mere osiguranja iskopa (redukcija veličine poprečnog preseka kampadnim iskopom; primarna obloga od torkreta u bokovima i na čelu iskopa) utiču na veličinu deformacija i sigurnost konture iskopa.

2.3.3 Proračun primarne podgrade Desne Tunelske Cevi

Prema realnoj geometriji stanice i visini nadsloja formiran je dvodimenzionalni model konačnih elemenata za određivanje polja pomeranja, naponskih stanja i uticaja u oblozi. Model obuhvata teren u okolini stanice dimenzija 85x70 m što je dovoljna veličina da bi se uticaj graničnih uslova na rezultate proračuna u zoni tunela sveli na minimum. Za modeliranje su korišćeni tročvorni konačni elementi.

Za model materijala izabran je plastični materijalni model sa Mor-Kulonovim uslovom loma ($\tau_f=c+\sigma_n \cdot \tan\phi$). Stanica se izvodi u konglomeratima relativno loših geotehničkih karakteristika. Fizičko-mehanički parametri za konglomerate preuzeti su iz elaborata, pri čemu su iz predloženih dijapazona uzete minimalne vrednosti geotehničkih parametra.

Početno naponsko stanje uzeto je kao gravitaciono, gde je odnos horizontalnog i vertikalnog napona definisan preko Poasonovog koeficijenta jednačinom

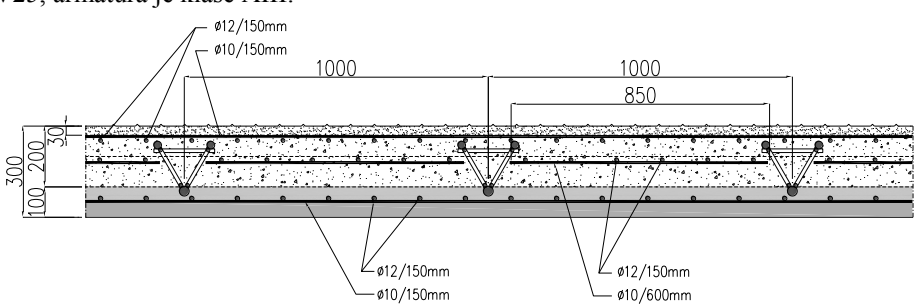
$$k=\frac{\sigma_h}{\sigma_v}=\frac{\nu}{1-\nu}$$ (Terzaghi, Richart 1952.).

U proračunskom modelu granični uslovi su definisani na sledeći način: na donjoj ivici pomeranja ograničena nepokretnim osloncima, gornja površina je slobodna, dok su na bočnim stranama dozvoljena vertikalna pomeranja.

Proračun primarne obloge desne tunelske cevi je urađen u četiri koraka (stage-a) :

- inicijalno naponsko stanje (100% opterećenja – resetovana pomeranja);
- omekšavanje tla unutar zone budućeg iskopa (čime se vrši simulacija prostornog stanja napona i etapnost gradnje);
- iskop desne tunelske cevi i instalacija primarne obloge;
- delovanje seizmičkog opterećenja.

Predvidjena primarna obloga za koju se vrši provera je debljine 30 cm u kaloti i podnožnom svodu, 40 cm u oporcima. Armirana je u tri sloja armaturnim mrežama, čija je glavna armatura Ø12/150 mm, a podeona Ø10/150 mm. Primarna obloga je ojačana rešetkastim remenatama čiji je spoljašnji pojas šipka Ø32, a unutrašnji 2Ø25. Remenate su postavljene na svaki metar i njihovi pojasevi su ukalkulisani u statičkom proračunu. Beton je klase V25, armatura je klase AIII.



Slika 4 – Projektovani presek primarne podgrade

Ulazni parametri su: poluprečnik tunela R=11 m; visina nadsloja: H ~45 m; γ = 22,5 kN/m3; $\varphi \sim 34^{\circ}$; c~30 kPa; E = 185 Mpa; ν= 0,2; odnos napona: $\sigma_h/\sigma_v = 0,37$

U geotehničkom elaboratu je dat modul deformacije od 78 MPa, a modul elastičnosti, potreban za statički proračun je dobijen pomoću empirijskog obrazca, koji je široko rasprostranjen u praksi i daje odnos modula elastičnosti i deformacije :

$$\frac{E}{D} = \frac{1550}{645 + \sqrt{D}}$$

U fazi 2 je izvršeno omekšavanje tla unutar zone budućeg iskopa. Ovo omekšavanje je izvedeno promenom modula elastičnosti i to zasebno za svaki segment iskopa : kalotu, oporce i podnožni svod. Ovim omekšavanjem je praktično uzeta u obzir etapnost gradnje, karakteristična za NATM gradjenja, gde kalota napreduje u odnosu na oporce, a oporci u odnosu na podnožni svod. Tako je modul elastičnosti smanjen sa 85 MPa, i to u kaloti na 40 MPa, u oporcima na 60 MPa i u podnožnom svodu na 80 MPa.

U nastavku su prikazani rezultati naponsko deformacijskih analiza. Prikazana su polja napona i deformacija, pomeranja i statički uticaji za faze kroz koje objekat prolaziti. Na kraju je izvršeno dimenzionisanje svih karakterističnih preseka konstrukcije prema dobijenim statičkim uticajima, a za projektom usvojene dimenzije betonskog preseka i usvojenu armaturu i remenate.

2.3.4 Proračun sekundarne obloge

Analiza naponsko deformacijskih procesa urađena je u izabranom karakterističnom profilu. U proračunskom modelu granični uslovi su definisani na sledeći način: na donjoj ivici pomeranja ograničena nepokretnim osloncima, gornja površina je slobodna, dok su na bočnim stranama dozvoljena vertikalna pomeranja. Proračun je urađen u deset koraka (stage-a).

- inicijalno naponsko stanje (100% opterećenja – resetovana pomeranja);
- iskop desne tunelske cevi i instalacija primarne obloge;
- izvođenje sekundarne obloge desne tunelske cevi
- iskop leve tunelske cevi i instalacija primarne obloge;
- izvođenje sekundarne obloge leve tunelske cevi
- iskop kalote centralnog dela stanice i instalacija primarne obloge
- izvođenje sekundarne obloge centralnog dela stanice
- iskop podnožnog svoda centralnog dela stanice i instalacija primarne obloge
- izvođenje sekundarne obloge u podnožnom svodu centralnog dela stanice
- delovanje seizmičkog opterećenja

Geometrija sekundarne obloge je uneta u svemu prema projektu, dok je geometrija iskopa i primarne obloge uneta tako da prati sekundarnu obloga zbog ograničenih mogućnosti programa. To predstavlja delimično odstupanje od realnog izvodjenja, ali nema uticaja na tačnost proračuna sekundarne obloge, dok je primarna obloga dimenzionisana u posebnom proračunu koji odgovara stvarnom stanju stvari.

Predvidjena sekundarna obloga za koju se vrši provera je debljine od 60 cm u slemenu kalote i sredini podnožnog svoda i povećava se ka bokovima, dok su zidovi debljne 75 cm. Armirana je obostrano glavnom armaturom Ø25- Ø32/ 150 mm. Beton je klase V30, armatura je klase AIII.

U okviru Glavnog projekta je obrađena kompletna i detaljna Tehologija građenja u okviru koje su grafički obrađeni svi koraci izvođenja. Tehnologija je saglasna sa pretpostvkama iz statičkog proračuna, i prihvaćena je u potpunosti od strane Izvođača.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Nada Jovović[1], Slobodan Matović[2], Natalija Tasić[3]

MOSTOVI NA km.73+353 LEVE TRAKE I NA km.73+357 DESNE TRAKE AUTOPUTA E-80 NIŠ-DIMITROVGRAD

Rezime:

U radu je prikazan projekat mostova preko lokalnog puta, Kosturske reke i ukrštaja lokalnog puta i magistralnog puta M-9 Leskovac - Pirot, na km.73+353,36 leve trake i na km.73+357,74 desne trake autoputa E-80 Niš - Dimitrovgrad. Za premošćenje prepreka projektovana je jedna mostovska konstrukcija ukupne dužine 203,10 m na levoj traci autoputa i 197,30 m na desnoj traci autoputa. Oba mosta su u statičkom smislu kontinualne armirano betonske ramovske konstrukcije sa dilatacijama i ležištima na krajevima konstrukcija. U poprečnom preseku mostovi su rešeni sa po dva gredna armirano betonska nosača trapeznog poprečnog preseka.

Ključne reči: most, armirani beton, ramovska konstrukcija

BRIDGES ON km.73+353 ON THE LEFT AND km.73+357 ON THE RIGHT CARRIAGEWAY AT MOTORWAY E-80

Summary:

The final bridge design for bridges over local road, river Kosturska and crossig of local road and major road M-8 Leskovac - Pirot on km.73+353,36 on the left carriageway and on km.73+357,74 on the right carriageway at motorway E-80 Niš - Dimitrovgrad is presented in the paper. The total length of bridge on the left carriageway is 203,10 m and 197,30 m on the right cariageway. Both bridges are, in term of statics, continuous reinforced concrete frame structures with exspansion joint and bearings at the end of construction. In the cross-section, the bridges are solved with two reinforced concrete beam girders.

Key words: bridge, reinforced concrete, frame structure

[1] dipl.građ.inž, Zamenik direktora Zavoda za projektovanje mostova, Institut za puteve a.d. Beograd

[2] dipl.građ.inž, Glavni inženjer Zavoda za projektovanje mostova, Institut za puteve a.d. Beograd

[3] dipl.građ.inž, Inženjer Zavoda za projektovanje mostova, Institut za puteve a.d. Beograd

1 UVOD

Trasa autoputa E-80 Niš-Dimitrovgrad na km.73+353,36 leve trake i na km.73+357,74 desne trake ima razdvojene trake na delu mostova. Most na levoj traci prelazi preko lokalnog puta, Kosturske reke i ukrštaja lokalnog puta i magistralnog puta M-9 Leskovac - Pirot. Most na desnoj traci autoputa prelazi preko lokalnog puta, Kosturske reke, lokalnog puta i preko magistralnog puta M-9 Leskovac - Pirot.

Za premošćenje prepreka usvojena je jedna mostovska konstrukcija ukupne dužine 203,10 m na levoj traci autoputa i 197,30 m na desnoj traci autoputa.

Osa autoputa na delu mosta na levoj traci autoputa preseca lokalni put pod uglom od 81°34', korito Kosturske reke pod uglom 70°28' i magistralni put M-9 Leskovac - Pirot pod uglom 73°47'. Osa autoputa na delu mosta na desnoj traci autoputa preseca lokalni put pod uglom 84°24', korito Kosturske reke pod uglom od 66°34' i magistralni put M-9 Leskovac – Pirot pod uglom 80°50'.

Osa autoputa na delu mosta na levoj traci autoputa je u horizontalnoj kružnoj krivini Rh=1200 m, a na desnoj traci autoputa u horizontalnoj kružnoj krivini Rh=1900 m.

Niveleta autoputa na delu mosta na levoj traci autoputa je u konveksnoj krivini Rv=18000 m do km.73+390,50 a posle je u podužnom padu od 1,25% prema Dimitrovgradu. Niveleta autoputa na delu mosta na desnoj traci autoputa je u konveksnoj krivini Rv=18000 m do km.73+435,93 a zatim u podužnom padu od 1,44% do km.73+442,86, pa u konkavnoj krivini Rv=80000 m do km.73+594,08 i posle u podužnom padu od 2,7% prema Dimitrovgradu.

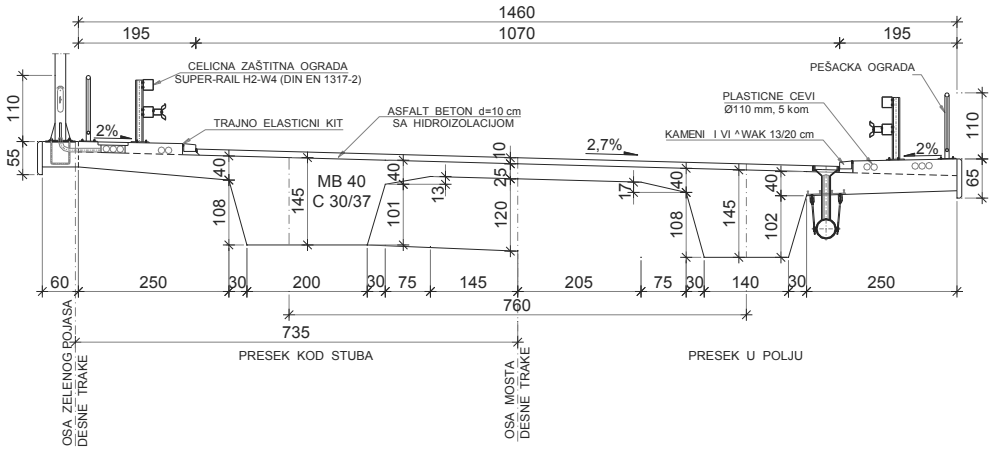
Poprečni pad na mostu leve i desne trake autoputa je konstantan od 2,5% na desno **.**

2 KONSTRUKCIJA MOSTA

Razdvojene trake autoputa, prepreke i uglovi ukršatanja sa preprekama uslovili su različite raspone mostova na levoj i desnoj traci autoputa.

Projektovani su mostovi sa osam polja raspona 20,0+25,0+20,0+4x25,0+20,0 m na levoj traci i 20,0+3x25,0+2x20,0+25,0+20,0 m na desnoj traci autoputa.

Oba mosta su u statičkom smislu kontinualne armiranobetonske ramovske konstrukcije. Na krajevima mostova usvojene su dilatacije tipa MT160.



Slika 1 - Karakterističan poprečni presek mosta desne trake autoputa

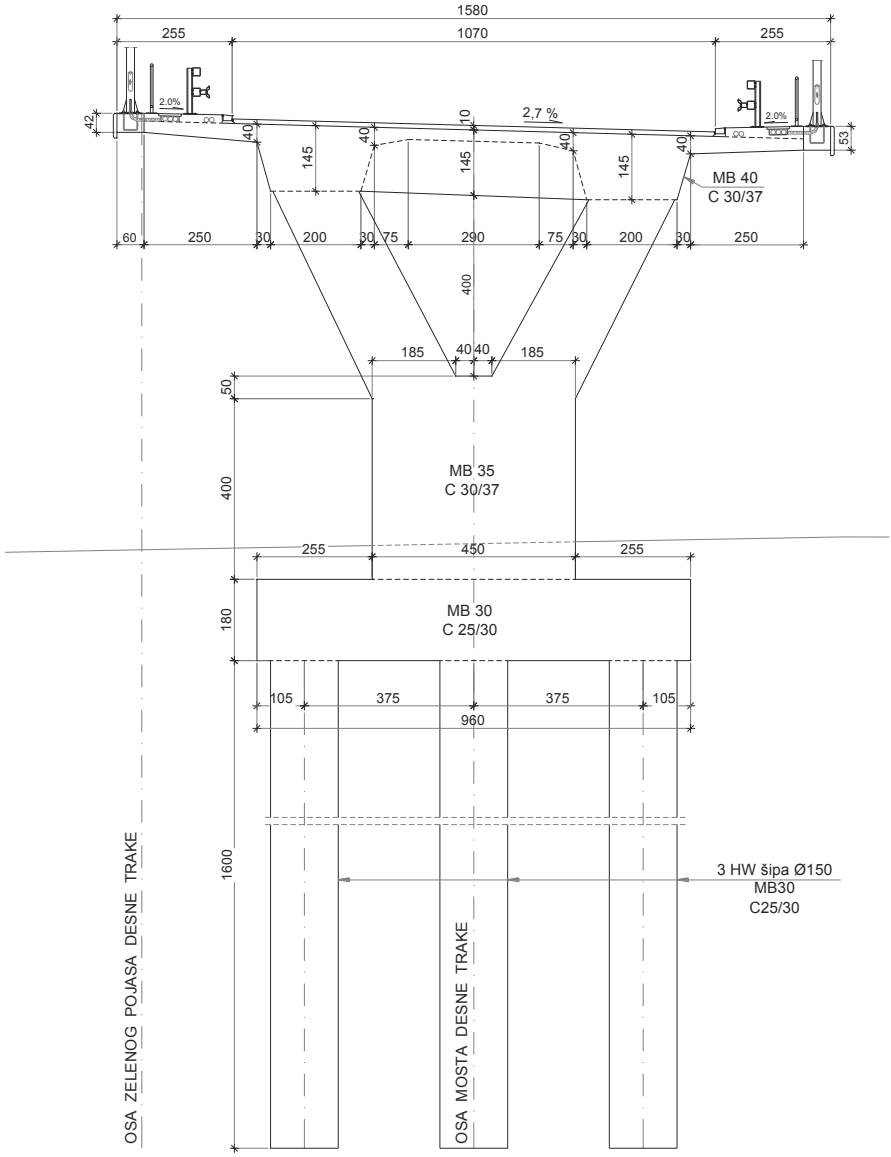
Poprečni presek mosta sastoji se iz dva gredna armirano betonska kontinualna nosača, trapeznog poprečnog preseka, konstantne visine d=1,45m, povezana armirano betonskom pločom debljine d=25 cm. Širina glavnih nosača je promenljiva. Širina donje ivice varira od 1,40 m u polju do 2,00 m iznad stubova. Gornja ivica je promenljive širine, od 2,00 m u polju do 2,60 m izbad stubova. Glavni nosači su iznad srednjih stubova ukrućeni armirano betonskim poprečnim nosačima širine 40 cm. Predviđeno je da se rasponska konstrukcija mosta betonira na skeli.

Širina kolovoza na mostu je 10,70 m, širina revizionih staza sa obe strane mostova je 1,95 m. Ukupna širina mosta jedne trake autoputa iznosi 14,60 m.

Kolovoz na mostovima je od asfalt betona debljine d=10 cm sa hidroizolacijom. Kolovoz je obostrano oivičen kamenim ivičnjacima dimenzija 13/20 cm i zaštićen odbojnim ogradama sa rukohvatom. Na spoljašnjim stranama mostova uz revizione staze su predviđene pešačke ograde od cevnih profila visine h=110 cm. Na ivicama konstrukcija postavljaju se montažni armiranobetonski venci.

3 STUBOVI I FUNDIRANJE MOSTA

Srednji stubovi su rešeni kao armirano betonska platna "Y" oblika, debljine d=80 cm. Poprečni presek raklji je promenljiv, od 170/80 cm do 185/80 cm, dok je telo stuba konstantnog poprečnog preseka dimenzija 450/80 cm. Srednji stubovi su kruto vezani za rasponsku konstrukciju mostova i zajedno čine kontinualni kruti ram. Stubovi su fundirani preko naglavnih greda na po tri HW šipa Ø150 cm.

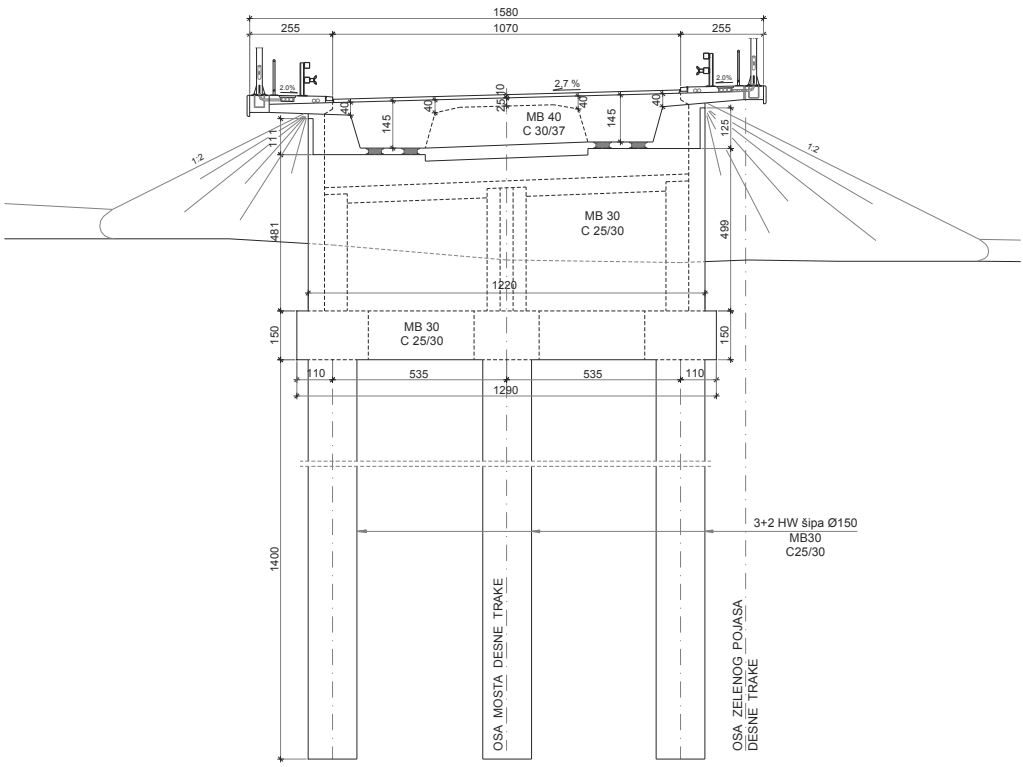


Slika 2 - Poprečni presek srednjeg stuba mosta

Krajnji stubovi su armirano betonski povezani čeonim platnom, paralelnim i visećim krilima i ukrućenjima. Stubovi su preko naglavnih greda fundirani na HW šipovima Ø150 cm. Uticaji sa konstrukcije na krajnje stubove prenose se preko ležišta Nal-p-3 Ø400, po dva ležišta ispod svakog glavnog nosača.

Za vezu mosta sa nasipom puta predvidjena je izrada šljunčanih klinova ispod prelaznih ploča, kao i oblaganje zemljanih kegli betonskim pločama.

Na stubovima mosta na desnoj traci autoputa sa obe strane poprečnog preseka mosta postavljaju se stubovi za osvetlljenje.



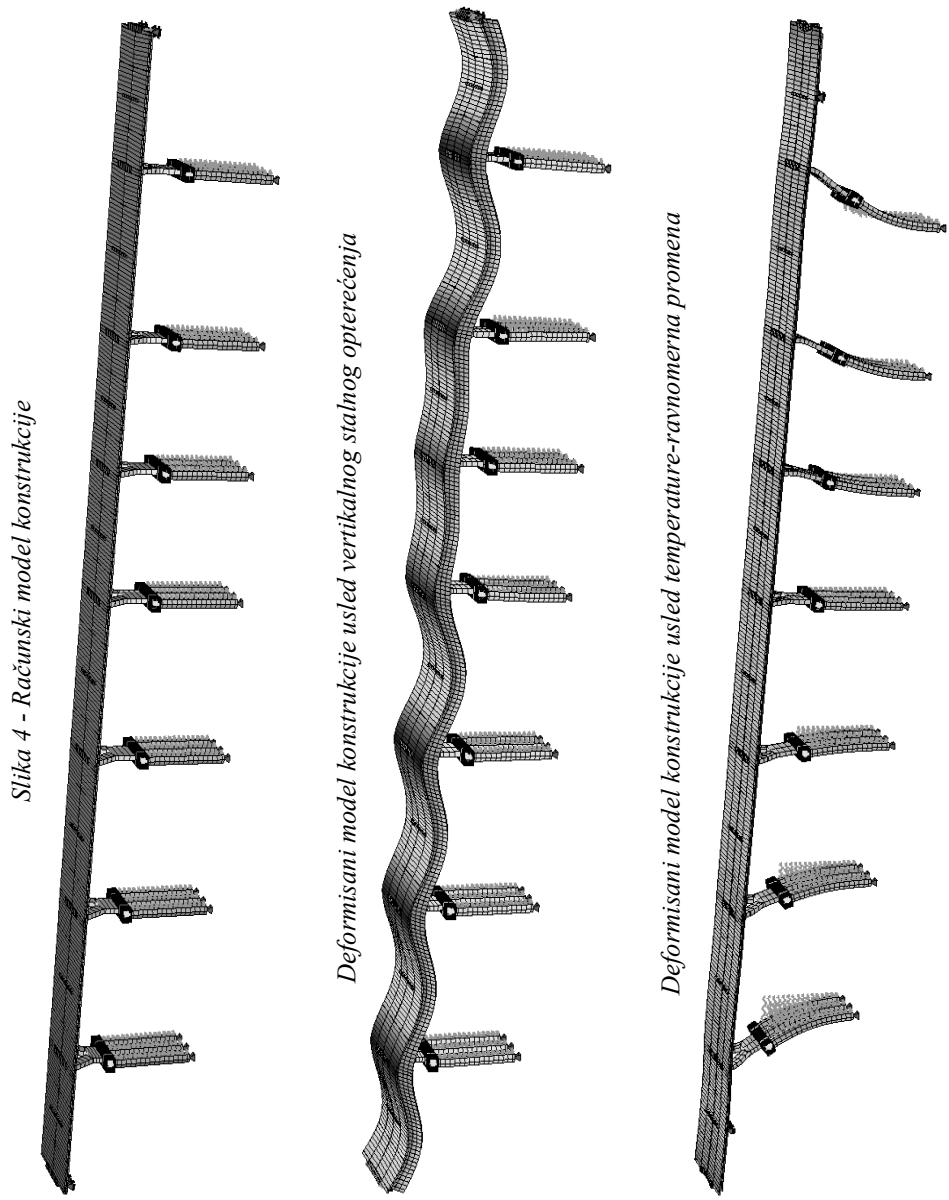
Slika 3 - Poprečni presek krajnjeg stuba S1

Predviđen je kontrolisan, zatvoren sistem odvođenja kišnih voda, tako da se sva voda sa kolovoza mostova odvodi preko slivnika i cevi za odvođenje vode do retenzija gde se prečišćava pre upuštanja u otvorene prirodne vodotokove.

4 STATIČKI PRORAČUN

Konstrukcija mosta je u računskom modelu tretirana kao kontinualni prostorni ram sa stubovima koji preko naglavnica prenose uticaje na šipove na koje je apliciran elastičan otpor tla. Saobraćajno opterećenje je usvojeno prema Pravilniku o tehničkim normativima za određivanje veličina opterećenja mostova (PBAB 87) za kategoriju mosta I sa računskom šemom opterećenja V600+V300.

Statički proračun konstrukcija urađen je za prostorni sistem korišćenjem programskog paketa "SOFiSTiK". Dimenzionisanje elemenata konstrukcije urađeno je u skladu sa Pravilnikom o tehničkim normativima za beton i armirani beton (PBAB - 87).



Slika 4 - Računski model konstrukcije

Deformisani model konstrukcije usled vertikalnog stalnog opterećenja

Deformisani model konstrukcije usled temperature-ravnomerna promena

5 ZAKLJUČAK

Izbor konstruktivnog rešenja mostovske konstrukcije uslovljen je preprekama koje se premošćuju, elementima trase autoputa i uglovima ukrštanja prepreka sa osom.

Investitor glavnog projekta mostova na deonici 5A: Staničenje - Pirot, autoputa E-80 Niš - Dimitrovgrad je JP "Putevi Srbije" Beograd. Projekat mostova je urađen u Institutu za puteve a.d. Beograd.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Zsolt KOKREHEL [1]

DELTABEAM® SPREGNUTE GREDE ZA TANKE MEĐUSPRATNE KONSTRUKCIJE

Rezime:

Deltabeam® je tanka spregnuta greda sa statičkom visinom jednakom visini elemenata međusprata. Grede su rezultat 17 godina tehničkog razvoja poduprt rezultatima brojnih istraživačkih projekata i uspešnom primenom u teškim uslovima Evropskog građevinskog tržišta. Sistem je razvijen za korišćenje u kombinaciji sa prednapregnutim šupljim pločama kao efikasna zamena za punu betonsku ploču. Elementi montažne AB konstrukcije su postepeno dopunjeni čeličnim elementima (PCs i PBH konzole, papuče za stubove, grede i zidove) Peikko sistema. Peikko rešenja ubrzavaju proizvodnju mont. stubova i montažu na gradilištu.

Ključne riječi: *Peikko, Deltabeam, spregnuta greda, tanka ploča, PCs konzola*

DELTABEAM® COMPOSITE BEAMS FOR SLIM FLOORS

Summary:

Deltabeam® is slim composite beam with structural height equal to slab elements height. Beams are result of 17 years of technical development, supported with results of many research projects and successful application in difficult conditions of the European construction marketplace. The system is developed for use in combination with pre-stressed hollow core panels as an effective substitution for massive concrete slab. Prestressed RC structures has been gradually supplemented by steel components (PCs and PHB corbels, shoes for columns and beams) in Peikko system. Peikko solution speed up the precast columns production and on site assembly.

Keywords: *Peikko, Deltabeam, composite beam, slim floor, PCs corbels*

[1] *dipl. građ. inž., Peikko CEE, Slovačka, zsolt.kokrehel@peikko.com*

ISTORIJAT RAZVOJA

Peikko Finland Oy je specializovana kompanija za veze u betonu. Kompanija je počela sa diagonalnim vezama i anker pločama. Kasnije, pri kraju 80.-tih godina predstvaljena je inovacija Deltabeam® na tržištu tankih međuspratnih ploča. Glavni cilj je bio primena zajedno sa šupljim pločama. Proizvodnja je početa 1990.-te godine i od tada je postao poznato rešenje na tržištu Skandinavije i Zapadne Evrope. Delabeam® je do sada je primenjivan na više od 10000 različitih konstrukcija sa volumenom primene od jedne grede sve do 12000 metara grede u jednom projektu.

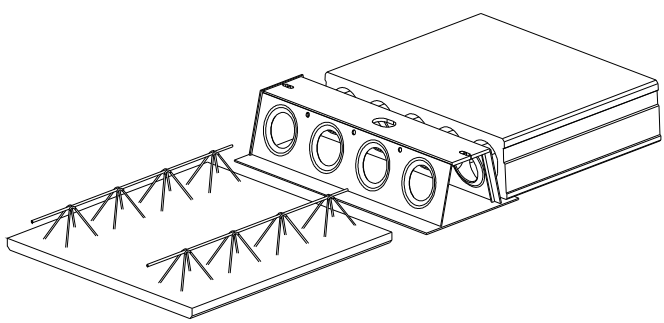
TANKE MEĐUSPRATNE KONSTRUKCIJE

Tanke međuspratne konstrukcije (TMK) u Skandinaviji imaju istoriju dugu samo oko 25 godina, ali za to vreme imale su brz i intenzivan razvoj. Osnovna ideja je poreklom od jake betonske industrije, velikog broja rešenja u toj oblasti naročito u međuspratnim konstrukcijama. Šuplje ploče imaju široku primenu u Finskoj uprkos tome da su prvobitno projektovani da se oslanjaju na krute oslonce npr. betonske zidove, primena grednih elemenata kao oslonaca munjevito se povećala tokom 80.-tih godina.

Činjenica da nisu postojale smernice i propisi za projektovanje TMK-a primorao je privredu da investira u istraživanje i razvoj nacionalnih propisa za projektovanje. U 90.-tim godinama Skandinavski istraživački projekat o TMK-u položio je temelje za kasniji razvoj konstrukcija ove vrste. Smernice za projektovanje i primenu anker sidra, čeličnih konzola kao i greda za TMK-u su razvijene u cilju da se pojednostavi i ubrza proces i projektovanja i izvođenja konstrukcija.

DELTABEAM®

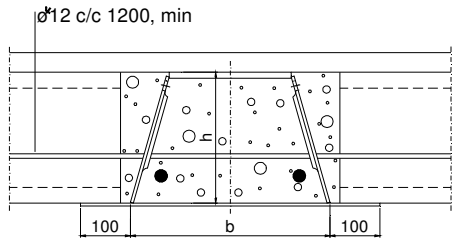
Deltabem je montažna čelična greda za čeličnu-betonsku spregnutu TMK-u, i ona je u potpunosti ispunjena betonom nakon montaže međuspratnih elemenata. Kutijasti presek sa otvorima u rebru daje krutost (I_x i K_w) u fazi montaže i visoko kompozitno sadejstvo u fazi eksploatacije. Deltabeam može se dobro primenit sa svim tipovima betonskih međuspratnih elemenata dok je Deltabeam je ispunjena betonom i ima sadejstvo sa međuspratnom konstrukcijom. Videti sliku 1 i 2.



Slika 1 - Osnovni oblik Deltabeam međuspratne konstrukcije

Ponašanje Deltabeam-a je proučavano i razvijene su metode za projektovanje. Na tri modela realnih dimenzija i na četri manja je ispitivana nosivost, na tri modela je ispitivano ponašanje na požarno opterećenje i izvršena je serija ispitivanja raznih detalja Deltabeam-a. Ispitivanja su izvršena od strane by VTT/Finland, University of Oulu/Finska, TU Chalmers/ Švedska and TU Braunschweig/Nemačka.

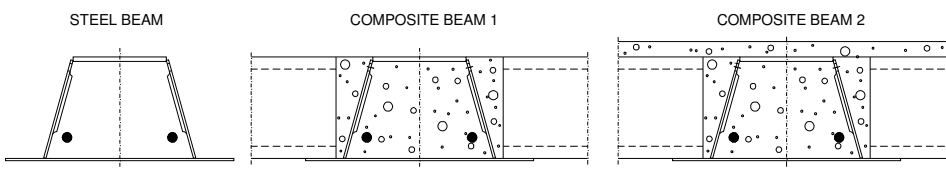
Deltabeam je standardizovane visine i prati visine šupljih ploča od 200 do 500mm (h na Slici. 2). Standarne širine donje flanše greda (bez krila) su 200, 300, 400, 500 i 600 mm (b na Slici. 2). Postoji dva osnovna tipa grede: Tip-D (srednje grede) i Tip-DR (ivične grede). Standardna paleta proizvoda ne pokriva sve moguće kombinacije gore navedenih dimenzija. Širina krila su 100 ili 130mm zavisno od tipa grede a debljina je do 25mm.



Slika 2 - Poprečni presek osnovne konfiguracije Deltabeam-a (Tip D)

Vodeći princip projektovanja DeltaBeam-a je praćenje istorijata opterećenja, da se dokaže otpornost u svim fazama konstrukcije. Glavne faze grede za TMK-u su prikazani na slici 3. Faze 1 i 2 pokrivaju oko 80% od greda dok je računanje sa konstruktivnim slojem za monolitizaciju se retko računa iako postoji više tipova završnog sloja. U slučaju da se računa sa slojem monolitizcije u nosivosti grede onda je potrebno primeniti smićuće veze između sloja monolitizacije i Deltabeam-a.

Razvijeni su specijani programi za proračun Deltabeam greda koji obuhvataju proveru GSN i GSU za eksploatacione temparature i za temperature u požaru. U fazi montaže proračuni su bazirani na elastičnim otporima dok u fazi kompozitne grede u normalnoj temperaturi i temperaturi požara proračuni se rade sa plastičnim otporima. Proračun Deltabeam-a u celini je kompleksan postupak iz toga razloga proračun se uvek vrši u fabrci od strane Peikko inženjera.



Slika 3 – Faze projektovanja Deltabeam-a

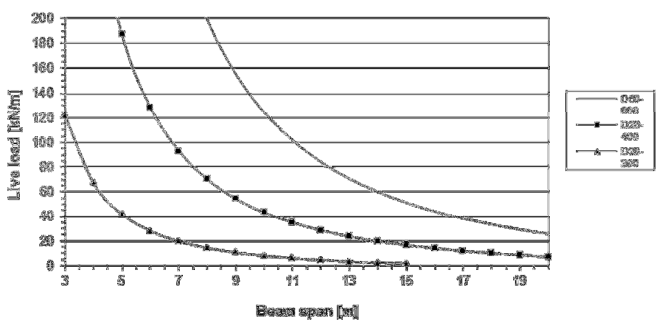
Proračun ugiba je najvažniji sastavni deo proračuna tanke međuspratne grede. Početna krutost čelične grede je najmanja jer je i visina najmanja i ugib se anulira sa proizvodnjom grede sa nadvišenjem. Vrednost nadvišenja je jednaka proračunatom ugibu čelične grede u fazi montaže od stalnog opterećenja u toj fazi. Podupiranje grede u rasponu da bi se izbeglo ugib grede u fazi montaže šupljih ploča je nepotreban.

Tradicionalni način projektovanja spregnutih konstrukcija opterećen na savijanje je primenom mehaničkih spojnica, uglavnom zavarivanje glavastih čeličnih čepova na vrh čeličnog preseka. Kod Deltabeam konstrukcije aktivira se nosivost betonskih čepova koji su prisutni u otvorima preko rebra čeličnog preseka. Za ovu vrstu smićuću vezu potrebno je da bude poznat nosivost betonskog čepa na smicanje. Tokom 2002. i 2003. godine ispitivanja smicanja su izvršena na 74 uzorka da bi se utvrdilo nosivost betonskog čepa na smicanje i proklizavanje. Visoka početna otpornost betonskih čepova su tipična ali smićuća otpornost zavisi od oblika i dimenzije otvora.



Slika 4 – Uzorak i tipičan otkaz betonskog čepa

Pokazalo se u raznim slučajevima da razvijanje spregnutog delovanja dva materijala – bilo da je ispupčen ili ravan – materijali moraju da budu povezani međusobno jednom površinom, što može da bude nasumično raspoređen. Ovo objašnjava zašto se može aktivirati kompozitno ponašanje grede i kod niskih međuspratnih greda. S obzirom na pravila koje generalno utiču na nosivost betonskih čepova, može se očekivati veća nosivost kod otvora sa manjim prečnicima. otvori u rebru grede omogućuju laki prodor betona preko čeličnog preseka, ali se mogu koristiti i dodatne armaturne šipke za mehaničku vezu sa dovoljnom nosivosću za obezbeđivanje krute veze.



Slika 5 – Nosivost Deltabeam grede – sistema proste grede

Značajna prednost Deltabeam-a u odnosu na čelične konstrukcije je to što i bez dodatne protivpožarne zaštite ima otpornost na požarno dejstvo od R120 minuta. Projektovanje na požarno opterećenje se zasniva na plastičnom otporu preseka dobijen na osnovu realne raspodele temperature u preseku dobijen ispitivanjem na požarno opterećenje. U većini slučajeva plastična neutralna osa je jako blizu gornjoj flanši. Požarna ispitivanja (ukupno 3 komada) su urađena od strane VTT/Finska i TU Braunschweig/Nemačka. Za više informacija posetite stranicu www.peikko.com.

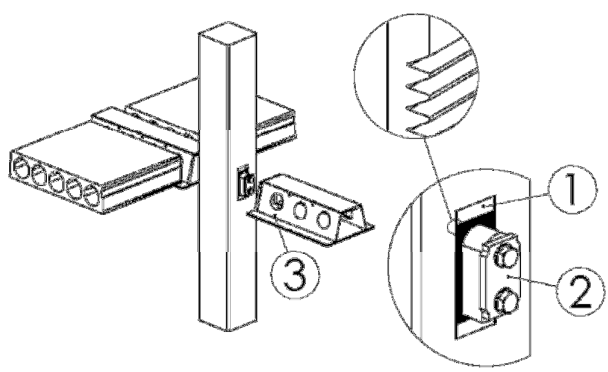
Proračun na požarno opterćenje Deltabeam-a se zasniva na primeni odnosa temperature i čvrstoće čelika datog u Evrokodu 4 deo 1.2. Efektivna temperatura za svaki segment preseka je dat za različite dubine posebno za čelik i posebno za beton za pedodređene temperaturne krive. Ne postoji definicija „kritične temperature“ za spregnute grede. Kriterijum za dokaz prihvatljivog dimenzionisanja je:

$$M_{fi.Sd} \le M_{fi.Rd},\ V_{fi.Sd} \le V_{fi.Rd}\ \text{ i }\ \delta_{fi} \le \delta_{fi.lim} \qquad (1)$$

Nosivost grede na savijanje je računat za efektivni poprečni presek gde betonski pritisnuti pojas van preseka grede nije uzet u obzir. Nosivost na savijanje u slučaju požara, po potrebi, može se poboljšati dodavanjem armaturnih šipki unutar poprečnog preseka čelične gerde. Armaturne šipke su u potpunosti efektivni u požarnom opterećenju. U dokazu nosivosti grede na savijanje i smicanje proračunski statički uticaji uzimaju se sa koeficijentom sigurnosti jednak 1,0.

SKRIVENA ČELIČNA KONZOLA – PEIKKO® PCs KONZOLA

Za formiranje tankih međuspratnih konstrukcija potrebno je koristiti i skrivene čelične konzole. Ključno pitanje ubrzavanja procesa izvedbe konstrukcija je skraćivanje vremena na izradi montažnih stubova i izbegavanje potrebe za podupiranjem međuspratnih greda u fazi izvođenja. Gore navedeno se može postići konzolom relativno velike torzione nosivosti. Peikko je razvio sistem čelične konzole tipa PCs konzola.



Slika 6 - Peikko PCs skrivena konzola sa Deltabeam-om

Peikko® PCs sistem čelične konzole je projektovano da se na nju oslanjaju čelične, spregnute i AB montažne grede i da su konzole za primenu u betonskim stubovima i zidovima monolitne i montažne izvedbe. Konzole su projektovane za opterećenja od smicanja, zatezanja i na uticaje torzije.

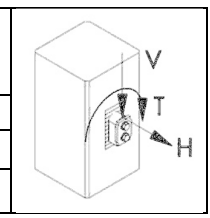
Konzola se sastoji od:

- ugradbeni deo u stubu (1) i delovi konzole (2)
- vezni delovi (3) čelične i spregnute grede ili PC papuča za AB montažne grede.

Ugradbeni deo se montira u sklop armaturnog koša AB stuba u fazi postavljanja u oplatu. Prednost sistema je da nema potrebe za sečenjem oplate jer ugredbeni deo je ravan sa licem stuba – nalazi se u poprečnom preseku stuba.

Postoji šest veličina PCs konzola sa obzirom na vertikalnu nosivost od 230 kN do 1500 kN prema Evrokodu – tabela 1.

Tabla 1 – Nosivosti prema Evrokodu bez NAD

prema EC: (bez NAD)	PCs 2	PCs 3	PCs 5	PCs 7	PCs 10	PCs 15	
V_{Rd} [kN]	230	385	580	785	1010	1500	
T_{Rd} [kNm]	7	15	25	50	75	190	
H_{Rd} [kN]	45	75	115	155	200	300	

Za više informacija o PCs konzola posetite stranicu www.peikko.com.

REFERENCES

[1] Peikko Finland Oy: Brochure 'DELTABEAM COMPOSITE BEAM', 4/2007

[2] Peikko Finland Oy: Brochure 'PCs CORBEL', 5/2006

[3] Peltonen S, Leskelä M.V.: Connection behaviour of a concrete dowel in a circular web hole of a steel beam, Composite Construction V, Kruger national park, South-Africa, July 2004

[4] Mäkeläinen P., Zhang J., Peltonen S.: Vertical shear resistance in a slim floor composite section, 9th International conference "Modern building materials, structures and techniques", Vilna, Lithuania, May 2007

[5] Leskelä M.V., Peltonen S.: Ductile shear connections between shallow floor composite beams and solid types of floor slab, Eurosteel 2005, Maastricht, the Netherlands, June 2005

[6] Leskelä M.V.: Plastic and elastic-plastic bending resistance in composite beams, R&D days of Steel Structures, St.Michaels, Finland, June 2002

[7] Leskelä M.V., Kyckling J.: Fire design of Deltabeams, Jan 2001 (written for Austrian authorities)

[8] Leskelä M.V.: Plastic and elastic-plastic bending resistance in composite beams, International symposium on 'Connections between steel and concrete', Stuttgart, Germany, Sept 2001

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Dragan Kostić[1], Vuk Milošević[2]

ANALIZA KONSTRUKTIVNIH SISTEMA SPORTSKIH DVORANA JUŽNE I ISTOČNE SRBIJE

Rezime:

Konstruktivni sistem sportske dvorane definiše njenu formu i funkciju. Tokom poslednjih pola veka na prostoru istočne i južne Srbije izgrađeno je mnoštvo sportskih dvorana. Ovaj rad nastao je kao rezultat istraživanja izgrađenih dvorana i njihovih konstruktivnih sistema. Cilj rada je da prikaže njihove osnovne karateristike i kroz diskusiju pruži zaključke o postojećim, i da smernice za izgradnju novih objekata. Analizirano je i sistematizovano po različitim kriterijumima 20 karakterističnih sportskih dvorana sa ovog područja. Ovaj uzorak nije stoprocentan, ali se na osnovu njega može zaključivati sa velikom pouzdanošću.

Ključne reči: sportske dvorane, konstruktivni sistemi, sistematizacija

ANALYSIS OF THE STRUCTURAL SYSTEMS OF SPORT HALLS IN THE SOUTH AND EAST OF SERBIA

Summary:

The form and function of the sport hall is defined by its structural system. Many sport halls have been built over the last half a century in the south and east of Serbia. This paper is a result of the research conducted on the existing sport halls and their structural systems. The aim of the paper is to show their basic characteristics, to offer through discussion conclusions about the already built objects, and to provide guidelines for the construction of new sport halls. Twenty distinctive halls from this area were analyzed, and systematized by different criteria. This sample does not cover the total number of halls, but it can be used to get reliable conclusions.

Key words: Sport Halls, Structural Systems, Systematization

[1] Dr, docent, Građevinsko-arhitektonski fakultet Niš
[2] Mia, doktorant, Građevinsko-arhitektonski fakultet Niš

1 KONSTRUKTIVNI SISTEM I SPORTSKE DVORANE

Postojanje sportskih dvorana u naseljenim mestima dokaz je da država ulaže u sport i rekreaciju, i na taj način brine o zdravlju duha i tela naroda. Broj sportskih dvorana u odnosu na broj stanovnika, njihova opremljenost i savremenost oslikavaju ekonomsku snagu države. Iskorišćenost dvoranskih prostora za vežbanje i treniranje govori o motivisanosti naroda da se unapređuje. A konstruktivni sistem dvorane predstavlja njenu najbitniju karakteristiku.

Sistem u kome je sportska dvorana konstruisana utice na čitav spektar njenih osobina. Od raspona hale zavisi njen kapacitet, ali i multifunkcionalnost, odnosno mogućnost da se prilagodi kako različitim sportovima, tako i drugim vrstama manifestacija. Izbor konstrukcije u najvećoj meri utiče i na konačnu cenu izgradnje i održavanja hale. Konstrukcija sportskih dvorana je gotovo uvek najznačajniji oblikovni i estetski element eksterijera i enterijera, pa se tako na osnovu nje formira utisak posmatrača o hali. Različiti konstruktivni sistemi pružaju drugačije mogućnosti u pogledu pokrivanja različitih oblika osnova, same forme objekta, statičkog sistema pokrivača i korišćenja krovnog osvetljenja.

Konstruktivni sistemi sportskih dvorana mogu se podeliti na klasične i savremene. Klasični su jednostavniji i jeftiniji, i to su gredni, lučni, okvirni i rešetkasti. Savremeni su atraktivniji i sa većim rasponima, a mogu biti prostorne rešetke, ljuske, viseći i šatorasti sistemi. Kod klasičnih se primenjuju tradicionalniji građevinski materijali, odnosno, beton, drvo i čelik, dok se kod savremenih primenjuju i čelična užad, tekstilne membrane i specijalni betoni. Takođe su u upotrebi i različiti statički sistemi, a njihov izbor pored konstruktivnog sistema zavisi i od drugih faktora, kao što su uslovi fundiranja i očekivana opterećenja.

2 DVORANE U JUŽNOJ I ISTOČNOJ SRBIJI

Tokom poslednjih pola veka na prostoru istočne i južne Srbije izgrađeno je mnoštvo sportskih dvorana. Ovaj rad nastao je kao rezultat istraživanja izgrađenih dvorana i njihovih konstruktivnih sistema. Cilj rada je da prikaže njihove osnovne karateristike i kroz diskusiju pruži zaključke o postojećim, i da smernice za izgradnju novih objekata. Analizirano je 20 karakterističnih sportskih dvorana sa ovog područja, i sistematizovano po različitim kriterijumima. Ovaj uzorak nije stoprocentan, ali se na osnovu njega može zaključivati sa velikom pouzdanošću. Budući da međuregionalne razlike u

ovom delu sveta nisu velike, na osnovu ovih rezultata se induktivno može zaključivati i o drugim delovima Republike Srbije, pa čak i nekih država iz okruženja.

Ono što se najpre može primetiti je da godine izgradnji sportskih dvorana nisu ravnomerno raspoređene. Najviše objekata izgrađeno je osamdesetih godina proslog, i u prvoj dekadi ovog veka. Ovi periodi poklapaju se sa peridima nesto veće ekonomske moći države. Najstariji analizirani objekat je hala u Negotinu izgrađena 1969. godine, a najnoviji hala u Vlasotincu iz 2007. Pri tome treba imati u vidu da je niška dvorana Čair renovirana 2011. godine, ali je njen konstruktivni sistem ostao nepromenjen.

Među analiziranim objektima preovladavaju klasični konstruktivni sistemi, što je očekivano budući da su oni jednostavniji za projektovanje i izgradnju. Prisutni su gredni, lučni, okvirni i rešetkasti sistemi. Jedini objekti projektovani u savremenim sistemima su dvorana Čair iz 1974., izvedena kao jednostruka lančanica, hala u Leskovcu iz 1988., u sistemu dvostruke lančanice i hala u Kladovu iz 1990. godine projektovana kao prostorno površinska rešetka. Ovi objekti su većeg značaja za društvenu zajednicu u poređenju sa ostalima, pa su zato za njih i odabrani savremeni konstruktivni sistemi, inače ređe primenjivani na ovim prostorima. Niš i Leskovac kao najveći gradovi u analiziranom području po prirodi stvari zahtevaju najmanje po jednu reprezentativnu dvoranu u kojoj se mogu organizovati sportska nadmetanja međunarodnog karaktera. Hala u Kladovu našla se u ovoj grupi zahvaljujući jakoj industriji u tom gradu koja je mogla da finansira ovakav objekat, i na taj način doprinese promociji grada. Treći grad po veličini na ovom području, Vranje, ne zaostaje mnogo za već navedenima. Naime, iako ima halu građenu u lučnom sistemu, ona je u statičkom sistemu kupole, što takođe doprinosi atraktivnosti i izdvaja ovu halu od ostalih.

Kao najzastupljeniji konstruktivni sistemi izdvajaju se lučni i rešetkasti. U svakom od ovih sistema izgrađena je po jedna trećina analiziranih objekata. Dvorane u lučnom sistemu građene su uglavnom osamdesetih godina prošlog veka, a izuzetak su hala u Bujanovcu i hala Dušan Radović u Nišu, građene posle 2000. godine. Za ovaj konstruktivni sistem karakteristična je primena drveta kao osnovnog građevinskog materijala konstrukcije, pri čemu je izuzetak hala u Bujanovcu koja je izrađena u čeliku. Rasponi im se kreću od 25 do 50 metara. Rešetkasti sistemi su najprimenjivaniji u poslednje vreme. Od osam najnovijih objekata šest je izgrađeno kao rešetkasto. Stariji objekti građeni u rešetkastom sistemu su hala u Negotinu iz 1969. i Ćićevcu iz 1986. godine. Za rešetke je karakteristično da su izrađene od čelika, ali da to ne mora

da bude pravilo dokazuje hala Mika Antić u Nišu koja je izvedena u armiranom betonu. Rasponi primenjenih rešetki variraju od 28 do 40 metara.

Pored poprečnog konstruktivnog sistema, od velikog značaja za stabilnost konstrukcije je i podužni konstruktivni sistem. Analizirani objekti ne pružaju mnogo raznovrsnosti u ovom pogledu i velika većina njih ima ramovski podužni sklop od armiranog betona. Ovi ramovi najčešće služe kao oslonac za poprečni konstruktivni sistem. Interesantan izuzetak predstavlja hala u Ćupriji gde je oslonačka konstrukcija konzolna. Činjenica da je ramovski sistem primenjivan u skoro svim slučajevima, i kod svih vrsta poprečnih konstruktivnih sistema, govori o njegovim kvalitetima, i preporučuje ga za dalje korišćenje. Drugi važan faktor za stabilizaciju konstrukcije je i sistem za ukrućenje konstrukcije. Ovde su u primeni razni sistemi, i oni su uglavnom vezani za materijal od koga je izrađena konstrukcija. Tako se uz lepljeno-lamelirane nosače najčešće koriste spregovi, armiranobetonsko krovne ploče kod čeličnih i betonskih nosača, i podužne rešetke kod čeličnih rešetki.

Temelji predstavljaju još jedan važan deo konstrukcije i kao takvi su bili predmet analize. Sve hale, bez izuzetka, su temeljene na temeljima samcima, što i jeste uobičajeno i racionalno. Dvorana u Kladovu je donekle specifična jer su ispod temelja postavljeni šipovi, što govori o lošijem kvalitetu zemljišta na kome je hala fundirana. Temelji samci su uglavnom u podužnom pravcu povezani temeljim gredama, a u poprečnom pravcu ukrućuje ih podna konstrukcija hale. Prosečne dimenzije temeljnih stopa su 200x300 cm.

Sportske dvorane se po kapacitetu mogu podeliti na male, odnosno one sa manje od 1000 sedećih mesta, srednje veličine, sa 1000-2000 sedišta, i velike sa kapacitetom većim od 2000. Koliko će biti kapacitet hale određuje se u fazi pripreme projekta, a zavisi od potreba naselja u kome se nalazi. Među analiziranim halama postoji jedna četvrtina malih dvorana, i sve one se nalaze u manjim naseljima. Izuzetak je hala Šivara u Nišu, međutim ovaj objekat nije planski građen kao sportska hala, već je priveden nameni. Čak i da to nije slučaj, nije neobično da u velikim gradovima, pored velikih dvorana, postoje i manje hale koje zadovoljavaju potrebe pojedinih delova grada. Najveći broj hala na analiziranom području je srednje veličine. Velike hale postoje u Nišu, Leskovcu i Vranju, i one su kapaciteta 3000 do 5000 posetilaca. Hale u Kladovu i Prokuplju imaju po 2000 sedećih mesta, tako da se i one uslovno mogu smatrati velikim. Izuzetno velikih hala na području istočne i južne Srbije za sada još uvek nema, budući da nema ni velikih metropola. Međutim, u najavi je izgradnja hale kapaciteta oko 10000 mesta u Nišu koja bi mogla da pripada toj grupi.

Tabela 1 – Pregled karakteristika analiziranih dvorana

	Hala	Kap.	Raspon	Sv. v.	Namena	Statički sistem	Pop. k. s.	Mat.	Pod. k. s.	Stabil.	Temelji	Naselje	God.
1.	Negotin	1250	34,00	7,00	Višen.	Prosta greda	Rešetka	Čelik	Ramovski	Spregovi	/	18000	1969
2.	Šivara	700	24,00	9,00	Sportska	Ram	Okvirni	AB	Zidani	AB ploča	110x110 cm	300000	1971
3.	Hala Čair	5000	70,00	12,00	Višen.	Viseći	Jed. lanč.	Čelik	Ramovski	AB ploča	/	300000	1974
4.	Aleksinac	600	30,00	6,00	Višen.	Greda sa zateg.	Gredni	LLD	Ramovski	Spregovi	240x350 cm	17000	1982
5.	Blace	500	29,20	9,00	Višen.	Luk na 3 zgloba	Lučni	LLD	Ramovski	Spregovi	200x300 cm	5000	1984
6.	Knjaževac	350	25,00	9,00	Višen.	Luk na 3 zgloba	Lučni	LLD	Ramovski	Spregovi	170x350 cm	37000	1985
7.	Ćuprija	1500	45,25	10,40	Višen.	Luk na 3 zgloba	Lučni	LLD	Konzolni	Spregovi	200x400 cm	20000	1986
8.	Ćićevac	1000	31,50	7,20	Višen.	Upeti luk	Rešetka	AB	Ramovski	AB ploče	150x270 cm	5000	1986
9.	Vranje	3000	50,00	22,00	Višen.	Kupola	Lučni	LLD	Ramovski	/	/	55000	1987
10.	Leskovac	4000	60,00	13,90	Višen.	Viseći	Kabl. reš.	Čelik	Ramovski	TR lim	/	80000	1988
11.	Kladovo	2000	45,00	9,70	Višen.	Prost. pov. reš.	Prost. reš.	Čelik	Prost. reš.	/	100x250 cm	10000	1990
12.	Velika Plana	1500	33,75	7,20	Višen.	Prosta greda	Rešetka	Čelik	Ramovski	Resetka	200x300 cm	44000	1996
13.	Medveđa	400	28,00	14,00	Sportska	Luk na 3 zgloba	Rešetka	Čelik	Ramovski	/	140x300 cm	3000	1998
14.	Bujanovac	1000	37,18	12,00	Višen.	Luk na 3 zgloba	Lučni	Čelik	Nema	AB ploče	220x400 cm	12000	2000
15.	Pirot	1000	32,40	10,50	Višen.	Prosta greda	Rešetka	Čelik	Ramovski	Podužna reš.	200x240 cm	40000	2004
16.	Dušan Radović	1500	29,45	13,00	Sportska	Luk na 3 zgloba	Lučni	LLD	Ramovski	Spregovi	200x300 cm,	300000	2004
17.	Prokuplje	2000	40,70	10,40	Višen.	Ram	Rešetka	Čelik	Ramovski	Rešetka	300x450 cm	27000	2004
18.	Kuršumlija	800	30,00	10,40	Višen.	Prosta greda	Rešetka	Čelik	Ramovski	Spregovi	220x300 cm	14000	2005
19.	Mika Antić	1500	28,00	9,80	Sportska	Prosta greda	Rešetka	AB	Ramovski	/	240x320 cm	300000	2005
20.	Vlasotince	1400	36,00	10,00	Višen.	Prostorni ram	Rešetka	Čelik	Reš., ram.	Podužna reš.	200x300 cm	16000	2007

3 ZAKLJUČAK

Analiza konstruktivnih sistema izgrađenih sportskih i višenamenskih dvorana južne i istočne Srbije ukazuje na sveobuhvatnu informisanost arhitekata i inženjera kostrukcije. Ovo im daje za pravo da i u buduće grade slične objekte. Primenjivani su svi poznati konstruktivni sistemi, a za hale kapaciteta do 1500 gledalaca i raspona do 35 m najviše su korišćeni gredni rešetkasti sistemi (oko 50%) i lučni sistemi (oko 50%). Lučni su primenjivani u svim poznatim formama, kao punozidni nosači od armiranog betona (Ćićevac), čeličnih zavarenih limova (Bujanovac), dok su najviše primenjivaniji nosači od lepljenog lameliranog drveta (OŠ "D. Radović" Niš, Blace, Knjaževac, Ćuprija). Generalno stanje objekata, pogotovo u konstrukcijskom smislu je dobro, ali se za nekolicinu ipak preporučuje detaljnija kontrola. Kao najveća zamerka svim analiziranim objektima može se navesti upravo izostanak redovnih kontrola koje bi usporile propadanje objekta, i omogućile mu duži životni vek.

LITERATURA

[1] *Zgradarstvo* / Ž. Popović // Naučna knjiga i Građevinski fakultet Beograd, 1987, Beograd, 300 str.

[2] *Konstruktivni sistemi u arhitekturi* / G. Radivojević, D. Kostić // Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu, 2011, Niš, 195 str.

[3] *Konstruktivni sistemi u visokogradnji* / D. Dančević // Centar za informativno izavačku delatnost, 1978, Niš, 301 str.

[4] *Nosive konstrukcije* / I. Podhorsky // Golden marketing & Arhitektonski fakultet Sveučilišta u Zagrebu, 2003, Zagreb, 185 str.

[5] *Nosive konstrukcije u arhitekturi* / M. Salvadori // Upi-2M Plus d.o.o., 1995, Zagreb, 264 str.

[6] *Structure and Architecture* / A. Macdonald // Elsevier Architectural Press, 2001, Oxford, 225 str.

[7] *Sportbauten – Anlage, Bau, Ausstattung* / R. Ortner // Georg D.W. Callwey, 1956, Munchen, 311 str.

[8] *The Stadium* / R. Sheard // Peroplus Editions, 2005, Singapore, 208 str.

[9] *Čelične konstrukcije* / M. Sulzok-Selimbegović // Golden marketing & Arhitektonski fakultet Sveučilišta u Zagrebu, 2003, Zagreb, 189 str.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Zoran Kovrlija[1], Nebojša Hadži-Antić[2], Andrijana Tomanović[3]

GLAVNI PROJEKAT VIJADUKATA PETLJE ″BATAJNICA″, NA OBILAZNICI BEOGRADA, U SKLOPU AUTOPUTA E-75

Rezime:

U ovom tekstu date su najbitnije pojedinosti Glavnog projekta vijadukata petlje ″Batajnica″, koja se izvodi u okviru obilaznice Beograda, a u sklopu autoputa E-75, Novi Sad-Niš. Konstrukcija se sastoji iz dva vijadukta, svaki dužine oko 1400 m, i četiri pristupne rampe. Glavni nosači konstrukcija vijadukata su ošupljene prednapregnute betonske ploče, kontinualno oslonjene na ukupno 115 stubova, dok su glavni nosači rampi klasično armirane ošupljene ploče. Rasponi glavne konstrukcije kreću se od 18 – 31 m, dok su rasponi na rampama 16 m (krajnji 11 m). Saobraćajni profil na mostu je profil autoputa. Most je fundiran na šipovima (~31m).

Ključne reči: vijadukt, betonski most, autoput

THE FINAL DESIGN OF THE VIADUCTS IN ″BATAJNICA″ INTERCHANGE, BELGRADE BYPASS, HIGHWAY E-75

Summary:

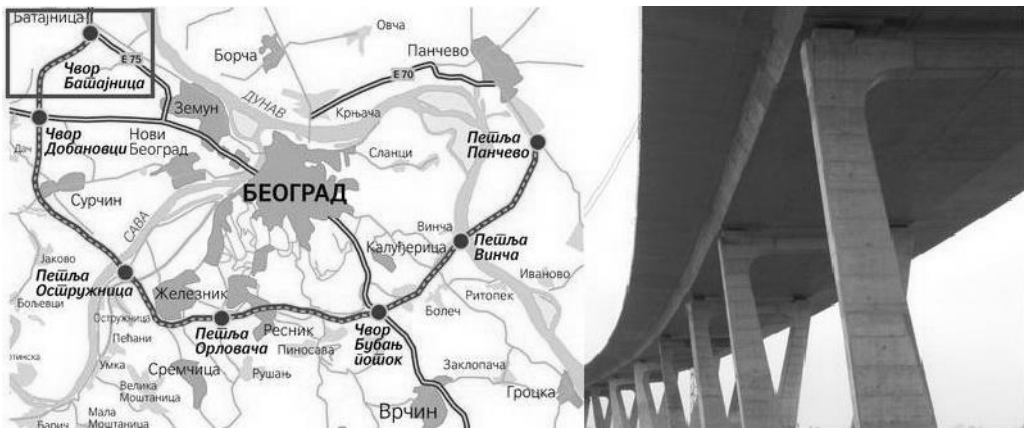
This article presents the most important details from the Final Design of the viaducts in ″Batajnica″ interchange, part of the Belgrade bypass, on the E-75 highway Novi Sad-Niš. The whole construction contains two viaducts, each about 1400 m long, and four approaching ramps. Main viaduct structures are voided pre-tensioned concrete slabs, supported by 115 columns, and ramp main girders are reinforced voided concrete slabs. Viaduct span length is between 18 – 31 m, ramp main span length is 16 m and end-span 11 m. Bridge traffic profile is the highway profile. Bridge piers were founded on piles (piles are about 31 m long).

Key words: viaduct, concrete bridge, highway

[1] dipl.ing.građ., direktor biroa za projektovanje, MBA Miljković d.o.o., Bulevar Mihajla Pupina 181, Novi Beograd
[2] dipl.ing.građ., odgovorni projektant, MBA Miljković d.o.o., Bulevar Mihajla Pupina 181, Novi Beograd
[3] dipl.ing.građ., odgovorni projektant, MBA Miljković d.o.o., Bulevar Mihajla Pupina 181, Novi Beograd

1 UVOD

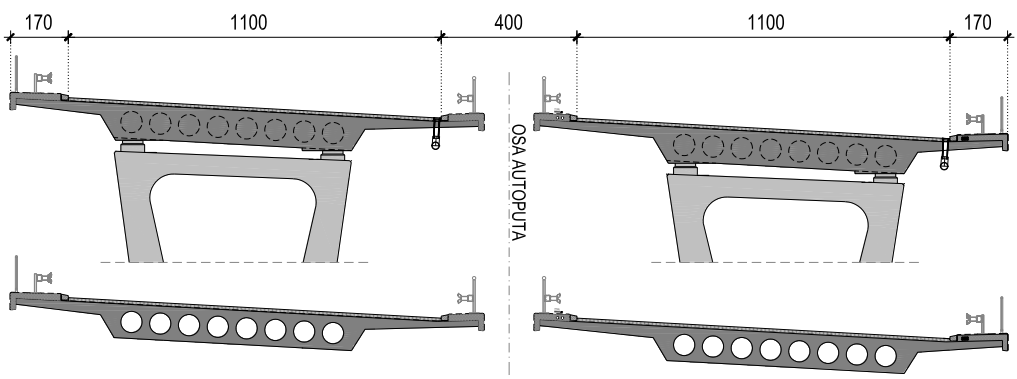
Petlja ″Batajnica″ izvodi se u sklopu 70 km duge obilaznice Beograda, kojom se teški saobraćaj izmešta iz urbanog jezgra grada. Nalazi se na početku sektora A, Batajnica-Dobanovci, dugog 10.1 km, koji povezuje autoput E-75 (Novi Sad-Beograd) i E-70 (Beograd-Zagreb).



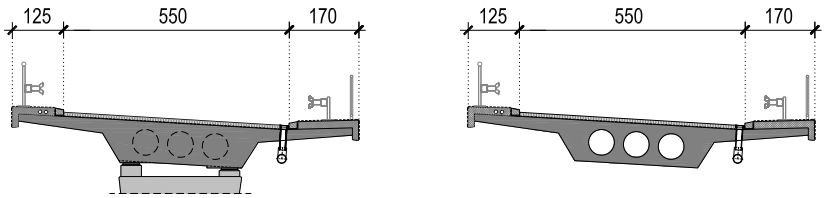
Slika 1 – Obilaznica Beograda (Petlja ″Batajnica″- položaj na obilaznici i izgled)

2 KONSTRUKCIJA VIJADUKTA

Konstrukcija se sastoji od dva paralelna vijadukta, koji zajedno čine pun profil autoputa. Ukupna dužina glavne konstrukcije je 1396 + 1429 = 2825 m. Svaki od vijadukata ima po dve pristupne rampe, čija je ukupna dužina 681 m. Rampama se obezbeđuje veza autoputa sa saobraćajnicama koje vode ka Zemunu i Batajnici. Površina svih konstrukcija iznosi 46000 m^2.



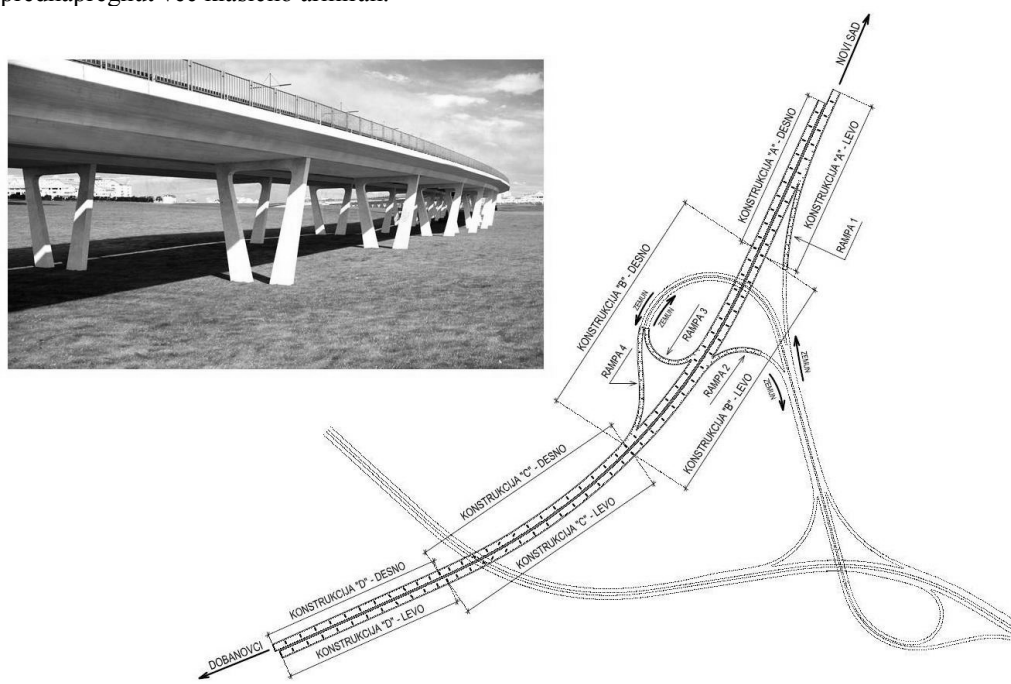
Slika 2 – Tipski poprečni presek glavne konstrukcije (nad stubovima i u polju)



Slika 3 – Tipski poprečni presek rampi (nad stubovima i u polju)

Poprečni presek glavne konstrukcije obuhvata saobraćajni profil koji varira od 11.0 m do 11.85 m, sa proširenjima kod ulivno-izlivnih rampi, kao i servisnu stazu širine 0.5 m sa pešačkom ogradom. Sa obe strane mosta, u zaštitnim pojasevima su čelične sigurnosne ograde (slika 2). Poprečni presek na rampama sadrži iste elemente, s tom razlikom da je širina saobraćajnog profila 5.5 m (slika 3).

Poprečni presek vijadukta je prednapregnuta armiranobetonska ošupljena ploča visine 1.0 m, ošupljena polietilenskim cevima Ø63 cm radi smanjenja sopstvene težine. Širina donjeg dela ploče je 7.0 m, dok širina konzolnih prepusta u varira od 245 do 330 cm, u zavisnosti od širine konstrukcije. Presek na rampama takođe je visine 1.0 m, širine ploče 3.0 m, ali nije prednapregnut već klasično armiran.

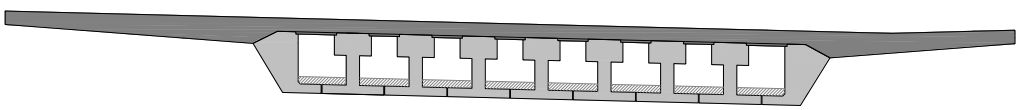


Slika 4 – Shema petlje "Batajnica", leva i desna konstrukcija vijadukta sa rampama, sa dilatacionim celinama i 3D model petlje

Svaki od vijadukata sastoji se od po 4 nezavisne dilatacione celine (A,B,C,D), dužine od 280-400 m, sa poljima od 18-31 m, kontinualnog sistema, sa dilatacionim napravama na

početku i kraju svakog segmenta. Veze glavne konstrukcije i rampi su krute – monolitne. Dužina polja na rampama je 16.0 m, osim krajnjih koja su po 11.0 m. (slika 4). Dužina polja glavne konstrukcije je neujednačena zbog mnoštva prepreka koje su uslovljavale položaj stubova (magistralni gasovod, stari batajnički put, novi batajnički bulevar, pruga, servisne saobraćajnice...). Svaki od dilatacionih segmenata rešen je principijelno isto: srednja grupa stubova (tri do šest stubova) fiksno su vezani za gornji stroj AB zglobovima, dva-tri stuba levo i desno od srednjih vezana su elastomernim ležištima za konstrukciju, a nekoliko prvih i poslednjih stubova (uključujući krajnje) sadrže pokretna, podužno usmerena ″lončasta″ ležišta. Lončasta ležišta i AB zglobovi preuzimaju poprečne sile sa gornjeg stroja. Što se rampi tiče, ploča se u zonama malih dilatiranja na stubove oslanja preko AB zglobova, a u zonama većih dilatiranja preko elastomernih ili kliznih ležišta.

Raspon konstrukcije preko pruge, dužine 28 m (u segmentu D), zbog tehnoloških zahteva, rešen je kao montažno polje, kontura koje se u potpunosti uklapaju u opšti izgled glavnog nosača (slika 5). Nosači (ivični i srednji) dugi su 12 m i prethodno napregnuti, visine 82 cm, pri montaži oslonjeni na jarmove postavljene uz postojeće koloseke pruge Beograd-Zagreb.



Slika 5 – Poprečni presek montažnog polja

Stubovi glavne konstrukcije su ″V″ oblika (širina u dnu 450 cm, u vrhu 700 cm, osim posebnih tipova), sa zategom u vrhu (60 ili 80 cm visine). Ukupno ih ima 111 i svrstani su u nekoliko tipova radi jednostavnijeg projektovanja i izvođenja. Visina stubova, u zavisnosti od njihovog položaja u vijaduktu, je od 5.0 m do 9.5 m, a debljine su 60, 70, odnosno 80 cm, što zavisi od visine stuba i uslova oslanjanja. Fundirani su na po dva šipa ø1200 mm, dužine od 28-31 m, a naglavne grede su dimenzija 520x150 cm i visine 120 cm.

Stubovi rampi su trapeznog oblika, širine 150 cm u dnu i 300 cm u vrhu, debljine 60 cm. Fundirani su na po jednom šipu ø1200 mm, dužine 24 do 28 m, sa naglavnicama 180x150 cm i visine 100 cm. Visina im varira u zavisnosti od položaja na rampi, a ima ih 42. Krajnji stubovi, kako glavne konstrukcije, tako i rampi, rešeni su kao stubovi sa propuštenim nasipom.

2.1 IZVOĐENJE SUPERSTRUKTURE

Izgradnja superstrukture mosta je predvidjena postupkom sukcesivnog betoniranja i prednaprezanja „polje po polje“. Prvi raspon pojedinačnih segmenata od 18-22m, i ostali rasponi (24-31 m) se premošćavaju fiksnom skelom, sa jednim jačim jarmom u polovini raspona. Nakon betoniranja svake od faza (koju čini jedno polje + 3.8m prepusta), uteže se ″polovina″ od ukupnog broja od 11 kablova u poprečnom preseku (7 x 12Φ15,7 + 2 x 2k13Φ15.7) i ukotvljavaju putem nastavnih kotvi u preseku – radnoj spojnici. Obzirom da se u svakoj radnoj spojnici nastavlja po 5 – 6 (≈ ½ ukupnog broja kablova), to postoje dve grupe kablova – jedna koja se uteže u radnoj spojnici, i druga koja samo prolazi kroz tu radnu spojnicu i uteže se na sledećoj. Nakon premeštanja skele iz polja kome je utegnuta jedna grupa kablova (ostavlja se samo jaram u polovini raspona do utezanja druge grupe kablova), betonira se naredno polje do sledeće radne spojnice i takodje prednapreže nastavljenim

kablovima. Uklanjanje centralnog jarma se vrši nakon utezanja kompletnog broja svih kablova u jednom polju. Postupak se nastavlja u N identičnih faza. Prednaprezanje ploče se vrši nakon dostizanja čvrstoće betona klase C25/30 (lom cilindra Φ150mm na 25 MPa, odnosno kocke 200mm na 30 MPa). Segmenti sa manjim rasponima od segmenta B imaju u „ivičnim nosačima“ umesto dva kabla 13Φ15.7 po jedan kabl 15Φ15.7.

Projektovanje i izvođenje objekta radilo je preduzeće ″MBA Miljković″ d.o.o. – Sektor za mostove – odgovorni projektant dig. Zoran Kovrlija; projektanti dig. Nebojša Hadži-Antić i dig. Andrijana Tomanović.



Slika 6 – Vijadukt u toku izgradnje

2.2 STATIČKI PRORAČUN

Proračun uticaja je uradjen prema domaćem „Pravilniku” iz 1991. godine.

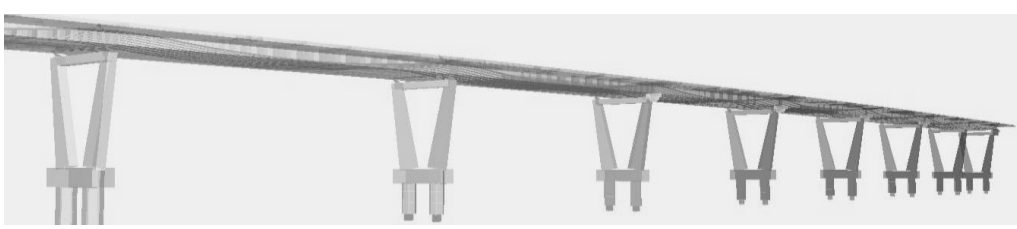
Proračun uticaja u konstrukciji vijadukta, za gravitaciona opterećenja i prednaprezanje uradjen je programom ″SOFiSTiK″ (slika 7), dok je proračun za horizontalne uticaje uradjen u ″Tower″ modelu. Gornji stroj konstrukcije je modeliran kao površinski nosač, karakterističnih poprečnih preseka duž mosta. Obzirom na uslove oslanjanja na stubove, na mestima istih je u modelu oformljen kruti pločasti element na čijim krajevima su ležišta modelirana „spring“-ovima odgovarajućih karakteristika, tako da su oslonačke zone u stanju da prihvate torziju i uspostavlja se direktna interakcija izmedju rada gornjeg i donjeg stroja. Kablovi za prednaprezanje (7 x 1k 12Φ15,7 + 2 x 2k 13Φ15.7) u sistem su uneseni modulom „Geos“ realnom prostornom geometrijom, i sukcesivno sa postupkom gradjenja modelirani i aktivirani u „Construction Stage Manager“-u. Ostali uticaji na konstrukciju gornjeg stroja (pokretno opterećenje i temperaturna razlika) takodje su sračunati i inkorporirani u naponsku sliku u To. Naponska stanja za sve kombinacije u To zadovoljavaju dopuštene nivoe naprezanja u materijalima. Gubici sile prednaprezanja usled skupljanja i tečenja betona, kao i relaksacije kablovskog čelika, sračunati su metodom preporučenom u EC2. Pored promene momentne slike u poprečnim presecima usled stalnog opterećenja, prouzrokovane padom sile u kablovima, proračunata je i preraspodela momenata savijanja usled samog postupka izvodjenja konstrukcije metodom prof. Jörg Schlaich-a. Naponska slika normalnih napona u T∞ je isto tako u dopuštenim granicama. Dokaz nosivosti konstrukcije uradjen je za karakteristične preseke u polju i nad stubom (sa naponima zatezanja u T∞), gde je pokazano da isti ima zadovoljavajući koeficijent sigurnosti u odnosu na lom. Detaljno su sračunata pomeranja konstrukcije i samih ležišta usled svih uticaja koji na njih deluju. Posebno su sračunate svih 15 faza gradnje segmenta „B“ i pomeranja konstrukcije koja tada nastaju, imajući u vidu

procentualno obavljene i preostale veličine skupljanja. Time su dobijeni i odgovarajući podužni momenti savijanja stubova koji imaju elastomerna ležišta i armiranobetonske zglobove, a usled svih faza gradnje i pripadajućih skupljanja i skraćenja konstrukcije od prednaprezanja. Podrazumeva se da su ti momenti „relaksirani“, jer potiču od uticaja sa gornjeg stroja koji su afini sa procesom tečenja samih stubova, tako da su sračunati sa korigovanim efektivnim modulom $Eb^* = Eb / (1 + X\Phi) \approx 0{,}3\ Eb$.

Što se tiče izvijanja stubova, za najveći broj njih je vitkost $75 < \lambda < 50$, osim za stubove veće visine od 6.5m koji imaju klizna ležišta na vrhu (koeficijent vitkosti 2.0) gde je vitkost veća od 75. Za sve stubove gde je vitkost veća od 50 uzeti su efekti drugog reda na povećanje momenata savijanja usled teorije prvog reda. Za stubove sa vitkošću većom od 75, proračun momenata drugog reda izvodi se tačnijim, nelineranim analizama. Što se tiče koeficijenta vitkosti, on je za stubove koji na svom vrhu imaju klizna ležišta jednak 2,0. Za stubove koji su na vrhu armiranobetonskim zglobom vezani za konstrukciju, koeficijent vitkosti je 0,7. Granični uslov za stubove koji su elastomernim ležištima vezani za konstrukciju je nešto komplikovaniji, ali je rešen usvajanjem takodje koeficijenta vitkosti 0,7 ali sa korigovanim usvajanjem efektivne visine tih stubova (povećanom za 25% – 47%). Ova efektivna visina je dobijena odredjivanjem horizontalnog pomeranja vrha realnog stuba sa realnim elastomernim ležištem usled jedinične sile. Ovoliko pomeranje mora imati i stub „fiktivne“ (veće) visine, bez ležišta, opterećen istom jediničnom silom na vrhu.

Donji stroj u modelu čini zajednički sklop sa gornjim strojem. U prvoj iteraciji proračuna donjeg stroja na horizontalne uticaje od temperature, skupljanja, kočenja ... , pretpostavljeno je „puno“ uklještenje u dnu stubova koji imaju baterije šipova za temelje. Uticaji koji se dobijaju iz prve iteracije u fiktivnim „punim“ uklještenjima na mestima naglavnica šipova, unose se kao input u program „Deep Foundation System Analysis Program“, gde su izmodelirani šipovi u realnim slojevima tla. Ovaj program nije uobičajeno baziran na linearnim „p – y“ krivim, već uzima u obzir nelinearno ponašanje tla zavisno od nivoa opterećenja koji šipovi u svom pomeranju vrše na njega. Sa navedenim uticajima program DFSAP sračunava konstante Kix / Kiy / Kiz koje se sada stavljaju kao „spring“-ovi u „omekšana uklještenja“ u dnu stubova koji za oslonce imaju šipove. U drugoj iteraciji se ponovo zadaju na ceo model horizontalni uticaji i ponovo dobijaju uticaji (ovog puta manji momenti) u „uklještenjima“, koji sada opet idu u DFSAP. Tako se iz nekoliko iteracija dolazi do konačnog nivoa uklještenja u dnu stubova koji imaju šipove, gde je cela baterija šipova predstavljena „spring“-ovima koji simuliraju njene karakteristike – naravno, za odgovarajući nivo opterećenja.

Seizmički uticaji su sračunati na osnovu aktuelnog domaćeg „Pravilnika o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima“. Period prvog podužnog tona oscilovanja (dobijen multimodalnom analizom) je 2,68 sec. Proračunom, svi stubovi, za oba ortogonalna pravca dejstva zemljotresa, ostaju u elastičnom području.



Slika 7 – Model vijadukta u SOFiSTiK-u

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Zoran Kovrlija[1], Nebojša Hadži-Antić[2], Andrijana Tomanović[3]

GLAVNI PROJEKAT MOSTA M13 PREKO KIJEVSKOG POTOKA, SEKTOR B5.1, OBILAZNICA OKO BEOGRADA

Rezime:

U ovom radu date su najbitnije pojedinosti Glavnog projekta vijadukata M13 ″Kijevski potok″, koji se izvodi u okviru obilaznice Beograda, a u sklopu autoputa E-70 i E-75, Novi Sad-Niš. Razmatrana konstrukcija je prvi od dva vijadukta, svaki dužine od oko 560 m. Glavni nosač konstrukcije vijadukata je prednapregnuti armiranobetonski sanduk, kontinualno oslonjen na ukupno 17 stubova. Srednji rasponi glavne konstrukcije su 35 m, dok su početni i krajnji oko 34m dužine. Visine ošupljenih armiranobetonskih stubova mosta su od 8.3m do 39.4m. Fundiranje na mostu je rađeno na plitkim temeljima i šipovima.

Ključne reči: vijadukt, betonski most, autoput

THE FINAL DESIGN OF THE VIADUCT M13 ″KIJEVSKI POTOK″, SECTOR B5.1, BELGRADE BYPASS

Summary:

This particular project summarizes general facts of the M13, “Kijevski potok” viaduct final design project which was built as a part of Belgrade’s bypass route, a part of the E-70 and E-75 motorway. Analyzed structure is the first of two viaducts both 560m long. Main viaduct structure is pre-tensioned reinforced concrete box supported by 17 columns. Main span length is 35m, and end-spans are 34m long. Hollow reinforced concrete piers heights vary from 8.3m to 39.4m. Bridge piers were founded on foundation pads and on piles.

Key words: viaduct, concrete bridge, motorway

[1] dipl.ing.građ., direktor biroa za projektovanje, MBA Miljković d.o.o., Bulevar Mihajla Pupina 181, Novi Beograd
[2] dipl.ing.građ., odgovorni projektant, MBA Miljković d.o.o., Bulevar Mihajla Pupina 181, Novi Beograd
[3] dipl.ing.građ., odgovorni projektant, MBA Miljković d.o.o., Bulevar Mihajla Pupina 181, Novi Beograd

1 UVOD

Most M13 ″Kijevski potok″ izvodi se u sklopu 70 km duge obilaznice Beograda, kojom se teški saobraćaj izmešta iz urbanog jezgra grada. Nalazi se na početku sektora B5.1, Orlovača-Straževica, dugog 5.4 km, koji povezuje autoput E-75 (Novi Sad-Beograd) i E-70 (Beograd-Zagreb).



Slika 1 – Obilaznica Beograda (Most M13″Kijevski potok″)

2 KONSTRUKCIJA VIJADUKTA

Konstrukcija vijadukta ima profil polovine autoputa. Ukupna dužina glavne konstrukcije je 560.4 m.

Elementi karkaterističnog poprečnog preseka mosta su :

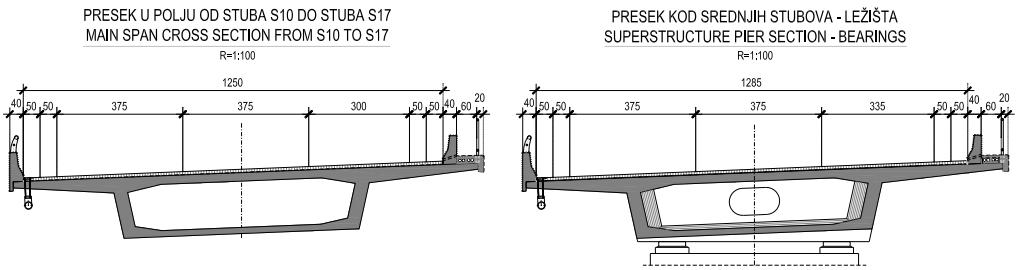
- Širina kolovoza : 2 trake od po 3.75m + zaustavna traka od 3m + 2 ivične trake od 0.5m + 2 zaštitne trake od 0.5m ..... 2˙3.75m + 3m + 2˙0.5m + 2˙0.5m = 12.5m
- Pešačka staza na spoljnoj strani mosta 0.6m
- Širina zaštitnog parapetnog zida sa vencem ka razdelnom pojasu 0.4m
- Širina zaštitne ograde “New Jersey” 0.4m

Ukupna širina mosta 13.9m

Širina kolovoza mosta je 12.5m koja se na prilazima mostu širi – ka petlji “Orlovača” na 20m odnosno ka mostu M14 na 12.85m . Kolovoz na mostu je promenljivog jednostranog pada od 2.82-4.36% kao i podužnog pada od ~3%.

Poprečni presek vijadukta je prednapregnuti armiranobetonski sanduk visine 1.8m. Širina donjeg dela ploče varira u zavisnosti od širine kolovoza pa je širine 14m na prilazu mostu od

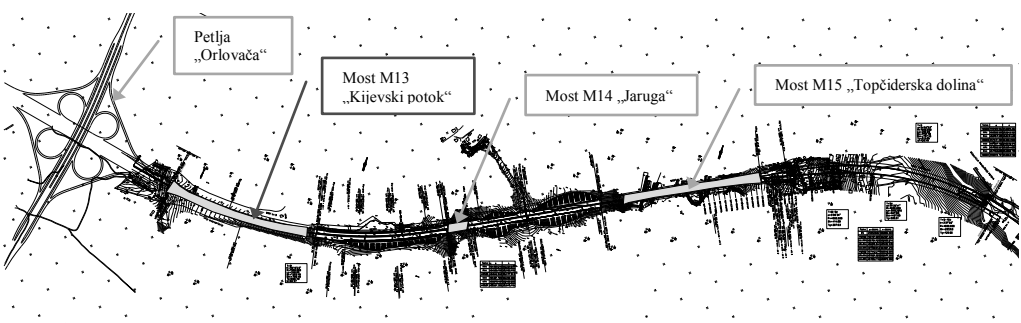
strane petlje “Orlovača” do 7.0 m širne u trećem rasponu mosta. Širina konzolnih prepusta ka razdelnom pojasu je 300cm, a ka spoljnoj strani autoputa varira od 360cm do 325cm, u zavisnosti od širine kolovoza. Poprečni presek mosta je jendokomorni sandučasti presek u svim poljima osim prvog u kojem je dodato srednje rebro zbog širine preseka mosta. Debljine spoljnih rebara sanduka je 40cm u sredini polja mosta i 80cm pri stubovima mosta. Debljina srednjeg rebra mosta je 40cm u sredini raspona a 70cm iznad stubova. Debljina kolovozne ploče sanduka je 25cm sa vutama od 20cm debljine pri rebrima. Donja ploča sanduka je 18cm debljine u sredini raspona dok se iznad srednjih stubova podebljava na 33cm.



Slika 2 – Tipski poprečni presek glavne konstrukcije (u polju i nad stubovima)

Komunikacija kroz sanduk mosta je omogućena otvorima u poprečnim nosačima iznad stubova kao i otvorima za ulaz/izlaz iz sanduka pri obalnim stubovima na donjoj ploči preseka.

Srednjih pet stubova (S7 – S11) su fiksno vezani za gornji stroj preko armiranobetonskog zgloba, susedna tri stuba sa leve i desne strane ove centralne grupe stubova su preko elastomernih ležišta povezana sa konstrukcijom, a prva i poslednja tri stuba, uključujući i krajnje stubove, sadrže pokretna ležišta. Sva ležišta su podužno usmerena (u pravcu ose mosta) i u mogućnosti su da preuzmu poprečne sile sa gornjeg stroja. Ležišta su postavljena na osovinskom rastojanju od 4.9m.



Slika 3 – Izvod iz situacije sektora B5.1, mostovi M13, M14 i M15

Kolovoz na mostu je od asfalt betona debljine 10 cm sa hidroizolacijom. Kolovoz je oivičen zaštitnim betonskim parapetom sa strane razdelnog pojasa i “New Jersey” betonskom zaštitnom barijerom . Sa obe strane na zaštitnim barijerama se nalaze pocinkovani čelični rukohvati a sa spoljne strane pešačke staze pocinkovana pešačka ograda. U okviru pešačke staze nalazi se 4 PVC ϕ110mm cevi za prolaz instalacija.

Most je projektovan i izvođen tehnologijom "polje po polje" - betoniranjem raspona mosta i 6.5m metara narednog rapona i naizmeničnim utezanjem polovine od ukupno 12 kablova 12ϕ15.7. U okviru prvog polja u srednjem rebru uteže se dodatnih 4 kabla 12ϕ15.7. Kablovi za prednaprezanje u spoljnim rebrima se utežu na vrednost sile $0.75 \cdot F_{pk}$ dok se kablovi srednjeg rebra utežu na vrednost $0.8 \cdot F_{pk}$. Svi kablovi su materijala Y1860S7.

Uslovi oslanjanja duž trase mosta su složeni uz pojavu aktivnih pomeranja stenskih masa. Prema podacima iz istražnih radova iz Geomehaničkog elaborata, vidi se da je teren sastavljen, u svom površinskom sloju, od peskovito – prašinastih glina, glinovitih drobina i koluvijalno – peskovitih glina, i to u različitim debljinama od površine terena – orijentaciono od 4 – 8m. Nosivi slojevi tla nalaze se na dubinama većim od 4 – 5m, zavisno od položaja stubnog mesta. Na mestima gde su ti nosivi slojevi do 4m dubine izvodi se široki iskop i temelji stubova fundiraju na plitkim temeljima, u zonama gde su ti nosivi slojevi do 8m dubine fundiranje se izvodi na otvorenim bunarima – sanducima, koji se spuštaju sukcesivno sa iskopom unutar njih, a u zonama stubova gde su nosivi slojevi na većoj dubini izvode se temelji na bušenim šipovima ϕ1200mm.



Slika 4 – Izgled mosta M13 - "Kijevski potok" u toku izvođenja radova

Obalni stubovi oslonjeni na bateriju šipova propuštaju klin koji formira keglu. Obalni stub S1 je projektovan sa "anđeoskim" krilima dok je S17 zbog svoje visine konstruisan sa kontraforima za nošenje ležišne grede kao i kontraforom za prihvatanje uticaja od krilnih zidova koji se oslanja na zategu u ravni naglavne grede. Zbog svoje visine kegla obalnog stuba S17 se oblaže betonskim pločama. Zbog lakšeg prilaza ležištima obalnog stuba predviđena su stepeništa koja omogućavaju vertikalnu komunikaciju od kolovoza do ležišnih greda. Iza obalnih stubova predviđene su prelazne ploče dužine 3.7+2.5m ispod kojih se nalazi nabijeni šljunčani klin debljine ~2m.

Srednji armiranobetonski stubovi od S2 do S6, visine do 18m, su projektovani kao zidna platna debljine 80-110cm i širine 620cm. Stubovi od S7 do S16, visine od 18 do 40m, su ošupljanog preseka debljine 160-180cm i širine 620cm, debljine zida 30cm.

U toku izvođenja radova radi ubrzanja izvođenja uporedo su se izvodila po dva raspona mosta ostavljajući čep dužine 3m koji bi se naknadno betonirao nakon završetka utezanja kablova prethodne faze.

Projekat i izvođenje objekta je radilo preduzeće "MBA Miljković"d.o.o. – Sektor za mostove - odgovrni projektant dig. Zoran Kovrlija; projektanti dig.Nebojša Hadži-Antić i dig.Andrijana Tomanović. Odgovrni vršilac tehničke kontrole prof.Dr. Dejan Bajić – IMK, Građevinski fakultet univerziteta u Beogradu.

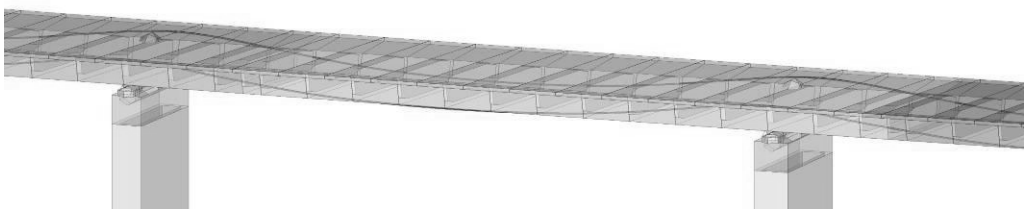


Slika 6 – Dispozicija mosta, osnova kolovoza, izgled modela iz SOFiSTiKa, izgled mosta

3 STATIČKI PRORAČUN

Vijadukt je most I (prve) kategorije - „ mostovi na autoputevima ”. Pri proračunu uticaja je korišćena računska shema saobraćajnog opterećenja V600+V300, saglasno Pravilniku o tehničkim normativima za određivanje veličina opterećenja mostova (Sl. list 1/91).

Svi uticaji statičkog sistema kontinualne grede mosta na stubovima od stalnog opterećenja, pokretnog opterećenja, dopunskih opterećenja (temperaturne promene, zaustavljanje vozila), uticaji od faznog građenja konstrukcije kao i uticaji tečenja usled faznog građenja sandučatih betonskih mostova pomoću metode prof. Schlaich-a rađeni su software-om za analizu konačnih elemenata SOFISTIK.



Slika 5 – Definisan raspon mosta sa trasom kablova za prednaprezanje

Model je računat kao linijski sistem koji je na mestu stubova preko krutih dijafragmi povezan sa stubovima preko elatičnih opruga čije se krutosti razlikuju u zavisnosti od krutosti ležišta. Imajući u vidu da je konstrukcija gornjeg stroja modelirana linijski, a da je odnos B/H =7,9 > 6, to treba uzeti u obzir relativno „preopterećenje“ rebra sanduka nad kojim se nalaze vozila u odnosu na dalje rebro, tj. bilo je potrebno kvantifikovati raspodelu ukupnog linijskog momenta u preseku na dva rebra poprečnog preseka. Modeliranjem površinskim elementima došlo se do koeficijenata 1,23 i 0,77 kojima se množe normalni naponi u presecima dobijeni iz linijskog modela, za dobijanje realnih naprezanja u zonama pojedinih rebara sanduka.

Proračun obalnog stuba S17 zbog svoje složenosti je posebno analiziran u programu za analizu konačnih elemenata Tower. Krutosti oslanjanja ispod stubova su računate iterativno pomoću programa DFSAP (“Deep Foundation System Analysis Program”) za analizu krutosti baterije šipova u sadejstvu sa naglavnom gredom uzimajući u obzir nelinearno ponašanje tla u zavisnosti od opterećenja koje šipovi vrše na njega.

Seizmički uticaji su sračunati na osnovu domaćeg „Pravilnika o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima” za VIII zonu MCS skale. Uporedo, konstrukcija je proverena i na seizmičko opterećenje prema EC 8 normama, za ubrzanje tla od 0,18g. U prvoj iteraciji pretpostavljeno je „duktilno ponašanje“ konstrukcije sa faktorom ponašanja q = 3, ali kako uticaji indukovani seizmičkim silama jedva poneki stub dovode u stanje plastičnosti, to je kontrola sprovedena sa faktorom ponašanja q=1.5, tj. pretpostavljajući „ograničeno duktilno ponašanje“. Ni po jednom ni po drugom proračunu (metoda spektralne analize i metoda ekvivalentnog statičkog opterećenja) stubovi konstrukcije ne ulaze u plastičnu oblast, samo se po proračunu po EC8 može desiti da zone uklještenja stubova S7 i S11 dospeju u stanje plastifikacije. Imajući i tu mogućnost u vidu, svi su stubovi adekvatno poprečno armirani u potencijalnim zonama pojave plastičnih zglobova, na način da beton izdrži dilatacije pritiska znatno preko 3,5‰. Proračunom prema domaćem Pravilniku, svi stubovi, za oba ortogonalna pravca dejstva zemljotresa, ostaju u elastičnom području.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Goran Lazović[1]

GLAVNI PROJEKAT NADVOŽNJAKA NA KM. 107+263.46 AUTOPUTA E-761 POJATE – KRALJEVO-PRELJINA

Rezime:
U radu je prikazan Glavni projekat nadvožnjaka u kraku petlje na autoputu E-761 Pojate-Kraljevo-Preljina, deonica Mrčajevci-Preljina. U skladu sa uslovima terena, postojećim lokalnim putevima kao i putarskim elementima, usvojen je armiranobetonski nadvožnjak sa četri polja raspona 18.0+22.0+22.0+18.0m i ukupne dužine 88.80m. Objekat je zakošen 23^0 u odnosu na osovinu autoputa. Poprečni presek nadvožnjaka sastoji se iz četri gredna armiranobetonska kontinualna nosača projektovanih tako da su izgledom i tehnologijom izvođenja u saglasnosti sa ostalim mostovskim konstrukcijama na toj deonici.

Ključne reči: nadvožnjak, armirani beton, ramovska konstrukcija

MAJOR PROJECT OVERPASS AT THE MOTORWAY E-761 POJATE – KRALJEVO-PRELJINA AT KM. 107 +263.46

Summary:
The paper presents a constructive solution to the Major project of the overpass project loops on E-761-Pojate Kraljevo-Preljina, section Mrčajevci-Preljina. In accordance with the terms of the terrain, the existing local roads and road elements, reinforced concrete was adopted flyover with four spans 18.0 +22.0 +22.0 +18.0 m and total length of 88.80m. The building at an angle 23^0 relative to the shaft of the highway. Cross-section of the overpass consists of four reinforced concrete continuous beam designed so that the appearance and performance of technology in line with other bridge structures on that section.

Keywords: overpass, reinforced concrete, continuous frame construction.

[1] dipl.građ.inž., glavni inžinjer zavoda za mostove i konstrukcije, Instituta za puteve a.d. Beograd

1 UVOD

Podloge na bazi kojih je urađen glavni projekat nadvožnjaka su sledeće:

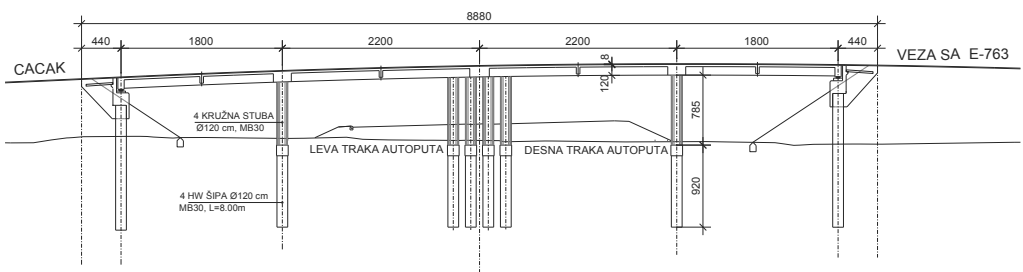
- Idejni projekat mosta
- Situacija terena na lokaciji budućeg mosta dobijena od projektanata autoputa
- Glavni projekat autoputa i navoza na delu mosta
- Glavni geološko - geotehnički projekat sa uslovima za fundiranje predmetnog mosta.

Kao najoptimalnije rešenje usvojen je armirano betonski nadvožnjak sa četri polja 18.0+22.0+22.0+18.0m. Osovine navoza i autoputa se seku pod uglom od 67^0, odnosno objekat je zakošen 23^0 u odnosu na osovinu autoputa. Niveleta mosta je u vertikalnoj krivini Rv=1350 m, horizontalno ona se najvećim delom nalazi u pravcu L=35.35m, tako da poprečni nagib kolovoza kod stubova br.1 i br.5 vitoperi dok na ostloam delu konstrukcije obostran, konstantan i iznosi 2.5%.

2 OPIS KONSTRUKCIJE NADVOŽNJAKA

Širina kolovoza na mostu je 2x5.50m (usvojena je u skladu sa širinom kolovoza na delu mosta prema Glavnom projektu puta) sa pešačkim stazama 2x2.70m i međuprostorom koji odvaja kolovozne trake širine 2.00m što čini ukupnu širinu mosta 18.40m.

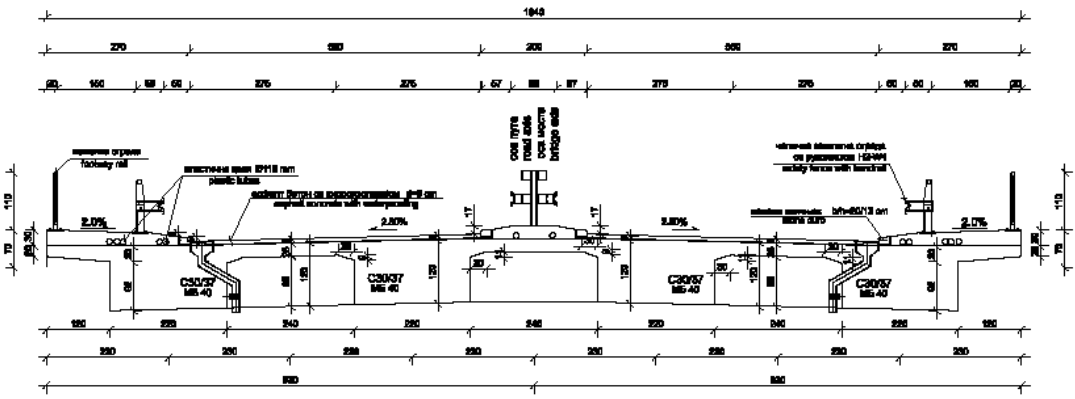
Most je u statičkom smislu kontinualna ramovska konstrukcija na četri polja, gde su krajnji stubovi dilatirani od ostatka konstrukcije.



Sl.1 Podužni presek nadvožnjaka

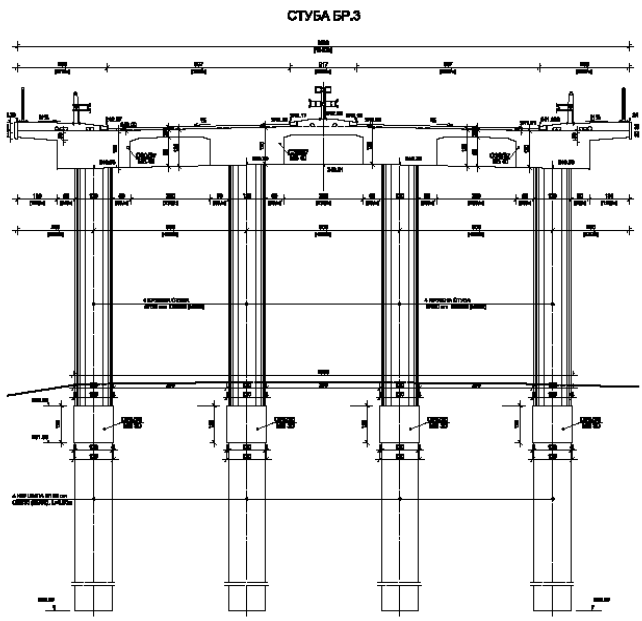
Poprečni presek nadvožnjaka sastoji se iz četri gredna armiranobetonska kontinualna nosača na međusobnom rastojanju od 4.60m, pravougaonog poprečnog preseka, konstantne visine d=1.20m, povezana armiranobetonskom pločom debljine d=25cm. Širina glavnih nosača je konstantna i iznosi 2,20m. Glavni nosači su iznad srednjeg stuba ukrućeni armiranobetonskim poprečnim nosačem širine 200cm, a u sredini polja armiranobetonskim poprečnim nosačem širine 40cm.

Predviđeno je da se rasponska konstrukcija mosta betonira na skeli.



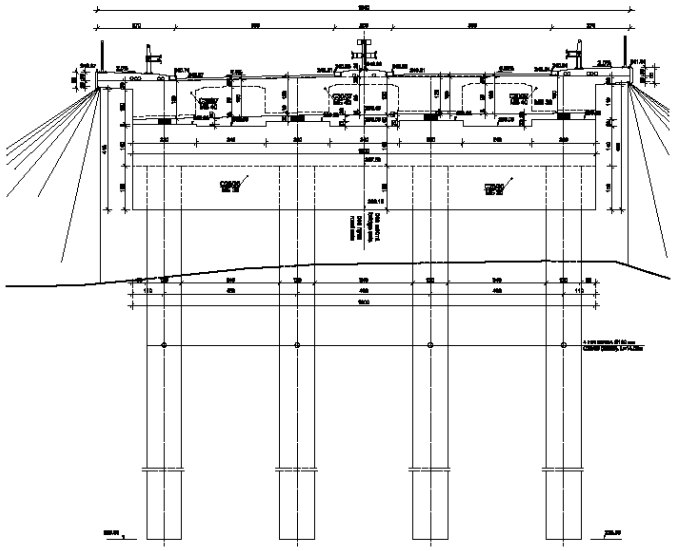
Sl.2 Karakterističan poprečni presek nadvožnjaka

Srednji stubovi su rešeni kao armirano betonski, kružnog oblika prečnika Ø120 cm 4kom. (po stubnom mestu) na međusobnom rastojanju od 460 cm. Oni su kruto vezani za rasponsku konstrukciju mostova i zajedno čine kontinualni kruti ram. Srednji stubovi se u terenu nastavljaju "bušenim" šipovima Ø120 cm . Fundiranje se izvodi do zdravog sloja stenske mase u svemu prema geološko - geotehničkom projektu.



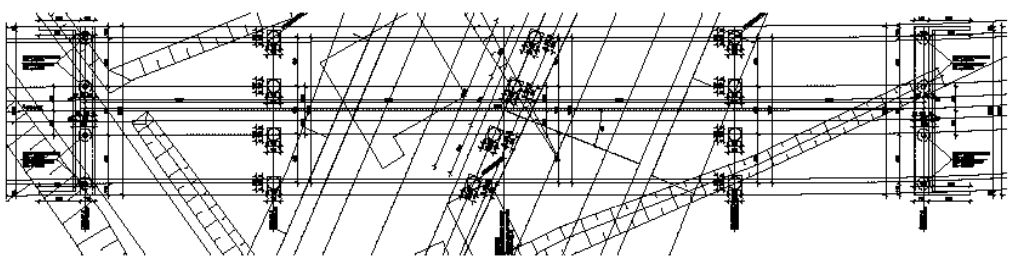
Sl.3 Poprečni presek srednjeg stuba nadvožnjaka

Krajnje stubove čini oslonačka armiranobetonska greda sa visećim krilima, prednjim i zadnjim platnom, fundirana na "bušenim" šipovima 4Ø120 cm. Kroz ove stubove propušten je nasip pod nagibom 1:1.50.



Sl.4 Poprečni presek krajnjeg stuba nadvožnjaka

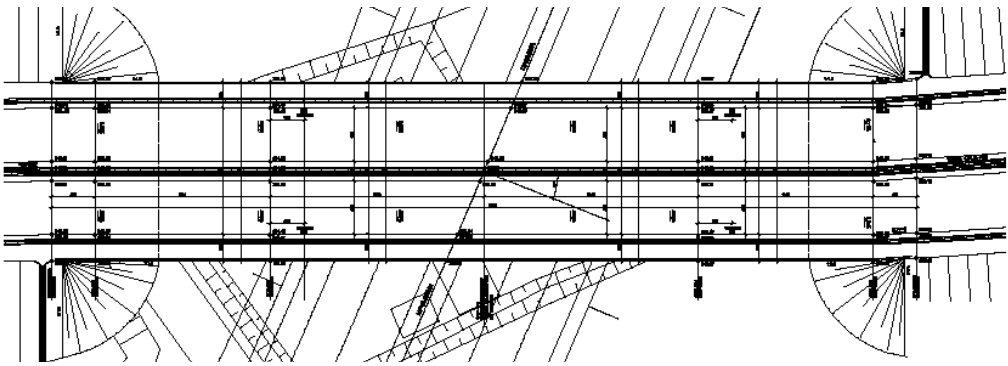
Za vezu mosta sa nasipom puta predviđena je izrada šljunčanih klinova ispod prelaznih ploča, kao i oblaganje zemljanih kegli betonskim pločama u projektovanom nagibu 1:1.5.



Sl.5 Osnova stubova nadvožnjaka

Kolovoz na mostu je od asfalt betona debljine d=8.0cm sa hidroizolacijom. Izolacija se postavlja duž kolovoza na širini 2x5.80 + 2 x 2.70+2,0= 19.00m. Kolovoz je obostrano osiguran kamenim ivičnjacima dimenzija 13/20cm izdignutim za 7cm i zaštićen odbojnim ogradama H2-W4(DIN EN 1317-2). Na spoljašnjim stranama mostova uz revizione staze su

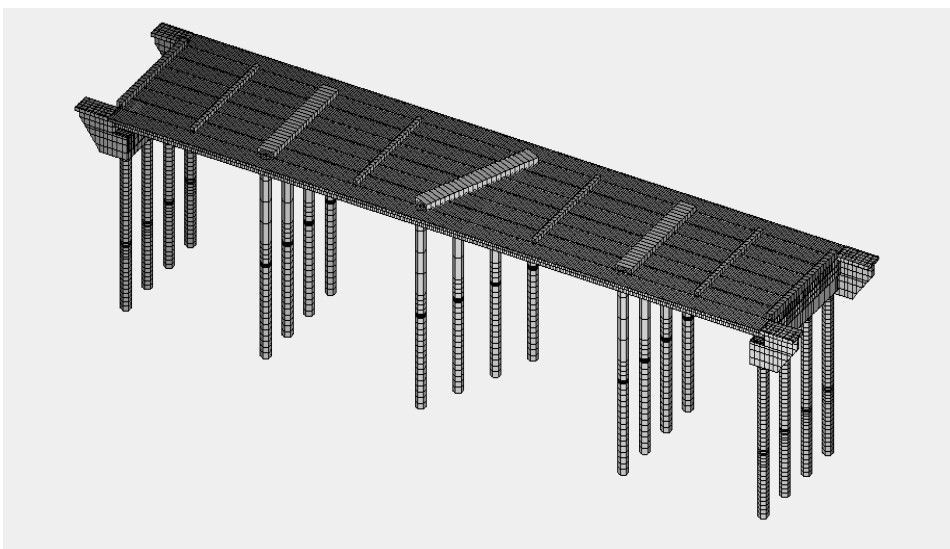
predviđene pešačke ograde od cevnih profila visine h=110 cm. U revizionim stazama je ostavljen prostor za instalacije (ukupno 10 kom plastičnih cevi ∅ 110 mm). Na ivicama konstrukcije postavljaju se montažni armirano betonski venci.



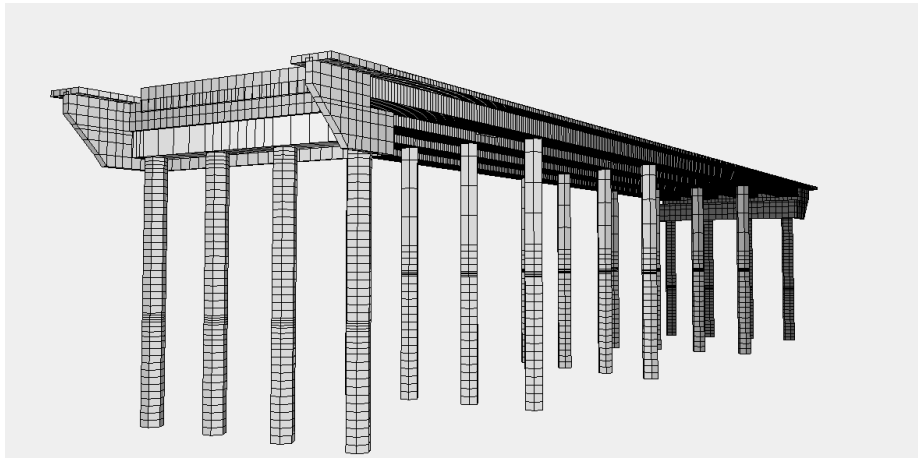
Sl.6 Pogled odozgo na nadvožnjak

3. STATIČKI PRORAČUN

Statički proračun i dimenzionisanje je izvršeno za opterećenje drumskih mostova po POM 91 i to sa teškim vozilom V600 kN. Proračun objekta je izvršen pomoću programskog paketa SOFISTIK, u kome je napravljen odgovarjući model konstrucije , na uobičajen način za ramovski sistem na četri polja sa rasprostiranjem opterećenja po celoj površini ploče.



Sl.6 Statički model konstrukcije 1



Sl.7 Statički model konstrukcije 2

Ploča može biti opterećena računskim maksimalnim opterećenjem tek po monolitiziranju, tj. betoniranju na licu mesta, odležavanju i polaganju kolovoza od asfalt betona sa hidroizolacijom. Voda sa mosta prihvata se slivnicima i rigolama koje se nalaze na početku i kraju mosta.

4 ZAKLJUČAK

Nadvožnjaci koji se projektuju u okviru putarskih petlji su specifične konstrukcije. Pošto se u okviru petlji nalazi više objekata, način njihovog projektovanja se mora sveobuhvatno sagledati. U prvom redu to se odnosi na tipizaciju konstrukcija i tehnologiju izvođenja istih u skladu sa već isprojektovanim objektima na trasi predmetne deonice. Funkcionalnost, estetika kavlitet ugrađenog materijala u konstrukciji kao i cena koštanja objekta su takođe parametri koji svi zajedno odlučuju o izboru najoptimalnijeg rešenja pri projektovanju. Teško je pomiriti sve ove zahteve koji se postavljaju pred projektanta, ali u tome se i ogleda lepota ovog posla.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR **2012.**

Goran Lazović[1], Marko Milovanović[2], Milan Bošnjaković[3]

NADVOŽNJACI U PETLJI „AVALA“NA *KRAKU 1* I *KRAKU 2* AUTOPUTA E-70/-E75 DOBANOVCI-BUBANJ POTOK

Rezime:

U radu je prikazan projekat mostova (nadvožnjaka) u kraku 1 i kraku 2 petlje „AVALA“ na autoputu E-70/E-75, sektor 6, krak 1 na km 592+070 preko autoputa i krak 2 na km 592+190,43 preko autoputa i kraka 1. Za premošćenje prepreka usvojena je mostovska konstrukcija dužine 78,00m za krak 1 i 96,90m za krak 2. Konstrukcija mosta se sastoji od armirano betonskih nosača livenih na licu mesta spojenih poprečnim nosačima i armiranobetonskim poločom. Most na kraku 1 je kruto vezan sa svim osloncima dok je most na kraku 2 kruto vezan za srednje oslonce, a tačkasto oslonjen na obalne stubove.

Ključne reči: most, petlja, armirano betonski, liveni na licu mesta, srednji stubovi, obalni stubovi

BRIDGES ON „AVALA“ BYPASS ON ROAD RAY 1 AND RAY 2 AT THE E-70/E-75 DOBANOVCI-BUBANJ POTOK

Summary:

The final bridge design for flyovers on road ray1 on km.592+070 crossing the highway, and on road ray2 on km.592+190,43 crossing the haighway and also road ray1 on „AVALA“ bypass, at the highway E-70/E-75 Dobanovci – Bubanj potok is presented in the paper. The total length of bridge for barrier crossing on the road ray1 is 78,00 m and on the road ray2 is 96,90 m. The bridge structure consists of reinforced concrete main girders casted on site, conected with secondary girders and bridge deck. The bridge on road ray1 has fixed piers and abutments with bridge supestructure, while bridge on road ray2 has fixed piers with bridge supestructure.

Key words: bridge, bypass,reinforced concrete, casted on site, piers, abutments,

[1] dipl.građ.inž, glavni inženjer Zavoda za projektovanje mostova, Institut za puteve a.d. Beograd

[2] dipl.građ.inž, inženjer Zavoda za projektovanje mostova, Institut za puteve a.d. Beograd

[3] dipl.građ.inž, inženjer Zavoda za projektovanje mostova, Institut za puteve a.d. Beograd

1 UVOD

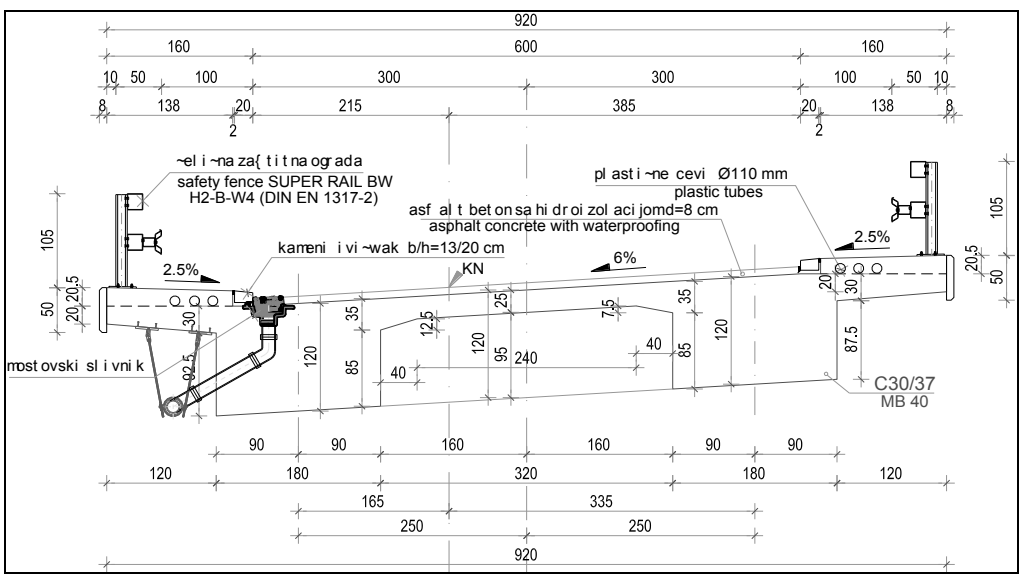
Na trasi autoputa E-70/E-75 Dobanovci – Bubanj potok u sektoru 6 nalazi se petlja „AVALA“. U sklopu petelje „AVALA“ nalaze se dva nadvožnjaka u sklopu KRAKA 1 i u sklopu KRAKA 2.

Za premošćenje prepreka usvojena je ukupna dužina konstrukcije mosta za krak 1 od 78,00m za krak 2 dužina od 96,90m.

Osovina puta na kraku 1 se ukršta sa osovinom zelenog pojasa autoputa pod uglom od 89.4° na km.592+070,06 autoputa i km. 0+297.85 kraka 1. Trasa puta na kraku 1 petlje je podeljena na dve trake širine 2,15m i 3,85m. Što daje ukupnu širina puta od 6,00m. Trasa kraka 1 se nalazi u ulaznoj kružnoj krivini i u izlaznoj prelaznoj krivini, gledano u pravcu rasta stacionaže. Niveleta puta na kraku 1 je u uzlaznoj vertikalnoj krivini i izlaznom padu nivelete od 1,0 %. Poprečni padovi kolovoza kraka 1, su jednostrani, od i_{pop}=-0,31% do i_{pop}=6,00%.

Osovina puta na kraku 2 se ukršta sa osovinom zelenog pojasa autoputa pod uglom od 88.4° na km.592+190,43 autoputa i km. 0+266.18 kraka 2. Trasa puta na kraku 2 petlje je podeljena na dve trake širine 2,15m i 3,85m. Ukupna širina puta je 6,00m. Trasa kraka 2 se nalazi u ulaznoj prelaznoj krivini, kružnoj krivini i u izlaznoj prelaznoj krivini, gledano u pravcu rasta stacionaže. Niveleta puta na kraku 2 nalazi se u uzlaznom usponu nivelete od 1,0 %, vertikalnoj krivini i izlaznom padu od 4,0 %. Poprečni padovi kolovoza kraka 2, su jednostrani, od i_{pop}=4,95% do i_{pop}=6,00%.

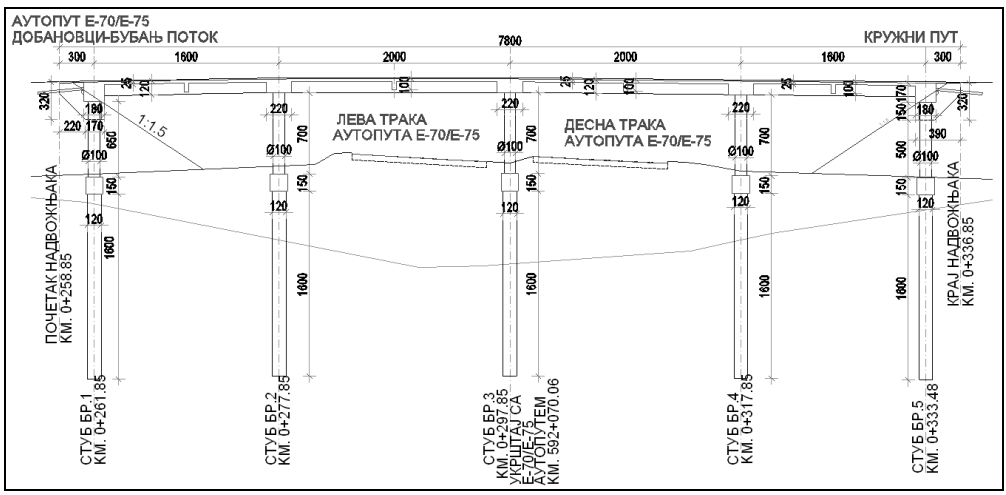
Širina nadvožnjaka je usklađena sa širinom kolovoza na kracima petlje i iznosi: širine kolovoza: su po Bk = 2,15 + 3,85 = 6,00 m, širina prostora, sa spoljašnje strane, za smeštaj ivičnjaka, zaštitne-odbojne ograde, revizione staze: po: Bs=1,00+0,50+0,10=1,60 m. Ukupna širina nadvožnjaka: B = 1,60 + 6,00 + 1,60 = 9,20 m.



Slika 1- Karakterističan poprečni presek nadvožnjaka

2 KONSTRUKCIJA MOSTA

Na kraku 1 dispozicionim rešenjem je projektovan nadvožnjak sa četiri polja raspona L=16,0+20,0+ 20,0+16,0m. Gornji stroj konstrukcija nadvožnjaka prati geometriju trase i nivelete kraka. Rasponska konstrukcija se tretira kao kontinualna na četiri polja uklještena u srednje i krajnje stubove koji se preko naglavne grede oslanjaju na šipove koji su elastično uklješteni u tlo.



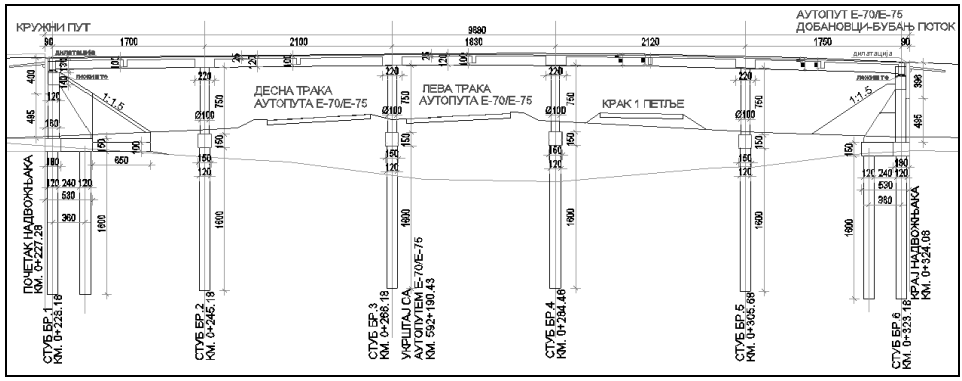
Slika 2- Podužni presek nadvožnjaka – KRAK 1

Glavna nosiva rasponska konstrukcija nadvožnjaka sastoji se iz dva gredna armirano-betonska kontinualna nosača, pravougaonog poprečnog preseka, konstantne visine d=1,20m i širine 1,80m. Glavni nosači su povezani armiranobetonskom kolovoznom pločom debljine d=25cm, koja uz glavne nosače (oslonce) ima ojačanja. Konzole pešačkih staza su promenljive debljine od 20 do 30 cm. Glavni nosači su iznad srednjih stubova ukrućeni armiranobetonskim poprečnim nosačem širine 220cm i visine 120cm, a u sredinama raspona poprečnim nosačem u polju širine 40cm i visine 100cm.

Krajnji stubovi su armirano betonski i integralni su deo rasponske konstrukcije nadvožnjaka. Sastoji se od poprečnog nosača dimenzija 180x170cm koji se oslanja na dva stuba prečnika Ø 100 cm. Oba stuba se oslanjaju na naglavnu gredu dimenzija b/d=150/150cm, dužine 9,00m. Naglavna greda se oslanja na tri HW šipa.

Srednji stubovi su rešeni kao armirano betonski kružnog oblika prečnika Ø 100 cm. Na svakom stubnom mestu u preseku su po dva stuba. Srednji stubovi su kruto vezani za rasponsku konstrukciju nadvožnjaka. Srednji stubovi se oslanjaju preko naglavnih greda na tri HW šipa Ø120 cm.

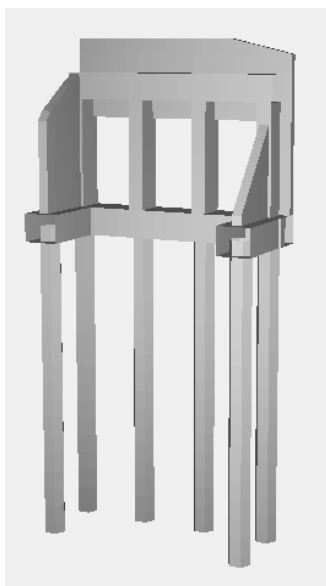
Na kraku 2 dispozicionim rešenjem je projektovan nadvožnjak sa pet polja raspona L=17,0+21,0+ 18,3+21,2+17,5m. Rasponi proizilaze kao posledica savladavanja prepreka u ovom slučaju autoputa i kraka 1 u petlji. Rasponska konstrukcija se tretira kao kontinualna na pet polja uklještena u srednje stubove koji se preko naglavne grede oslanjaju na šipove. Krajnji stubovi su projektovani kao zasebne konstrukcije.

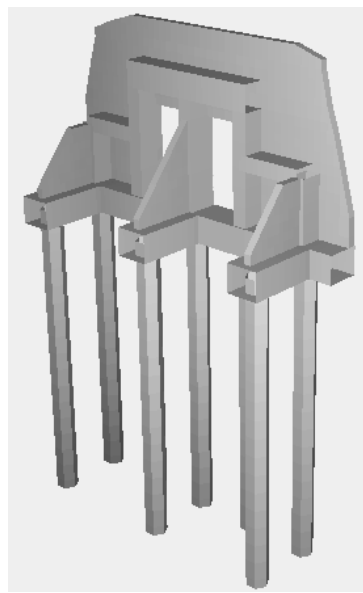


Slika 3- Podužni presek nadvožnjaka – KRAK 2

Dimenzije poprečnih nosača nad krajnjim stubovima su dilatirani od konstrukcije krajnjih stubova i oslanjaju se na po dva ležišta.

Način i dubina fundiranja, kao i potrebne dimenzije temelja, su određeni na bazi geološko – geotehničkih ispitivanja. Fundiranje oba nadvožnjaka je duboko na HW šipovima prečnika Ø120cm i dužine 16,0m. Šipovi su povezani međusobno naglavnim gredama.





Slika 4- Model krajnjeg stuba 1 – krak 2 *Slika 5- Model krajnjeg stuba 6 – krak 2*

Krajnji stub br.1 i br.6 su od armiranog betona i predstavljaju portal - ram. Sastoje se od oslonačke grede sa čeonom zavesom koja prenosi reakcije od gornjeg stroja konstrukcije na temelje. Na oslonačku gredu se nastavlja horizotalno gredno ukrućenje koje ima ulogu da omogući da svi stubovi rade zajedno. Oba spoljašnja stuba sa prednje strane konstrukcije se

nastavljaju na zidna platna(kontrafore). Ispred stubova br.1 i br.6 se razvija propusna kegla u nagibu 1:1.5, koja je presečena ka kraku 4 potpornim zidom, a iza stuba br.6 se nastavlja armirana zemlja. Iza stuba br.1 se sa strane ka kraku 4 nastavljaju potporni zidovi, a sa druge strane se propusna kegla nastavlja na nasip puta .Stub br.1 je oblikovan tako da je spoljna ivica u ravni sa potpornim zidovima kraka 2. Ovi potporni zidovi razdvajaju niveletu kraka 2 od kraka 4 petlje koji su na različitim visinskim kotama. Stub br.6 je oblikovan tako da se sa spoljnih strana stuba nastavljaju zidna platna koja drže armirano tlo.

3 STATIČKI PRORAČUN

Nadvožnjaci spadaju u II kategoriju - „drumski mostovi preko autoputa, sa širinom kolovoza Bk≥6,00m". Pri proračunu uticaja je korišćena računska šema saobraćajnog opterećenja V600, saglasno Pravilniku o tehničkim normativima za određivanje veličina opterećenja mostova (Sl. list SFRJ 1/91).

Objekat je računat za područje VIII stepena seizmičkog intenziteta, za povratni period od 200 godina, za srednje tlo.

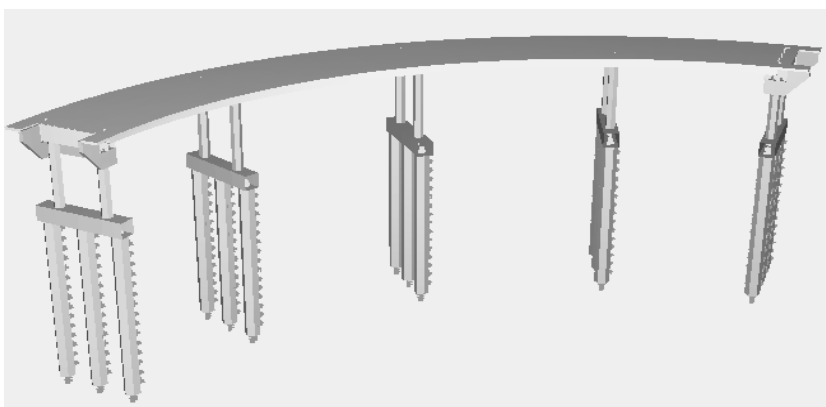
Proračun konstrukcije nadvožnjaka urađen je za prostorni ramovski sistem na četiri (pet) polja sa rasprostiranjem opterećenja po celoj površini kolovozne ploče.

Predviđeno je da se rasponska konstrukcija mosta betonira na skeli sve odjednom. Potrebno je sva polja pridržavati do očvršćavanja konstrukcije celog nadvožnjaka. Šipovi su elastično uklješteni u tlo prema parametrima za predmetno tlo dobijenih iz geomehaničkog elaborata.

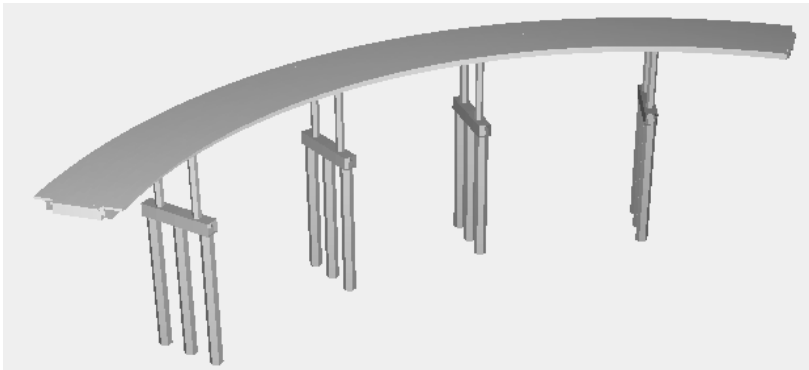
Proračun uticaja gornjeg i donjeg stroja nadvožnjaka je izvršen na računaru primenom programskog paketa SOFISTIK.

Dimenzionisanje karakterističnih preseka svih elemenata konstrukcije nadvožnjaka urađeno je prema teoriji graničnih stanja, a u saglasnosti sa Pravilnikom o tehničkim normativima za armirani beton i beton (PBAB – 87).

Za krak 2, krajnji stubovi koji su dilatirani od ostatka konstrukcije nadvožnjaka su urađeni kao zasebni portal – ramovi, svaki je prostorna konstrukcija za sebe.



Slika 6- Računski model konstrukcije – KRAK 1



Slika 7- Računski model konstrukcije – KRAK 2

4 ZAKLJUČAK

Može se primetiti da su objekti u petlji „AVALA“ dosta slični, ali principijalno različiti. U zavisnosti od uslova na krajevima mosta moralo se pristupiti izradi dva tipa konsrtukcije. Krak 1 je monolitna konstrukcija dužine 78,0m, gde su krajnji stubovi kruto vezani sa ostatkom ramovske konstrukcije. Ovakav tip konstrukcije je povoljan sa stanovišta održavanja i izvođenja. Konstrukcija je tipizirana i svi oslonci su jednaki, dok se razlikuju naglavne grede na srednjim i krajnjim stubovima. Krak 2 je monolitna konstrukcija dužine 95.0m, koja je slobodno oslonjena na obalne stubove. Posebni uslovi na krajevima kraka 2 su prouzrokovali gore prikazane konstrukcije obalnih stubova. Visina nasipa na krajevima nadvožnjaka je oko 9.0m pa je glavna ideja bila da se što veći deo kegle propusti. Sa druge strane bilo je bitno ispoštovati uslove denivelacije susednih krakova i blizine linije eksproprijacije, odnosno uslov postojanja armirane zemlje na jednom kraju mosta.

Princip koji je usvojen u rešavanju ovog problema jeste da red zategnutih šipova ima brojčano više šipova nego red pritisnutih šipova, jer je tako smanjen problem moguće pojave sile zatezanja u šipovima od uticaja usled horizontalnog pritiska zemlje. Sami kontrafori (ojačanja stubova sa prednje strane čeonog platna) su zatrpani propusnim keglama, pa ne narušavaju izgled mosta. Deo na kome postoji armirana zemlja morao je biti zatvoren.

Ovakvim odabirom krajnjih stubova dobijeno je kvalitetno konstruktivno rešenje koje se estetski uklapa u ostatak petlje.

„Problemi“ nastali tokom izrade projekta petlje „AVALA“ su posledica preterano „uzane“ eksproprijacije u zoni petlje. Posledice takve eksproprijacije se ogledaju u tome da su kraci petlje blizu jedan drugom, sa dosta visinski različitim niveletama, pa zahtevaju potporne zidove izmedju krakova. Takođe, primena armirane zemlje na delu petlje je uzrok nepostojanja mesta za razvijanje klasične strane nasipa. Na određenim mestima je bilo potrebno nasip prihvatiti potpornim zidovima kako bi se ispoštovala linija eksproprijacije.

Pored ovih problema, jedan od vodećih problema jeste postojanje mogućeg klizišta na lokaciji petlje, pa se sanaciji tog problema mora obratiti posebna pažnja.

Možemo zaključiti da projektovanje objekata i trase puta počinje mnogo ranije nego sa početkom izrade projekta i da racionalnost i kvalitet projekta dosta zavise od pravilnog pozicioniranja objekata i dozvoljene širine eksproprijacije.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Duško Lučić[1], Marija Jevrić[2], Mladen Muhadinović[2], Milivoje Rogač[3], Srđa Aleksić[4], Biljana Šćepanović[4]

EKSPERIMENTALNA I TEORIJSKA ANALIZA NOSIVOSTI DIJAGONALA KROVNOG REŠETKASTOG NOSAČA

Rezime:

Analizirana je nosivost tri dijagonale krovnog rešetkastog nosača industrijske hale na Cetinju koja je doživjela kolaps kompletnog konstruktivnog sistema u februaru 2012. god, zbog snijega koji je pao u intenzitetu daleko većem od projektovanog. Analiza je urađena eksperimentalno i teorijski. Eksperimentalno je određena dužina izvijanja, kao ključni i najvažniji parametar, sa najvećim uticajem na određivanje modela kolapsa konstrukcije i proračuna intenziteta snijega pod kojim se desio lom objekta. Rezultati eksperimenta pokazuju da se dijagonala rešetkastog nosača zavarena za pojaseve ne može tretirati kao element sa zglobovima na krajevima.

Ključne riječi: eksperimentalno istraživanje, izvijanje, opterećenje snijegom

EXPERIMENTAL AND THEORETICAL ANALYSIS OF CARRYING CAPACITY OF ROOF TRUSS GIRDER DIAGONALS

Summary:

Carrying capacity of three diagonals of roof truss girder in the industrial hall in Cetinje has been analysed experimentally and theoretically. Complete structure of industrial hall collapsed in February 2012, due to snow intensity much higher than design value. Effective length of buckling has been determined experimentally, as the key and the most important parameter, with highest influence on determination of collapse model of structure as well as on calculation of snow intensity which caused collapse. Experimental results show that diagonal of truss girder which is welded with chords can not be considered as an element with hinge ends.

Ključne riječi: experimental research, buckling, snow load

[1] Dr, dipl.inž.građ, redovni profesor, Građevinski fakultet, Univerzitet Crne Gore, Podgorica, Crna Gora
[2] Spec.građ, saradnik, Građevinski fakultet, Univerzitet Crne Gore, Podgorica, Crna Gora
[3] Mr, dipl.inž.građ, saradnik, Građevinski fakultet, Univerzitet Crne Gore, Podgorica, Crna Gora
[4] Dr, dipl.inž.građ, docent, Građevinski fakultet, Univerzitet Crne Gore, Podgorica, Crna Gora

1. UVOD

Nakon urušavanja konstrukcije industrijskog objekta na Cetinju, urađena je ekspertska analiza i utvrđeni su razlozi zbog kojih je došlo do rušenja objekta. Osnovni razlog rušenja objekta je snijeg koji je u tom periodu pao sa neočekivanim intenzitetom, kao i određene neusaglašenosti između projektnih pretpostavki i realizovane grafičke dokumentacije, što je dovelo do određenog snižavanja koeficijenta sigurnosti konstrukcije globalno (sl. 1 i 2).





Slike 1 i 2: Industrijska hala nakon rušenja

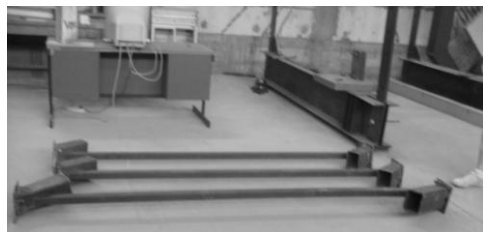
U ekspertizi je teorijski određena težina sniježnog pokrivača pri kojoj je došlo do loma konstrukcije. Ovaj podatak zasniva se na proračunu u kome su usvojene određene projektantske pretpostavke, koje se mogu staviti pod znak pitanja i za koje se ukazala potreba za eksperimentalnim dokazivanjem. Jedan od ključnih i najvažnijih parametara, sa najvećim uticajem na rezultat, je dužina izvijanja pritisnutih dijagonala. Teoretski i u projektnoj dokumetaciji dijagonale su tretirane kao štapovi ispune rešetki sa zglobovima na krajevima. Ova pretpostavka podrazumijeva da je dužina izvijanja dijagonala jednaka njenoj sistemskoj dužini i u ravni rešetke i van ravni rešetke. Konstrukcija rešetkastih krovnih vezača je izvedena u zavarenoj izradi. Dijagonale su direktno (bez čvornih limova) zavarene za pojasne štapove, ugaonim šavom u krug. I dijagonale i pojasni elementi su projektovani kao kvadratni kutijasti profili, ali sa znatno različitim krutostima. Ova realna situacija je osnov za preispitivanje stvarnih graničnih uslova dijagonalnih elemenata.

U eksperimentalnom istraživanju analizirano je da li je zavarivanje utiče ili koliko utiče na dužinu izvijanja pritisnutih dijagonala.

2. KONCEPT EKSPERIMENTALNOG ISTRAŽIVANJA

Iz objekta su izvučene tri neoštećene dijagonale krovnih rešetki. Isječene su u cjelosti sa dijelovima pojasnika za koje su zavarene (sl. 3). Sve tri dijagonale su različite dužine. U laboratoriji su dijelovi pojasnika obrađeni tako da se zadrži efekat uklještenja dijagonala u pojasnike, a sa druge strane da se obezbijedi laboratorijsko ispitivanje dijagonala u punoj sistemskoj dužini. Na krajevima je zavarena odgovarajuća ležišna ploča, uslovljena laboratorijskom opremom i alatima.

Elementi su pojedinačno izlagani sili pritiska do konačnog gubitka nosivosti. Cilj je bio da se eksperimentalno elasto plastične deformacije izvijenog elementa dovedu do jasnih rezidualnih deformacija, pomoću kojih se može prepoznati i odrediti dužina izvijanja pritisnutog elementa.



Slika 3: Tri dijagonale obrađene za ispitivanje

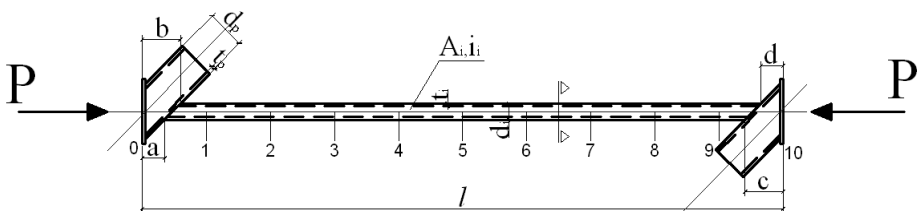
Dužina izvijanja, koja se definiše kao dužina sinusnog polutalasa na izvijenom elementu, može se prepoznati na slici rezidualnih deformacija elementa koji je izgubio stabilnost. Drugi postupak je da se dužina izvijanja proračuna na osnovu poznate sile loma. U ovom radu prikazuju se rezultati dobijeni drugim postupkom.

Na kraju su sile loma upoređene sa silama dobijenim u ekspertizi. Eksperiment treba da da zaključak da li je intenzitet snijega pri kome se srušio objekat realno procijenjen ili je bio nešto veći.

3. ANALIZIRANI PARAMETRI I MJERENJA

Na slici 4, daje se prikaz ispitivanog elementa sa usvojenim obilježavanjima:

l - teorijska sistemska dužina pritisnutog elementa,
d_p - visina kvadratnog kutijastog poprečnog presjeka pojasnika,
d_i - visina kvadratnog kutijastog poprečnog presjeka ispitivane dijagonale,
t_p - debljina rebra pojasnika,
t_i - debljina rebra dijagonale,
a,b,c,d - karakteristične dimenzije veze dijagonale za pojasnike,
P - opterećenje.



Slika 4: Usvojena obilježavanja na pritisnutoj dijagonali

U tabeli 1, daju se izmjerene dimenzije ispitnih elemenata, sa sračunatim karakterističnim geometrijskim karakteristikama. U tabeli 2, daju se parametri za računanje sila izvijanja za dva karakteristična slučaja - zglobna veza i puno uklještenje. Sile izvijanja se računaju za krivu izvijanja "C" i bez koeficijenata sigurnosti.

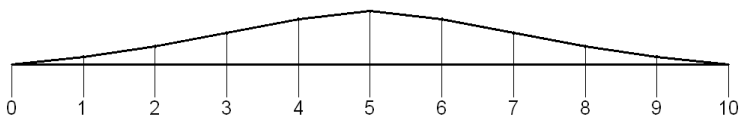
Tabela 1 - Pregled izmjerenih i sračunatih parametara u eksperimentalnom istraživanju

br.	l [mm]	a [mm]	b [mm]	c [mm]	d [mm]	d_p [mm]	d_i [mm]	t_p [mm]	t_i [mm]	A_i [cm^2]	i_i [mm]
1	2837	114	190	178	120	140/120	50/50	5	3.5	6.195	18.1
2	2525	95	162	138	76	140/120	50/50	5	3.5	6.195	18.1
3	2522	92	152	155	70	140/120	50/50	5	3.5	6.195	18.1

Tabela 2 - Parametri za računanje sila loma za slučaj zglobne veze i za slučaj punog uklještenja

br.	β	$\lambda_i = \beta\, l/i_i$	$\sigma_{i,doz.}$ [kN/cm^2]	$P = \sigma_{i,doz.} A_i$ [kN]	β	$\lambda_i = \beta\, l/i_i$	$\sigma_{i,doz.}$ [kN/cm^2]	$P = \sigma_{i,doz.} A_i$ [kN]
1	1.0	149.3	6.79	36.51	0.5	74.65	15.9	85.98
2	1.0	132.89	8.13	43.98	0.5	66.445	17.16	92.85
3	1.0	132.74	8.13	43.98	0.5	66.37	17.18	92.95

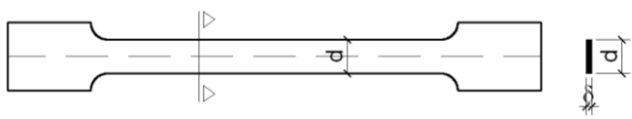
Kontrola nanijetog opterećenja i sila loma registruju se pomoću mjerača sile. Rezidualne deformacije su izmjerene u desetinama raspona (sl. 4 i 5). Na podu laboratorije nacrtane su konture ispitnog elementa u nedeformisanom obliku, a nakon loma i u deformisanom obliku. Izvijena kontura se može matematički predstaviti polinomom uz pomoć izmjerenih pomjeranja unaprijed definisanih tačaka.



Slika 5: Tačke mjerenja rezidualnih deformacija

Kontrola kvaliteta materijala urađena je na dva ispitna tijela, koji su u kidalici izloženi sili zatezanja do loma. Ispitna tijela su izrezana iz elemenata porušene konstrukcije. Na slici 6 i u tabeli 3 daju se dimenzije i rezultati ispitivanja.

Na osnovu rezultata ispitivanja može se sa sigurnošću konstatovati da je materijal od koga je urađena konstrukcija S235 (Č.0361).



Slika 6: Ispitni uzorak sa usvojenim obilježavanjem

Tabela 3 - Dimenzije ispitnih uzoraka i rezultati testa istezanja

br.	d [mm]	δ [mm]	A_i [cm^2]	P [kN]	$\sigma_{gr} = P/A$ [kN/cm^2]
1	39.0	4.7	1.8330	67.20	36.60
2	40.5	4.7	1.9035	71.60	37.61

4. RADNI PROSTOR, NAČIN I TOK ISPITIVANJA

Eksperimentalno istraživanje urađeno je na Građevinskom fakultetu u Podgorici, u Laboratoriji za dinamička ispitivanja.

U prvom koraku izvršeno je neophodno mjerenje dimenzija ispitnih elemenata. Zatim je na podu iscrtana kontura dijagonale u jednoj i drugoj ravni sa kontrolnim tačkama u desetinama raspona.

Nakon pripremnih mjerenja i aktivnosti, element je postavljen u posebni ram u kome se vrši nanošenje sile pritiska (sl. 7).



Slika 7: Uzorak u ramu pripremljen za ispitivanje



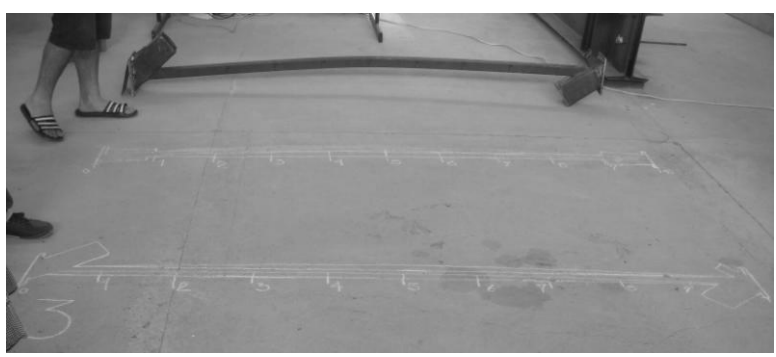
Slika 8: Uzorak pod opterećenjem nakon izvijanja

Opterećenje se dodaje pomoću hidraulične pumpe i prese (kapaciteta 800 *kN*). Visina opterećenja registruje se pomoću digitalnog mjerača sile. Očitavanje vrijednosti sa mjerača sile vrši se pomoću statičkog mjernog mosta. Sa mjernog mosta, uz pomoć specijalizovanog softvera podaci se skladište u kompjuter i prate na monitoru.

Opterećenje je nanošeno postepeno i u inkrementima sa stalnim registrovanjem visine nanijete sile. U trenutku elastičnog izvijanja registrovana je sila loma. Nakon izvijanja i gubitka nosivosti, opterećenje je zadržano u određenoj mjeri da bi se obezbijedila trajna deformacija pritisnutog elementa. Brzina nanošenja opterećenja je oko 0.05 *kN/s*.

5. REZULTATI

Nakon dostizanja granične sile element je rasterećen i na njemu je registrovana primjetna trajna deformacija (sl. 8). Na iscrtanoj silueti nedeformisanog nosača iscrtana je i silueta deformisanog nosača po x i y osi (sl. 9). Izmjerena su pomjeranja u zadatim tačakama za sva tri uzorka, tabela 4.



Slika 9: Uzorak nakon ispitivanja sa nedeformisanim i deformisanim konturama

Tabela 4 - Izmjerena pomjeranja tačaka u x i y pravcu za sva tri uzorka dijagonala

Tačke	UZORAK 1		UZORAK 2		UZORAK 3	
	x-osa (mm)	y-osa (mm)	x-osa (mm)	y-osa (mm)	x-osa (mm)	y-osa (mm)
0						
1	26	23	10	12	14	0
2	27	38	13	23	18	21
3	33	48	13	30	13	21
4	33	64	14	35	23	25
5	33	75	16	37	18	28
6	30	65	15	36	21	27
7	29	55	14	24	18	28
8	17	33	5	17	16	16
9	13	13	0	0	11	0
10						
MJERENA SILA (kN)	**53**		**79**		**81**	

Na osnovu izmjerene sile loma, proračunat je stvarni koeficijent dužine izvijanja prema JUS U.E7.081/86, obrnutim postupkom, ne uzimajući u obzir koeficijente sigurnosti. Stvarni koeficijent dužine izvijanja iznosi $\beta = 0.668$.

6. ZAKLJUČCI

Dijagonala rešetkastog nosača zavarena za pojaseve ne može se tretirati kao element sa zglobovima na krajevima, što je eksperimentalno i dokazano. Pomoću izmjerene sile i poznatih geometrijskih karakteristika štapa, obrnutim postupkom proračuna, dobijen je koeficijent dužine izvijanja β čija se vrijednost nalazi između vrijednosti 0.5 i 1.0 (0.668). Kao posljedica toga izmjerena sila izvijanja je veća od sile sračunate sa pretpostavkom zglobne veze.

Ako se dijagonale analiziraju sa $\beta = 1.0$, lom konstrukcije industrijske hale, dešava se usljed izvijanja para kritičnih dijagonala, zatim formiranjem plastičnih zglobova u pojasevima i propagacijom loma cijele krovne konstrukcije. Kritična vrijednost snijega u ovom slučaju je $s = 0.89$ kN/m^2.

U slučaju analize sa $\beta = 0.668$, lom konstrukcije industrijske hale dešava se na posve drugačiji način - izvijanjem srednjih gornjih elemenata pojasnih štapova. Ni jedna dijagonala ne gubi stabilnost u trenutku kolapsa konstrukcije. U ovom slučaju intenzitet snijega u trenutku loma krovne konstrukcije je $s = 1.75$ kN/m^2. Mjerenja na terenu ukazuju da je težina snijega na Cetinju u februaru 2012. godine bila daleko iznat projektovane (600 m.n.v, $s = 1.00$ kN/m^2) i da je približno odgovarala ovdje sračunatoj vrijednosti.

Rad na sređivanju rezultata eksperimentalnog istraživanja nije završen. U nastavku će se geometrijski analizirati dužina izvijanja na osnovu mjerenja zaostalih deformacija i pokušaće se utvrditi određena analogija sa skraćivanjem sistemske dužine dijagonale u proračunu zbog: zavarivanja, kosog zasijecanja i dimenzija pojasnog nosača. Proračun će u nastavku biti urađen prema Evrokod normama.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Miloš Lazović[1], Biljana Canić[2], Marija Lazović[3], Janko Radovanović[4]

IZGRADNJA PODZEMNOG DELA KONSTRUKCIJE POSLOVNOG OBJEKTA U PODGORICI

Rezime

U centralnom delu Podgorice, projektovana je i izvodi se konstrukcija objekta koji ima 5 podzemnih i 6 nadzemnih etaža. Pošto je teren veoma čvrst, pa je izuzetno teško izvođenje šipova ili dijafragmi po obodu jame, projektovano je rešenje kog koga se obodni zid izvodi od montažnih armiranobetonskih elemenata. Na ovaj način ukupna debljina obodnog zida je 30cm. Unutar objekta izvedeni su bunari u koje su ugrađeni montažni stubovi objekta U ovom radu, prikazan je način izgradnje konstrukcije podzemnog dela objekta . Metoda izgradnje, tzv. "top down" metoda, dovela je do značajnih poboljšanja u odnosi na klasičan način izvođenja.

Ključne reči: "top down" sistem gradnje, temeljna jama, potporni zid, bunari.

CONSTRUCTION OF UNDERGROUND PART OF THE OFFICE BUILDING IN PODGORICA

Summary

In the central part of Podgorica, it is designed and constructed the building that has 5 underground and 6 aboveground levels. Since the ground is very hard, so it is extremely difficult to perform piles or diaphragm on the edge of the pit, the solution is designed in which perimeter wall is constructed from prefabricated reinforced concrete elements. This way, total thickness of the perimeter wall is 30cm. Inside the building, wells were constructed in which prefabricated columns were built-in. In this Paper, we have shown method of construction for underground levels, so called "top down" method. This method has led to significant improvements over traditional pit protection methods of constructions..

Key words: ‘’top down" method, pit protection, retaining wall, wells

[1] Dr,dipl.inž.građ., profesor, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd
[2] dipl.inž.građ., "FUNDAMENT-MB" d.o.o., Beograd
[3] dipl.inž.građ., asistent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd
[4] dipl.inž.građ., "FUNDAMENT-MB" d.o.o., Beograd

UVOD

U periodu od decembra 2011. godine do septembra 2012. godine izvođeni su radovi na izradi podzemnog dela konstrukcije poslovnog objekta dup NOVA VAROŠ u Podgorici. Izvođenje ovih radova povereno je preduzeću "Fundament-Montenegro" d.o.o. iz Podgorice, specijalizovanoj firmi za izvođenje zaštitnih konstrukcija temeljnih jama i podzemnih konstrukcija, kao i za rešavanje specijalnih problema fundiranja objekata.

Objekat je lociran u gradskom jezgru, na uglu Bulevara Ivana Crnojevića i Stanka Dragojevića. Objekat se izvodi neposredno uz postojeći objekat NLB banke, koji ima jednu podzemnu etažu i pretstavlja njeno proširenje. Neposredno uz navedeni objekat, sa drugih strana nalaze se objekti čija je kota fundiranja znatno iznad kote fundiranja novog objekta. Osnova objekta je u obliku slova G , dimenzija približno 40,00 x 30,00 metara i površine oko 800,00 m^2. Karakteristični raster između stubova objekta su od 5.00 do 8.00m. Objekat ima pet podzemnih i šest nadzemnih etaža. Na toj lokaciji teren je relativno ravan. Tavanice objekta projektovane su kao pune ploče debljine 25cm sa relativno malim kapitelima oko stubova. Najveća dubina iskopa u odnosu na kote uličnih trotoara je oko 15.70 metara, što znači da se radi o veoma dubokom iskopu. Jasno je da je s'obzirom na lokaciju objekta, susedne objekte i na dubinu ukopavanja, iskop potrebno vršiti pod zaštitom potporne konstrukcije. S' obzirom na sastav i osobine tla kao i na to da su dimenzije lokacije male i da je potrebno da zaštitna konstrukcija zauzme što je moguće manje prostora, usvojeno je direktno izvođenje zida zaštitne konstrukcije debljine 30cm.

S'obzirom na dubinu iskopa, a kako je potrebno zadovoljiti uslov da deformacije zaštitne konstrukcije i okolnog tla budu male i da usled njih ne dođe do pojave oštećenja na susednim objektima, neophodno je izvršiti razupiranje zaštitne konstrukcije temeljne jame konstrukcijom unutar objekta. Uticaji u obodnim zidovima zaštitne konstrukcije sračunati su za različite dubine iskopa po fazama i različite nivoe podupiranja. Pošto je ispitivanjima utvrđeno da je NPV na dubini od oko 19.00 metara od površine terena, podzemna voda ne utiče na radove na zaštiti temljne jame. Pored bočnih pritisaka tla , na konstrukciju zaštite temeljne jame deluju i bočni pritisci tla od opterećenja koja se preko temelja postojećih susednih objekata prenose na tlo.

1 OPIS USVOJENOG REŠENJA ZAŠTITE TEMELJNE JAME

Na osnovu podataka iz Geomehaničkog elaborata, geološko/geotehničku konstrukciju terena, idući odozgo na dole čine sledeće litološke članice:

- Deluvijalna glina (dg) pretstavlja mlađe kvartarne naslage od gline sa drobinom i manjim sadržajem peska i šljunka, tamno braon boje, debljine oko 1.50m. Ovaj sloj prekriva kompletan teren. Pošto se iskopom ovaj sloj u potpunosti uklanja on nije od interesa za zaštitu jame i fundiranje objekta.
- Glacijoaluvijalni sedimenti, čine ga peskoviti šljunak sa pojedinačnim većim valucima, u slojevima vezan ili nevezan ali dobro zbijen. Debljine proslojaka su oko 0.50m. U proslojcima koji su vezani šljunkovi prelaze u konglomerate sa karbonatnim vezivom. Ovaj sloj spada u III i IV kategoriju prema težini iskopa. Vezani proslojci ne mogu se direktno kopati bagerima već je potrebno prethodno razbijanje ovih proslojaka

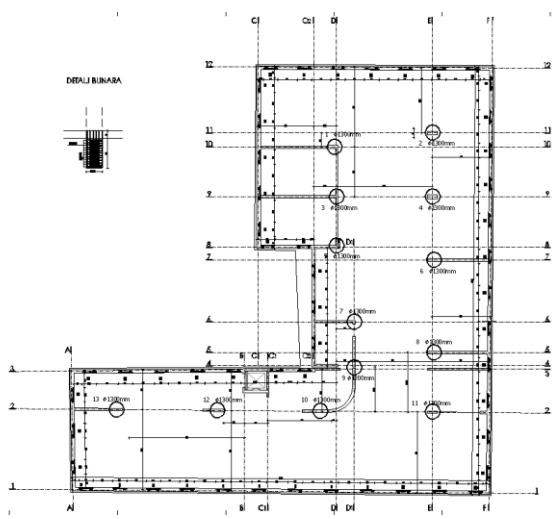
hidrauličkim čekićima. Takođe, izvođenje bušenih šipova ili dijafragmi u ovakvim slojevima je veoma teško, sporo i skupo.

Imajući u vidu sastav i osobine tla u kojima je veoma teško izvoditi šipove ili dijafragme kao projektaknti opredelili smo se za rešenje zaštite temeljne jame kod koga se direktno izvodi zaštitni zid u tlu. Ovakvo rešenje je povoljno jer je ukupna debljina zaštitne konstrukcije zajedno sa obodnim zidom objekta 30cm. Na taj način ne gubi se mnogo prostora kao kod primene šipova ili dijafragmi gde je obično debljina zaštitne konstrukcije i obodnog zida oko 1.00m. Po obodu temeljne jame, izvodi se zaštitni zid temeljne jame od montažnih armiranobetonskih elemenata. Ovi elementi se mogu izvoditi i na licu mesta, tako što se direktno betoniraju u tlu.

Na mestima budućih stubova objekta izvedeni su bunari Φ1300mm, koji se iznad temeljne ploče izvedeni kao armiranobetonski stubovi, a ispod kote temeljne ploče bunari su ispunjeni armiranim betonom. Ovi bunari projektovani su tako da pre aktiviranja temeljne ploče mogu da prihvate opterećenje od 5 podzemnih i 4 nadzemne tavanice.

Razupiranje zaštitne konstrukcije vrši se tavanicama objekta koje se izvode sukcesivno sa napredovanjem iskopa odozgo na dole.

Na slici br. 1, prikazana je osnova objekta. Po obodu objekta izvode se montažni armiranobetonski elementi, a unutar objekta na stubnim mestima izvedeno je 13 bunara prečnika 1300mm.

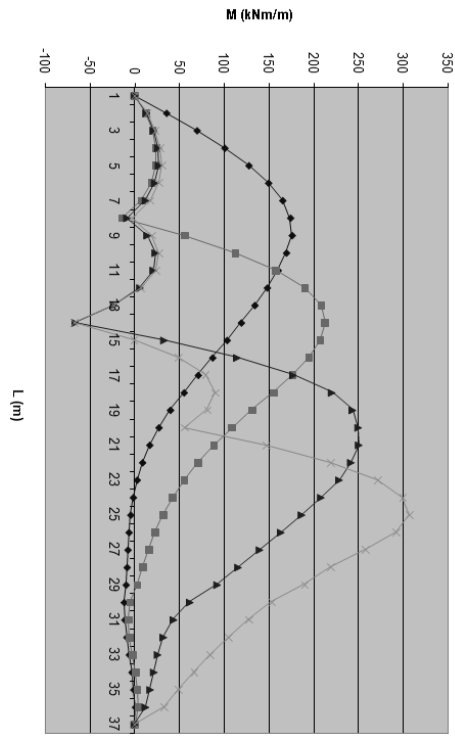


Slika 1.

2 PRORAČUN ZAŠTITNE KONSTRUKCIJE

Kao što je prethodno rečeno zaštitna konstrukcija koja se izvodi u obliku zavese od montažnih elemenata, računata je prema fazama izvođenja radova. Kao opterećenje u početnoj fazi na zaštitnu konstrukciju deluju bočni pritisci tla u stanju mirovanja. U ovoj fazi to je ravnotežno opterećenje koje deluje sa obe strane izvedenih montažnih elemenata obodnog zida. Usled iskopa uklanjaju se bočni pritisci tla sa unutrašnje strane kao i opterećenje od težine

iskopanog tla, pa se usled toga narušava ravnoteža i dolazi do pomeranja zaštitne konstrukcije sve dok se ne uspostavi novo ravnotežno stanje. Pri ovome menjaju se bočni pritisci tla sa obe strane zaštitne konstrukcije. Proračun zaštitne konstrukcije vrši se po metodi ekvivalentnog rama, pri čemu se iskop izvodi u slojevima relativno male debljine. Ovo odgovara inkrementalnom postupku proračuna pri čemu se promene naponsko-deformacijskih stanja sabiraju sa prethodnim stanjima i u okviru iterativnog proračuna određuje novo ravnotežno stanje. Pri ovome u zavisnosti od promene naponskog stanja u tlu menjaju se i moduli u tlu. Kao rezultati proračuna dobijaji se pomeranja zaštitne konstrukcije, naponi u tlu sa obe strane obodnog zida kao i momenti savijanja u zidu i veličine reakcija u osloncima. Na slici br. 2, prikazani su dijagrami momenata savijanja u obodnom zidu u obliku anvelope uticaja zavisno od faza izvođenja. Na osnovu ovih uticaja, izvršeno je dimenzionisanje zida i određena potrebna armatura u njemu.



Slika 2.

3 IZVOĐENJE ZAŠTITNE KONSTRUKCIJE

U narednom delu biće detaljno opisan način izvođenja zaštitne konstrukcije temeljne jame i podzemnog dela konstrukcije objekta. U početnoj fazi po obodu temeljne jame vrši se bagerima iskop jama dubine oko 6.00m i širine oko 1.50m. Pošto je tlo vezano u obliku konglomerata, ovaj iskop se vrši sa prethodnim razbijanjem proslojaka pikamerima. Bočne strane ovih jama su stabilne i nije potrebno nikakvo podgrađivanje. U jame se spuštaju

montažni armiranobetonski elementi obodnog zida. Jame ispred montažnih elemenata zatrpavaju se materijalom iz iskopa. Sa zadnje strane, prostor između rebara i iskopanog tla popunjava se betonom na licu mesta. Na ovaj način, eleminiše se zazor između iskopanog tla i montažnih elemenata. Zatim se ugrađeni elementi međusobno povezuju veznom gredom, koja se izvodi iznad njih. Posle ovoga, vrši se iskop između elemenata do dubine prve tavanice i vrši se betoniranje zida između elemenata. Na ovaj način kompletirano je izvođenje zaštitne konstrukcije temeljne jame za iskop dubine prve podzemne etaže. U ovoj fazi zid se ponaša kao konzolni nosač koji je uklješten u tlo.

U prvoj fazi vrši se iskop do ispod tavanice -1. Sa ovoga nivoa na stubnim mestima izvedeni su bunari prečnika Φ1300mm. Iskop za ove bunare vršen je ručno uz razbijanje čvrstih proslojaka kompresorima. Kao zaštita od obrušavanja u iskopani prostor spuštane su čelične cevi. Na slici br. 3, prikazan je način spuštanja montažnog stuba u bunar. Stub je izveden kao montažni dužine oko 12.00m, kod koga su na mestima tavanica ostavljeni otvori za spoj sa njima. Težina ovih elemenata je oko 120kN, pa je za njihovo podizanje i spuštanje u bunar korišćena autodizalica čija je nosivost oko 700kN. Pomoću specijalnih čeličnih elemenata vršeno je centrisanje stuba i podešavanje njegove vertikalnosti. Pošto je težište stuba znatno niže od mesta kačenja, stub se u ovoj fazi ponaša kao visak pa je njegova vertikalnost zagarantovana.



Slika 3.

Preko pripremljene podloge izveden je roštilj od čeličnih profila. Preko ovih profila montirane su drvene grede, a preko njih ploče od vodootpornog špera. Ove oplate izvedene su od segmenta približne površine oko 60m^2. Na svakom segmentu ostavljeno je po četiri otvora sa zategama pomoću kojih je vršeno spuštanje oplate. Zatim je montirana armatura i izvedeno betoniranje tavanice -1. Posle toga na klasičan način izvedeni su stubovi i zidovi prve podzemne etaže i izvedena tavanica na nivou 0.00 . Na ovaj način formirana je jedna relativno

kruta kutija od armiranog betona koja je oslonjena na obodne i unutrašnje stubove. Ova kutija je u stanju da prihvati bočna opterećenja tla od sopstvene težine tla kao i usled težina susednih objekata. Posle ovoga izvođenje radova na objektu vršeno je po "top down" metodi.

U nastavku radova, vrši se kontinuirani iskop ispod izvedenih tavanica. Kada je dubina iskopa ispod izvedene tavanice veća od spratne visine, vrši se iskop jama i montaža drugog reda elemenata obodnog zida. Jame se sa prednje strane zatrpavaju materijalom iz iskopa. Ovi elementi se izvode između elemenata zida prvog nivoa. Da bi se došlo do dna jame potrebno je izvesti tri reda elemenata obodnog zida po visini. Izvođenje ovih elemenata je slično kao izvođenje podziđivanja temelja, s' tim što su elementi smaknuti po visini i oni naizmenično prihvataju vertikalno opterećenje od sopstvene težine izvedenog objekta. Po završetku izvođenja ovih elemenata obodnog zida izvodi se hidroizolacija od penetrata. Pošto je pri izviođenju teško postići zahtevanu geometriju ispred ovog zida izvodi se izravnjavajući zid debljine 10cm, od SCC betona.

Prethodno opisani postupak iskopa, montaže oplate i armature kao i betoniranja tavanica i ostalih elemenata podzemnog dela konstrukcije objekta nastavljen je dalje u kontinuitetu. Ovo znači da beton tavanica nije potrebno da očvrsne da bi se nastavilo sa iskopom ispod nje.

Paralelno sa izvođenjem radova na podzemnom delu objekta mogu se izvoditi radovi i na nadzemnom delu objekta.

4 ZAVRŠNI KOMENTARI

Na osnovu prethodno izloženog, može se zaključiti da je primenjeni način izvođena radova na podzemnom delu konstrukcije objekta po metodi "top-down" u potpunosti opravdao sva očekivanja.

– Za vreme izvođenja ovako složenih radova ostvarena je u svim fazama potrebna sigurnost i stabilnost zaštitne konstrukcije temeljne jame i susednih objekata. Sprovedena merenja i ispitivanja u toku izvođenja radova koja su redovno vršena dokazala su da se ponašanje susednih objekata, kao i novoizgrađenog objekta sa zaštitnom konstrukcijom temeljne jame u svim fazama izvođenja dobro slažu sa rezultatima proračuna, odnosno da su pomeranja manja od očekivanih.

– Ovakav način građenja pruža mogućnost izvođenja dubokih iskopa i u čvrstim sredinama gde nije moguće izvođenje šipova ili dijafragmi.

– Debljina izvedenog obodnog zida je ukupno 30cm, pa je na taj način postignuta značajna ušteda prostora, što je izuzetno važno kod objekata manjih dimenzija.

LITERATURA

[1] Lazović, M. & Canić, B. " Rešenja i tehnička razrada karakterističnih detalja za potrebe izvođenja podzemnog dela konstrukcije objekta u Ruzveltovoj ulici u Beogradu po sistemu TOP DOWN gradnje (šest podzemnih etaža), Beograd, 2006. god.

[2] Lazović, M. & Canić, B. " Rešenja i tehnička razrada karakterističnih detalja za potrebe izvođenja podzemnog dela konstrukcije objekta u Varšavskoj ulici u Zagrebu po sistemu TOP DOWN gradnje (šest podzemnih etaža), Zagreb, 2010. god.

[3] Lazović, M. & Canić, B. " Izvođenje višeetažne podzemno nadzemne garaže u Baba Višnjinoj ulici u po sistemu TOP DOWN gradnje (šest podzemnih etaža), Zlatibor, 2010. god.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Vicko Letica[1], Vladislav Skoko[2], Predrag Pavlović[3]

TEHNIČKO REŠENJE BAKURMAN RCC BRANE - IRAK

Rezime:

RCC brana Bakurman je deo projekta Khazer-Gomel koji pored pomenute brane obuhvata i branu Khalilkan i Irigacionu oblast Khazer-Gomel površine 36900ha. Nalazi se na reci Khazer u Iraku, severoistočno od Mosula, u blizini sela Bakurman. Izgradnjom ove brane formirala bi se akumulacija korisne zapremine $430 \cdot 10^6 m^3$. Bakurman brana je visoka 115,0m, dužine u kruni 331,33m, širine 18,8m, podeljena na 17 blokova od kojih su dva centralna prelivna. Optočni tunel je prečnika 9,5m i dužine 385,55m. Na 340m nizvodno od brane, u levom boku na dubini od 80m, smeštena je mašinska zgrada sa tri agregata ukupne snage 70MW.

Ključne reči: gravitaciona brana, RCC, temperaturno-toplotni efekti

TECHNICAL SOLUTION OF BAKURMAN RCC DAM - IRAQ

Summary:

RCC dam Bakurman is a part of Khazer-Gomel project which also comprises Khalilkan dam and Khazer-Gomel Irrigation area of 36900ha. Dam site is located on Khazer river in Iraq, north-east of Mosul, near Bakurman village. Live storage of Bakurman dam is $430 \cdot 10^6 m^3$. It is 115m high dam with crest length and width of 331,33m and 18,8m respectively, divided into 17 blocks with 2 central overflow ones. Diversion tunnel diameter is 9,5m and its length is 385,55m. Powerhouse is settled some 340m downstream of the dam in the left river bank, 80m bellow the ground. There are 3 turbine units with total installed capacity of 70 MW.

Key words: gravity dam, RCC, temperature-heat effects

---

[1] Mr. dipl. građ. inž., Direktor Sektora za brane, "IK Konsalting i projektovanje" d.o.o., Beograd

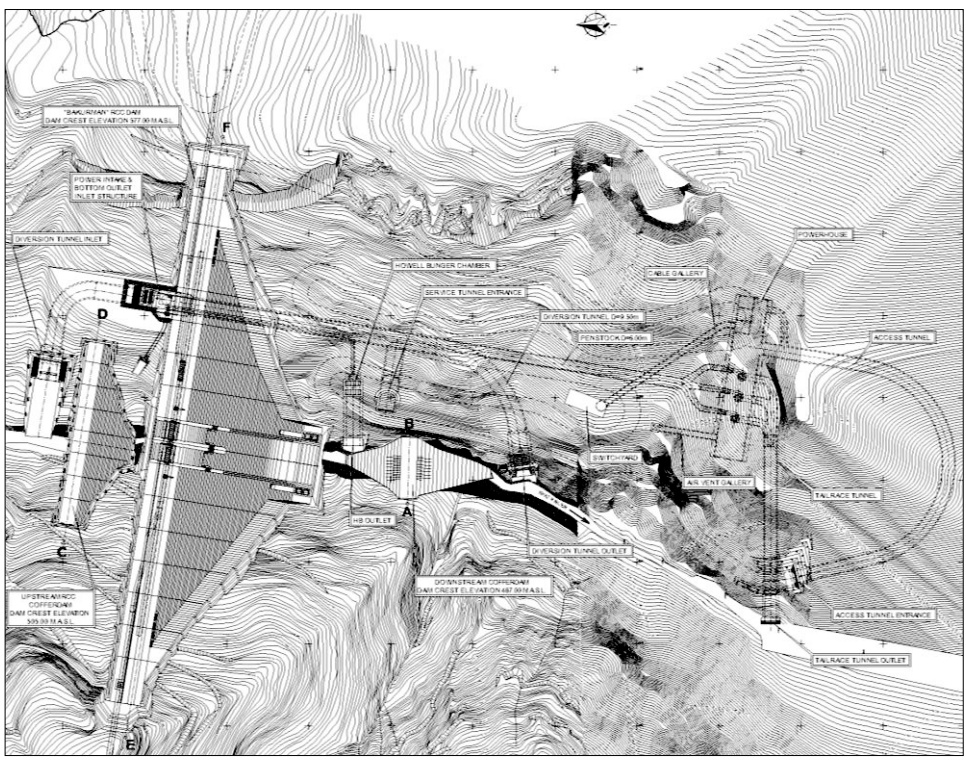
[2] dipl. građ. inž., Šef Projekta, "IK Konsalting i projektovanje" d.o.o., Beograd

[3] dipl. građ. inž., "IK Konsalting i projektovanje" d.o.o., Beograd

1. UVOD

Početak izrade projekta vraća nas tridesetak godina unazad, kada je 1985. godine Francuska firma "Coyne and Belliere" uradila projekat lučne brane visine 112,0m na pregradnom mestu u blizini sela Bakurman. S obzirom na činjenicu da je u proteklom vremenskom periodu razvijena nova tehnologija izgradnje brana od RCC-a (Roller Compacted Concrete) postavilo se pitanje racionalnosti prvobitnog rešenja. Brzina građenja gravitacione brane od valjanog betona je znatno veća nego lučne brane od klasičnog betona. Ušteda u vremenu za objekte veličine brane Bakurman može da bude i do godinu dana što za sobom povlači raniji početak eksploatacije objekta i povraćaj uloženih sredstava. Ovo je uticalo na izmenu prvobitnog rešenja i opredelilo projektanta za prelazak sa lučne na branu od valjanog betona. Izrada ovog projekta trajala je u periodu od 2009. do 2012. godine.

Brana Bakurman je visoka 115,0m, uzvodno lice je vertikalno a nizvodno u nagibu 1,0V:0,8H. U kruni je dugačka 331,33m a široka 18,8m. Podeljena je na 17 blokova širine od 14,0m (blokovi na prelivu) do 27,67m (krajnji desni blok u desnom boku). U desnom odnosno levom boku smešteno je 7 odnosno 8 neprelivnih blokova između kojih su, u centralnom delu pregradnog profila, smeštena dva prelivna bloka. Prelivne lamele su opremljene segmentnim ustavama radijusa 17,5m. Predviđena su dva prelivna polja širine po 10,0m, ukupnog kapaciteta 2000m^3/s pri KMU=575,5mnm. Nizvodni deo prelivne lamele je tipa "ski-jump". Na mestu prelivnih polja projektovan je most raspona 2·10,5m.

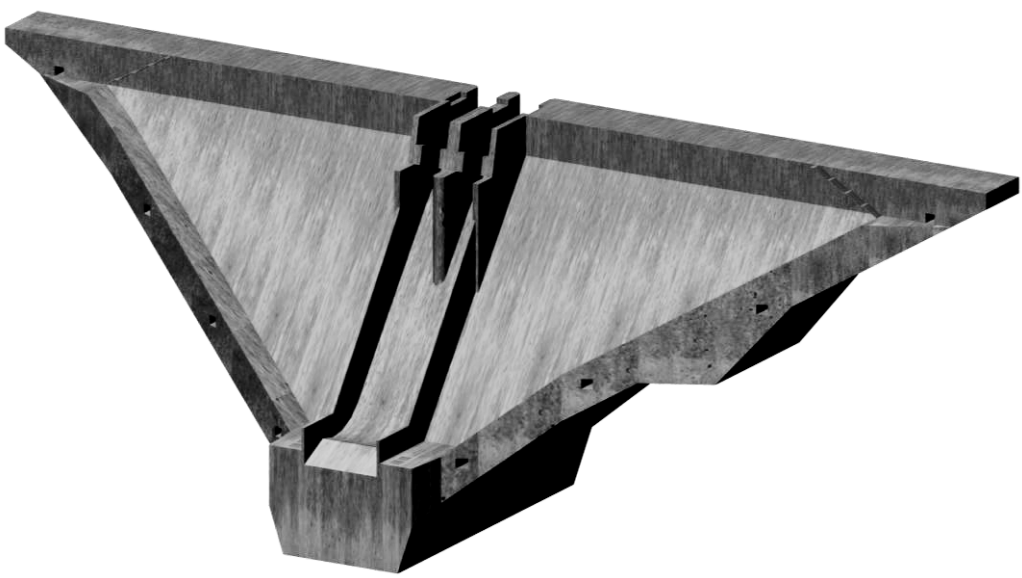


Slika 1 – Dispozicija brane i hidroelektrane

Brana je fundirana na krečnjacima ispunjenim proslojcima bitumena. Usvojene su iste vrednosti baznog i rezidualnog ugla unutrašnjeg trenja na kontaktu konstrukcija-stena u iznosu od f=45°.

U cilju smanjenja sile uzgona i gubitaka iz akumulacije, projektovane su drenažna i injekciona zavesa. Injekciona zavesa je nagnuta prema akumulaciji pod uglom od 30° u odnosu na vertikalu i ide do dubine od oko 55m ispod kote fundiranja dok u bokove ulazi za oko 45m. Drenažna zavesa je pretežno vertikalna do nagnuta prema nizvodnom delu pod uglom od oko 7° i na prelivnoj lameli ide do dubine od 30m.

Pri projektovanju brane u obzir su uzeta sva relevantna opterećenja. Najpre je proverena stabilnost blokova u pravcu uzvodno-nizvodno za sve slučajeve opterećenja i sračunati su pritisci na tlo. Analiza je sprovedena upotrebom programa STVI. Dobijene vrednosti faktora sigurnosti na isplivavanje, klizanje i prevrtanje su racionalno zadovoljile odgovarajuće projektne kriterijume. Jedino su faktori sigurnosti protiv klizanja za prelivne blokove kao i dva bloka neposredno levo i desno od njih za slučaj dejstva zemljotresa Z_2 bili manji od jedinice, te je za njih sproveden dodatni proračun konačnih pomeranja. Proračun je pokazao da su vrednosti pomeranja u dozvoljenim granicama.



Slika 2 – Prostorni model brane Bakurman

Zatim je, s obzirom na činjenicu da nagib terena na pregradnom profilu nije zanemarljiv i iznosi približno 35° urađen proračun stabilnosti u pravcu ose brane. Analizom su obuhvaćene najnepovoljnije kombinacije delovanja opterećenja. U ovom pravcu bila je očekivana pojava interakcionih sila između blokova što bi za posledicu imalo povećanje napona u betonu. Proračunom je ovo i potvrđeno. Naime većina blokova, iako stabilna u pravcu uzvodno-nizvodno, nestabilna je za slučaj dejstva seizmičke sile proizvoljnog pravca, odnosno oslanja se na susedni niži blok i na njega prenosi deo sile koji sama nije u stanju da prihvati. Ova se sila

povećava idući od bokova brane prema njenom centralnom delu gde dostiže maksimalnu vrednost. Uz pretpostavku da se sile izmedju blokova prenose preko kontaktne površine visine 5m odnosno 7m, locirane uz fundament, izračunate su vrednosti napona pritiska u pravcu ose brane. Na osnovu vrednosti ovih napona kao i napona od opterećenja u pravcu uzvodno-nizvodno došlo se do vrednosti komparativnog napona pritiska čije su vrednosti bile manje od dozvoljenih. Iz tog razloga je na kontaktu brane i fundamenta projektovan najpre sloj klasičnog armiranog betona preko kojeg se postavlja valjani beton. Ovakva vrsta analize je uobičajena za gravitacione brane projektovane na pregradnim profilima oblika "V" sa izraženim nagibom bokova.

Sledeća etapa u proračunu bila je izrada dinamičke analize prelivnog bloka i proračun temperaturno-toplotnih efekata primenom MKE. Cilj ovih analiza bio je sagledavanje naponske slike u telu brane usled kombinovanog delovanja svih prethodno pomenutih uticaja i u skladu sa tim definisanje širina blokova i zona RCC-a različitih karakteristika. Dinamička analiza sprovedena je metodom korak po korak. Korišćen je skaliran zapis događenog zemljotresa (Manjil, 20. jun 1990. god.).

2. PRORAČUN TEMPERATURNIH UTICAJA UZ POMOĆ MKE

Proračun temperaturnih uticaja je izvršen po teoriji elastičnosti uz pomoć MKE, pri čemu su ulazni parametri (opterećenje temperaturom) bile različite konstantne temperature po preseku u zavisnosti od debljine struktura po trećoj dimenziji. Ulazni parametri za proračun su u stvari maksimalne razlike početne temperature betona i temperature betona u vremenu. Cilj ovog proračuna je bio da se odrede zone u RCC brani sa različitim nosivim karakteristikama, to jest da se odrede tipovi RCC.

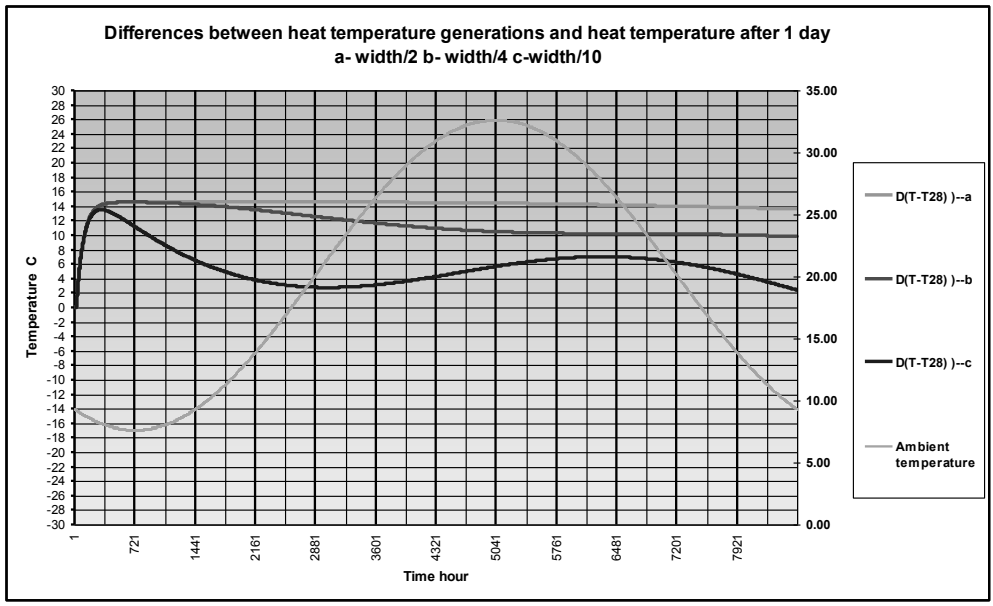
Za proračun temperaturnih uticaja pri interakcijskom sadejstvu brane i fundamenta, izabran je 2D model. Karakteristično prelivno polje brane, aproksimovano je sa 353 elemenata (ravno stanje napona), dok je fundament aproksimovan sa 2870 elemenata (ravno stanje deformacije). Kontakt između betonske konstrukcije brane i fundamenta simuliran je nelinearnim gap elementima. Uzvodni kontakt između konvencionalnog betona (CMC) i rolkrita (RCC) simuliran je grednim elementima.

Za praktičan proračun, predpostavljena je promena temperature u betonu usled hidratacije, po eksponencijalnom zakonu, a promena spoljne ambijentalne temperature (koja je ujedno i graničan uslov) po sinusnom zakonu.

Numeričkim postupkom konačnih razlika dobija se funkcija promene temperature po betonskim presecima različite debljine, kao rešenje osnovne jednačine provođenja toplote. Uz pomoć programa, sračunate su temperaturne promene za preseke različitih širina, a za period od jedne godine. Izvršena je analiza betoniranja u najtoplijem mesecu i sa propisanom temperaturom betoniranja od 20ºC. Pri određivanju razlike temperatura kao početna usvojena je temperatura mešavine posle 24 h.

Kao rezultat proračuna, dobijen je maksimalan napon pritiska u lokalitetima na uzvodnom i nizvodnom licu na kontaktu sa fudamentom od 7,2MPa. U ostalim zonama napon pritiska je manji od 2,7MPa. Maksimalni napon zatezanja usled temperaturnih uticaja kombinovanih sa relevantnim opterećenjem dostiže 3,2MPa. Proračunom se pokazalo, da na kontaktu

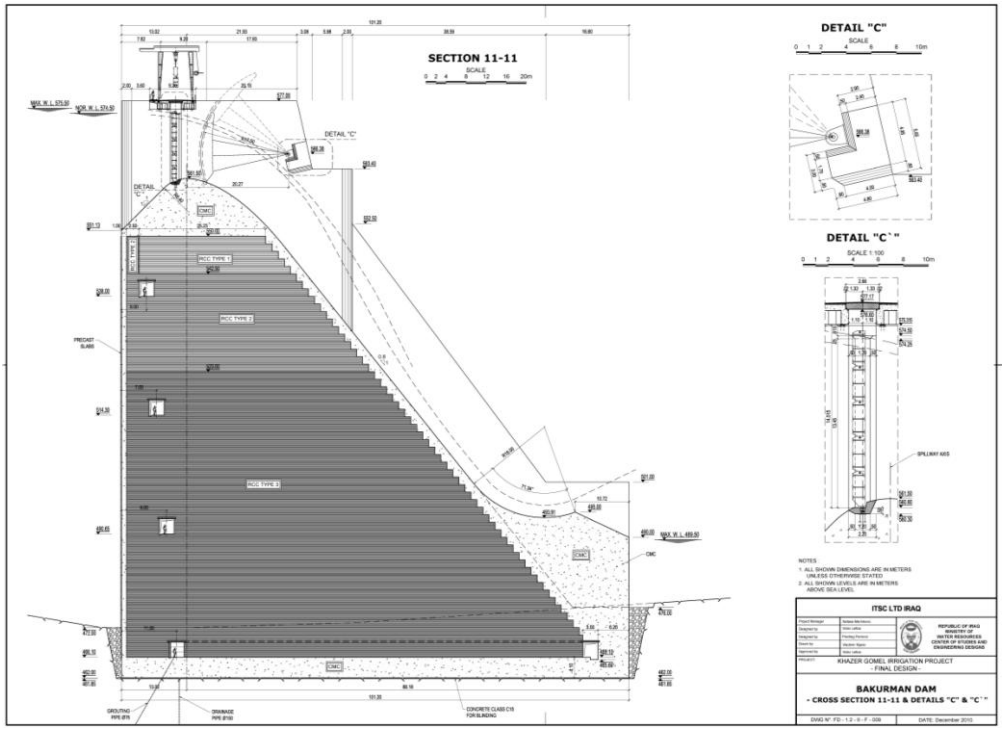
konvencionalnog CMC i RCC ne dolazi do pojave zatezanja ni pri seizmičkim uticajima (bez uzimanja u obzir temperaturnih promena), a minimalna vrednost napona pritiska iznosi 0,1MPa.



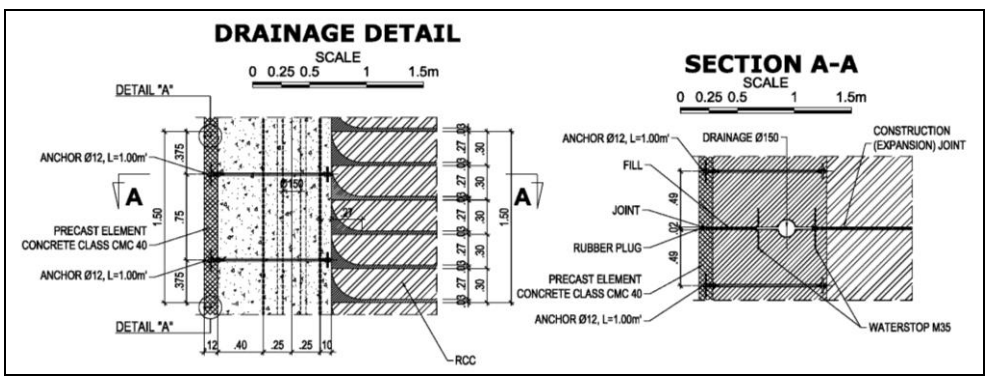
Slika 3 – Temperaturna razlika koja utiče na pojavu napona u betonu, za različite debljine betonskog preseka

3. ZAKLJUČAK

Imajući u vidu prethodne računice usvojena je podela brane na blokove maksimalne širine 20,0m. Uz fundament je na prelivnim lamelama projektovana zona klasičnog betona visine 4,0m dok je na ostalim lamelama zona klasičnog betona debljine 2,0m. Zona RCC-a sa najboljim karakteristikama, čvrstoće 16MPa (tip 1) i visine 57,0 m na prelivnoj lameli, projektovana je odmah iznad zone klasičnog betona. Zatim sledi zona RCC-a sa nešto slabijim karakteristikama, čvrstoće 14MPa (tip 2) i visine 19,5m i na kraju zona RCC-a čvrstoće 10MPa (tip 3) i visine 7,5m. Na uzvodnom licu je, u zoni RCC-a tipa 1, neposredno uz zonu klasičnog betona koji izlazi na uzvodno lice, projektovana zona RCC-a tipa 2 širine 2,5m iz razloga povećanja vodonepropustljivosti betona u ovom pojasu. Kruna brane, uzvodno i nizvodno lice kao i preliv predviđeni su od klasičnog betona. Inače, uzvodno lice je pokriveno prefabrikovanim elementima debljine 12cm, koji služe i za bolju zaštitu od procurivanja, i kao oplata u toku građenja. Kao dodatna zaštita od procurivanja, spojevi ovih prefabrikovanih ploča ispunjavaju se epoksidom. Dilatacione spojnice su osigurane sa dve linije fugebanda (detalj na slici 5). Između fugebanda, projektovana je drenažna cev koja sakuplja eventualnu procednu vodu. Kako bi se procurivanje svelo na najmanju moguću meru, uzvodna zona širine 1,0m u kojoj su smešteni fugebandi i drenažna cev, takođe je projektovana od klasičnog betona.



Slika 4 – Usvojeni tipovi RCC-a na prelivnoj lameli



Slika 5 – Detalji uzvodnog lica brane

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Dragan Majkić[1]

MORE KANJON MOST

Rezime:

Most More Canyon, deo pojekta Galore Creek Mining, ce premostiti kanjon dubok 80m. Most je raspona 200 m, poduprt sa 8 kablova precnika 105mm. Kada se sagradi, bice najduzi most ovog tipa koji je ikada sagradjen. Lokacija mosta je komplikovana zbog jakog strujanja vetra, prouzrokovanog konfiguracijom kanjona i okolnih planina, i zbog izuzetnog opterecenja snegom. Sigurnost i brzina izvodjenja je zahtevala posebnu tehnologiju izvodjenja koja moze da bude veoma osetljiva na uticaj vetra. Iz svega navedenog uradjen je idejni projekat (30%) sa detaljnom laboratoriskom dinamickom studijom konstukcije mosta na uticaj vetra.

Kljucne reci: Most poduprt kablovima, Tehnologija izvodjenja, Opterecenje

MORE CANYON BRIDGE

Summary:

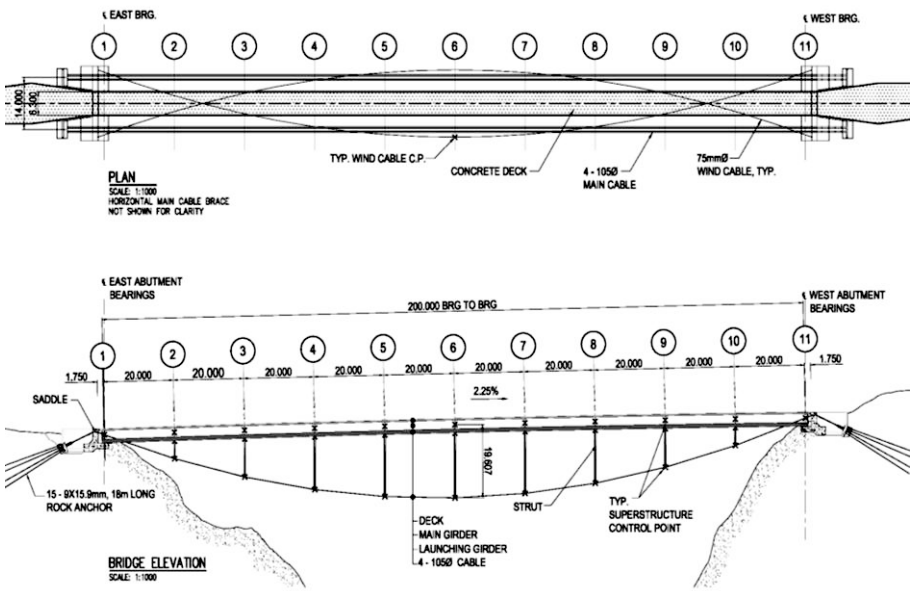
The bridge, a part of the Galore Creek Mining Project, will span an 80 meter deep canyon. The More Canyon Bridge is a 200m clear span, under-slung cable bridge. Once built, it will be the longest of its kind in the world. The site is complicated by high winds, which are funneled down the canyon, and heavy snow accumulation during the winter. Due to the nature of the design, the bridge requires unique construction sequencing and could potentially be sensitive to wind and live loads. Because of these concerns, a comprehensive study of the dynamic responses of the bridge was completed during the design process, resulting in a 30% design that greatly exceeds the scope of a typical 30% design.

Key words: Under-slung, Cable bridge, Construction sequence, Loadings

[1] *Dragan Majkic, Allnorth Consultants: Koncept konstrukcije i nacina izvodjenja mosta, projekt management.*
Andy Chang, Allnorth Consultants: Kompjuter model i analiza, detaljni projekat
Cam Smith, Allnorth Consultants: Koordinator projekta, unutrasnja kontrola.
Andreas Felber, Experimental Dynamic Investigations Ltd: Spoljna kontrola sa programom Q.
Derek Kelly:Rowan Williams Davies & Irwin Inc., Testiranje na vetar

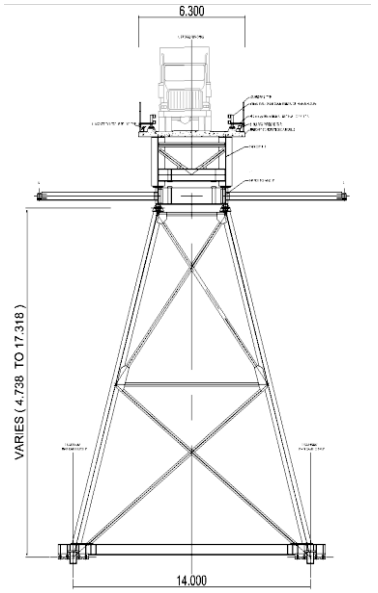
OPIS KONSTRUKCIJE

Jednokolovozni most je sastavljen od dva celicna glavna nosaca visine 2.5 m. Glavni mostovski nosaci su oslonjeni na svakih 20 m vertikalnim nosacima (stubovi ispune). Vertikalni elementi su svojom bazom oslonjeni i povezani sa 4 spiralna kabla precnika 105 mm. Dve grupe od po 4 spiralna kabla sa razmakom od 14 m prestavljaju glavni oslonac mostovskog sistema. Radi povecanja horizontalne krutosti konstruktivnog sistema u zoni glavnih kablova je predidjen spreg sacinjen od dva uparena kabla precnika 35mm, a u zoni grede za navlacenje su predvidjeni horizontalni parabolicni kablovi za preuzimanje uticaja od vetra precnika 75 mm. Most je projektovan na statisticki stogodisnji vetar i sneg inteziteta 9.0 kN/m2. Korisno opterecenje mosta je definisano tehnickim specifikacijama: izuzetno tesko vozilo od 197 t i dva vozila od po 100 t na medjusobnom razmaku od 10m.

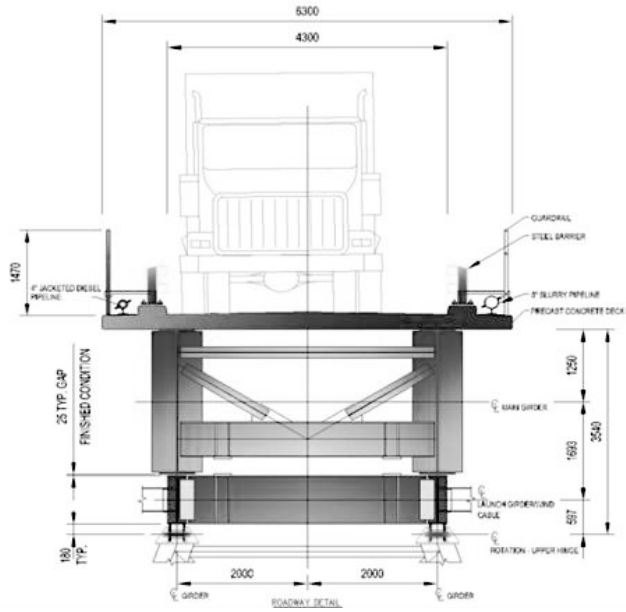


Slika 1 – Dispozicija mosta

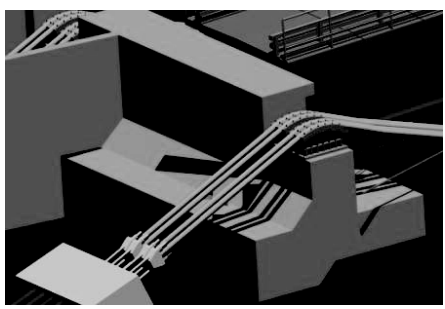
Izrada idejnog projekata ("30% projekat") je poceo aprila 2011. Za ovaj most na izuzetno teskoj lokaciji prethodno su uradjena 3 predloga. Svi predhodni predlozi su imali delove konstrukcije mosta oslonjene na stranice kanjona, sto je zahtevalo dodatne investicije zbog otezanog uslova rada. Cetvri predlog, More kanjon most, je predlozen sa rasponom od 200 m i osloncima van uticaja nestabilnih stranica kanjona. Koriscenjem obesenih kablova dobilo se elegantno resenje prilagodjeno obliku kanjona i veoma efikasno resenje bez negativne implikacije na stranice kanjona. Idejnim projektom se definisao nacin izvodjenja mosta. Predlozeno je veoma originalno resenje: donja konstrukcija mosta kablovi; vertikalni elementi – stubovi ispune; i grede za navlacenje su predlozeni da se izvedu koristeci kable-kran. Teski, glavni nosaci mosta su predvidjeni da se izvedu putem navlacenja preko relativno krute konstrukcije sacinjene od kablova i celicnih konstruktivnih elemenata



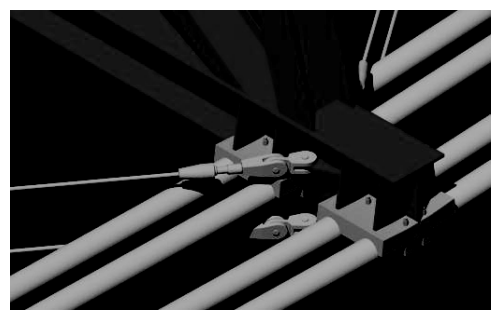
Slika 2 - Presek



Slika 3 – Glavni gredni system – presek



Slika 4 – Kablosko sedlo



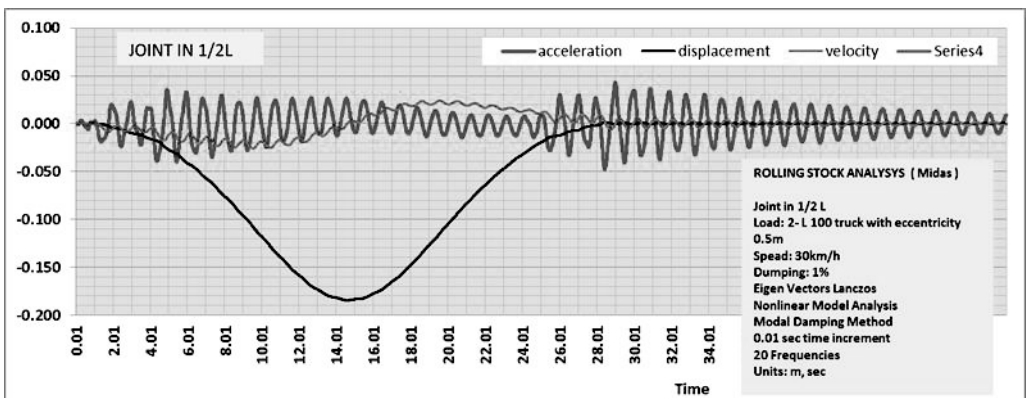
Slika5 – Kablovska klampa

RACUNSKI MODEL I SIMULACIJA IZVODJENJA

Kljucna komponenta za uspesno zavrsen idejni projekat je koriscenje programa Midas kao primarnog i programa Q za kontrolu rezultata dobijenih programom Midas. Oba programa imaju mogucnost da analiziraju kablovske strukture sa velikim nelinearnim deformacijama. U idejnoj studiji uradjeno je vise modela da bi se definisalo ponasanje konstrukcije na razlicita opterecenja:

- Model za simuliranje izvodjenja konstrucije mosta “unazad”. Ovaj model je koriscen za definisanje duzine glavnih kablova bez operecenja (fabrikaciona duzina kabla). Rezultati ovog inicialnog, kao sto su inicijalna deformacija kabla sa inicijalnom silom u kablu, modela su kasnije korisceni za sve ostale modele.

- Model za simuliranje izvodjenja konstrucije mosta “unapred”. Sa ovim modelom su detaljno analizirane sve faze izvodjenja od pocetne faze, instalacija glavnih kablova, do poslednje faze, montaza prefabrikovanih elemenata kolovozne konstrukcije i betoniranja prostora izmedju montaznih ploca. Ovakva racunska metoda je dala odgovore na mnoga pitanja u vezi izvodljivosti objekta: velike deformacije – definisanje potrebne fleksibilnosti zglobnih veza, deformacione promene ugla kabla – da se izbegne veliko savijanja kabla na mestu kontakta stubova ispune i glavnih kablova.



Slika 6 – Dinamicka analiza – Rolling Stock analiza

- Model za analizu konstrukcije u toku izvodjenja sa opterecenjem od vetra. U slucaju jakog vetra u toku izvodjenja, na delimicno izvedenu konstrukciju, neki konstruktivni elementi mogu doci u stanje vlikih napona i deformacije mogu dostici nivo neizvodjivosti (Slika 13, Slika 14)
- Rolling stock analiza – dinamicka analiza mosta: Studija efekta pokretnog opterecenja na konstrukciju mosta. Uradjena je analiza mosta za dva 100 tonska vozila sa razlicitim brzinama kretanja i razlicitim razmakom izmedju vozila. Uporedjeni su uticaji u konstrukciji dobijeni ovom dinanickom metodom sa uticajima staticke metode i na bazi toga je definisan dinamicki koeficijent za proracun pokretnog opterecenja (Slika 6).
- Uradjena je analiza senzitivnosti konstrukcije na greske u toku izvodjenja. Analizirana je greska zatezuce sile u kablu, greska u tezini strukture, greska u fabrikaciji unutrasnjih stubova, greska u fabrikaciji duzine kabla, greska u pomeranju oslonaca i greska modula elasticnosti za kablove.
- Model za analizu navlacenja mosta. Analizirani su uticaji u konstrukciji i deformacije konstrukcije u toku navlacenja. Za ovu analizu uradjeno je nekoliko modela za smuliranje navlacenja. Na kraju je usvojena metoda navlacenja sa glavnom mostovskom gredom sa zglobom izmedju prvog i drugog segmenta i izmedu predposlednjeg i poslednjeg segmenta (Slika 9).
- Konacna faza izvodjenja – nelinearni kumuativni model izvodjenja za pronalazenje krajnjih napona i deformacije konstrukcije za stalno opterecenje – napona i

deformacije prouzrokovanih nacinom izvodjenja. Ovaj model je dao odgovore na konacnu zahtevanu gometriju mosta nakon izvodjenja.

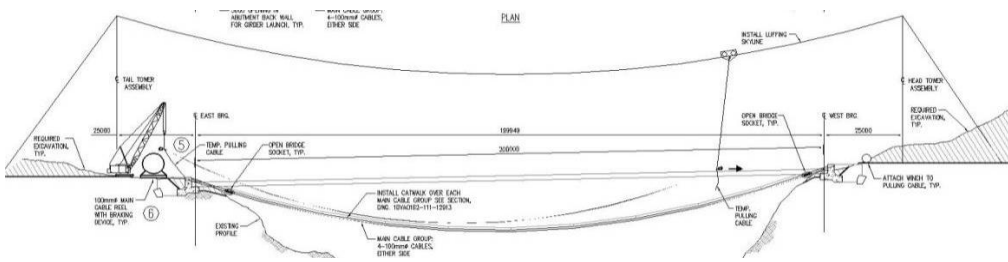
- Proracun konstrukcije mosta na korisno opterecenje: pokretno opterecenje, opterecenje snegom, opterecenje ledom, opterecenje vetrom, analiza konstrukcije na temperaturnu promenu. Uticaji od svih navedenih opterecenja su kombinovana sa propisanim faktorom za opterecenja. Uradjeno je oko 100 kombinacija oterecenja koji definisu ponasanje konstrukcije u toku izvodjenja i u toku eksploatacije objekta.

PREDLOZENA METODA IZVODJENA MOSTA

More kanjon most je projektovan sa glavnim zadatkom za sto ekonomicnijim nacinom izvodjenja. Glavni kablovi, stubovi ispune i greda za navlacenje je predvidjeno da se izvedu koriscenjem kablovskog krana. Glavne mostovske teske grede zajedno sa horizontalnim i poprecnim ukrucenjima su predvidjene da se izvedu montazom na zemlji i navlacenjem preko prethodno izvedene relativno krute konstrukcije mosta. Karakteristicne faze izvodjenje mosta sa svojim izvodjacko-inzenjerkim problemima su sledece:

- Konstruisanje kabl-krana (Slika 7)
- Izvodjenje obalnih oslonaca (Slika 4) sa po 15 ankera 18m ukotvljenim u stenu. (prednapregnuti ankeri 9 kabla 15.9mm precnika)
- Instalacija dodatnog opterecenja za ukrucenje glavnih kablova, 8.3 t po svakom cvoru veze izmdju stubova ispune i glavnog kabla. Ukrucenjem glavnih kablova se redukuje razlike pomeranja izmedju faza izvodjenja i time se redukuje potrebna fleksibilnost veza izmedju konstruktivnih elemenata.
- Instalacija stubova ispune i grede za navlacenje medjusobno povezanim sa zglobnom vezom (Slika 8). Za svaki segment stubovi ispune i greda za navlacenje se montiraju zajedno sa zglobnom vezom koja omogucuje fleksibilnost do izvesne granice, definisanom analizom konstrukcije. Sve gornje zglobne veze izmedju stubova ispune i grede za navlacenje su proverene da zbog velikih deformacija ne dodje do nemogucnosti ostavarivanje veze izmedju dva izvodjacke faze. Takodje je provereno da iz istog razloga ne dodje do nagle promene ugla kabla na mestu klampe, cime bi se prouzrokovalo veliko savijanje kabla sa mogucnostcu ostecenja istog. Najvece opterecenje za kabl-kran se javlja u ovoj fazi izvodjenja kada se montira sredisnji stub ispune zajedno sa odgovarajucom gredom za navlacenje. Opterecenje vetrom za vreme izvodjenja konstrukcije u ovoj fazi je veoma znacajno iz razloga sto se u toku izvodjenja dodaje relativno veliko opterecenje, a u isto vreme povecava se povrsina izvedenog objekta koja daje otpor bocnom vetru, u momentu kada kablovski sistem za preuzimanja uticaja od vetra jos nije instaliran. Generalno to je slucaj za koji greda za navlacenje trpi najvece deformacije. Da bi se smanjile deformacije sistema strukture dodati su sa obe strane kablovi (ukupno 4) (Slika 13;14)
- Instalacija kabla za uticaje vetra, za ukrucenje konstrukcije u horizontalnom smislu.
- Glavne mostovske grede su projektovane da se fabrikuju u duzini od 20 m. Samo spajanje segmenta je predvidjeno da se izvrsi na zemlji, iza istocnog obalnog oslonca. Po spajanju segmenata most ce biti inkrementalno naguravan u krajnju poziciju preko prethodno izvedene konstrukcije (Slika 9). Ova faza izvodjenja je zahtevala izuzetno

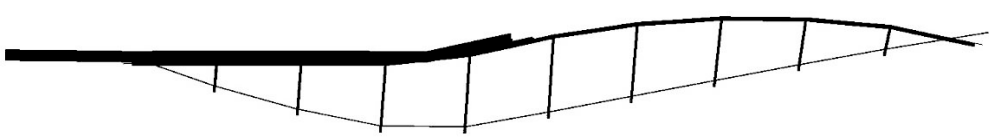
detaljnu analizu. Veliki broj parametara koje je trebalo resiti je predstavljao izuzetan inzenjerski izazov. Fleksibilnost relativno krutog, prethodno izvedenog objekta, sacinjenom od glavnih kablova, stubova ispune, gredama za navlacenje i pripadajucim horizontalnim konstruktivnim ukrucenjima, ce prouzrokovati velike deformacije sistema za vreme navlacenja. “Meka struktura” za oslanjanje glavnih greda u toku procesa navlacenja ima stalnu promenu konstruktivnog sistema, promenu oslonaca, promenu geometrije i krutost sistema. Razmatrano je nekoliko opcija i konacno se odlucilo za soluciju da se doda dodatno opterecenje radi ukrucenja sistema. Prvi i poslednji montazni nastavak glavne grede je predvidjen da bude zglobni u toku navlacenja. Hidraulicki nos za navlacenje je predvidjen na pocetku radi boljeg pracenja geometriske deviacije u toku samog navlacenja.



Slika 7 – Montaza glavnih kablova

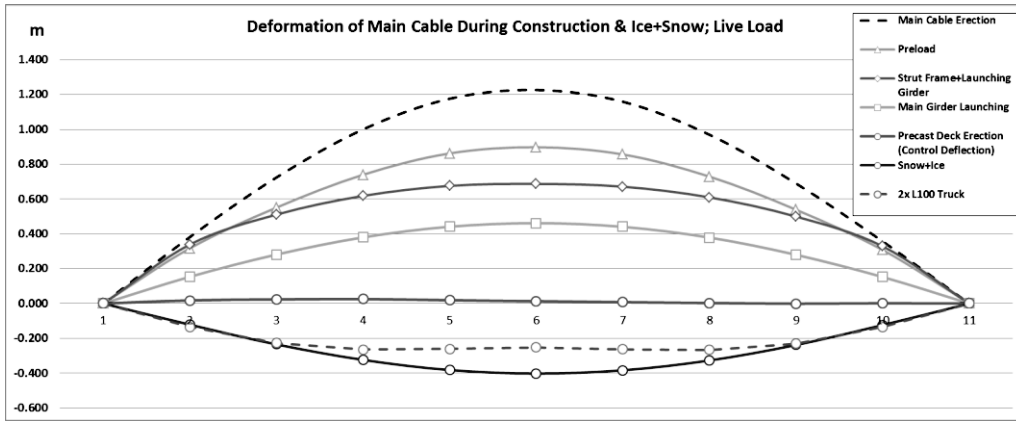


Slika 8 – Montaza stubova ispune zajedno sa gredom za navlacenje



Slika 9 – Navlacenje glavnih mostovskih nosaca

- Po zavrsetku procesa navlacenja glavne mostovske grede vrsi se spajanje greda za navlacenje i glavnih mostovskih greda i zglobne veze se zamenjuju monolitnim vezama . Montaza montazne kolovozne konstrukcije se vrsi koristeci kabl-kran.



Slika 10 – Deformacija glavnog kabla u toku izvodjenja i od korisnog opterecenja

Poslednja faza izvodjenja, povezivanje kolovozne konstrukcije i glavnih mostovskih greda se vrsi betoniranjem na licu mesta dzepova i zazora izmedju montaznih panela kolovozne konstrukcije.

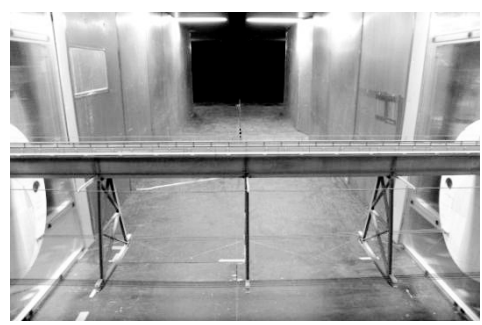
STUDIJA NA VETAR

Rowan Williams Davies & Irwin Inc. (RWDI) je angazovan da izvrsi tunelsko testiranje i studiju na vetar. LOkacija i specifican konstruktivni sitem mosta zahtevao je detaljnu studiju na vibracije i galopirajuci uticaj na most u slucaj izuzetno jakog vetra.. RWDI je u glavnom dao odgovore na:

- Definisanje brzine vetra potrebne za definisanje opterecenja od vetra i aerodinamicke stabilnosti simulirajuci konfiguraciju terena u precniku od 7km sa topografskim modelom u razmeri 1:3000 (Slika 11).
- Definisanje osnovne aerodinamicke parameter mosta za definisanje opterecenja vetra na most. Koriscen je parcijalni model mosta u razmeri 1:30 (Slika 12). Analizirani su aerodinamicki parametri u slucaju zavrsene konstrukcije mosta i u slucaju izvodjenja mosta.



Slika 11 – Topografikal model 1:3000

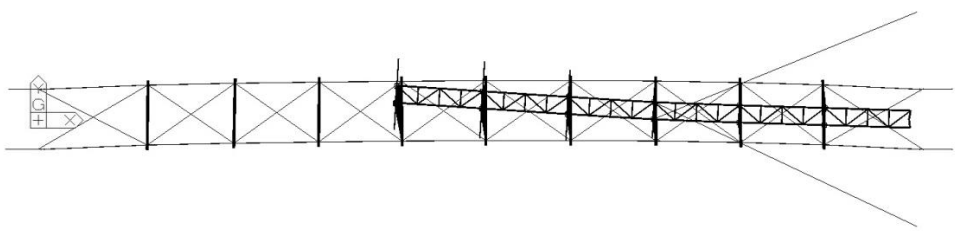


Slika 12 – Parcialni model 1:30

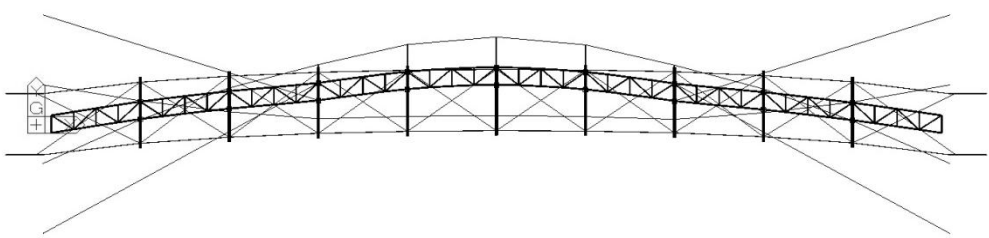
Parcijalni model je bio fiksiran za zidove tunela za ispitivanje preko elasticnog oslonca sa mogucnoscu simuliranja elasticnog oslanjanja u poduznom, vertikalnom i torzionalnom pravcu. Za merenje deformacija koriscen je laserski metod.

Testiranje kostrukcije na stabilnost je uradjen za razlicite uglove pravca dejstva vetra ±10º, sa promenom ugla u koracima od po 2º. Za svaki test, intezitet brzine vetra se postepeno povecavao u malim intervalima i za svaki korak su merene vertikalna i torzionalna pomeranja. Brzina vetra se povecavala sve dotle dok konstrukcija modela ne dodje u nestabilno stanje (kada se dobiju amplitude ≥1.5º), ili kada se dostigne brzina vetra statisticki definisana za period od 10,000 godina.

Na bazi preliminarnih testova, uradjenih pre glavnog testa na vetar, definisano je kriticno prigusenje vibracija mosta 0.5% za razlicite brzine vetra i za razlicite pravce dejstva u odnosu na konstrukciju mosta. U slucaju da se nije moglo dobiti kriticno opterecenje na vetar uradjen je dodatni test sa koeficijentom prigusenja vibracija od 1%. Generalni zakljucak je da u slucaju prigusenja na vibracije do 0.35% konstrukcija mosta ne moze da dodje u stanje nestabilnosi na vetar. Za ovaj tip konstrukcije je usvojeno da koeficijent prigusenja trebalo da se nalazi u rangu izmedju 0.35% do 1%, a 0.5% je najverovatnije najblize za ovaj slucaj. Koeficijent prigusenja je nemoguce tacno definisati racunskim putem te je zkljuceno da se mora uraditi dodatno ispitivanje na izvedenoj konstrukciji i na bazi tog ispitivanja definisati naredne akcije u cilju resavanja problema od vibracija, ako one postoje.



Slika 13 – Deformacija od opterecenja vetra za vreme izvodjenja



Slika 14 – Deformacija od opterecenja vetra za vreme navlacenja glavnih mostovskih nosaca

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Snežana Mašović[1], Rade Hajdin[2]

PROCENA PROPADANJA KOLOVOZNE PLOČE BETONSKIH MOSTOVA PREMA BAZI PODATAKA O MOSTOVIMA

***Rezime*:**

Počev od 1990 godine zapisi sa pregleda drumskih mostova u Srbiji su unošeni u elektronsku bazu podataka o mostovima (BPM). BPM sadrži inventarske podatke i podatke o stanju mostova u trenutku pregleda za preko 2500 mostova u Srbiji. Na osnovu iskustva iz drugih zemalja a na bazi zapisa iz baze podataka o mostovima u radu je predložen je matematički model diskretnog Markovljevog lanca za predviđanje propadanja elemenata mostova. Expectation Maximization (EM) algoritam je primenjen radi određivanja članova matrice prelaza diskretnog Markovljevog lanca. U radu je opisan model i prikazane su krive propadanja kolovozne ploče betonskih mostova.

*Ključne reči***:** *baza podataka o mostovima, Markovljevi lanci, Krive propadanja*

ASSESMENT OF THE THE BRIDGE DECK SLAB DETEREORATION ACCORDING TO THE SERBIAN BRIDGE INFORMATION DATABASE

Sammary:

Since 1990, the results of the inspection of road bridges in Serbia have been registered in an electronic database named BPM. The BPM consists of inventory data and inspection data for over the 2500 bridges in Serbia. Based on the literature review, discrete-time Markov chains were chosen for estimation of reasonably reliable deterioration models. An Expectation Maximization (EM) algorithm has been applied to estimate the transition probabilities of discrete-time Markov chains. The expected condition state for bridge deck slab as function of age, computed with the estimated one-year transition matrix is presented in the paper. The distribution of deck slab condition states at the certain age is presented as well.

Keywords: Bridge Information Database, Markov chains, Deterioration curves

[1] *Doktor, asistent,Građevinski Fakultet Univerziteta u Beogradu*

[2] *Doktor, Vanredni profesor,Građevinski Fakultet Univerziteta u Beogradu*

1 UVOD

Formiranje baze podataka o mostovima (BPM) u republici Srbiji imalo je za cilj da se prikupe raspoložive informacije o mostovima radi razvoja sistema upravljanja mostovima. Osnovni segmenti ove baze su: inventar i podaci o stanju elemenata mosta u vreme pregleda. Stanje svakog elementa mosta je vrednovano [1] opisom stanja i kvantitativnom vrednošću – ocenom stanja. Skala ocena za glavne noseće elemente ima 6 opisa sa odgovarajućim, ocenama. Najbolja klasa stanja (''Dobro'') nosi ocenu 1, dok najgora, klasa stanja 6 (''Opasno''), nosi ocenu 100. Ove ocene služe radi određivanja rejtinga mosta i ustanovljavanja prioriteta u održavanju mostova.

U cilju razvoja efikasnog sistema upravljanja mostovima neophodno je predvideti propadanje elemenata mosta. Kao matematički model pri opisu propadanja nekog elementa najčešće se koriste stohastički procesi kao što je Markovljev lanac. Ove modele koriste poznati sistemi za upravljanje mostovima kao što su PONTIS u USA [2] i KUBA u Švajcarskoj [3]. Iako se u literaturi mogu naći kritike po pitanju adekvatnosti upotrebe ovog modela njegova široka primena, zasnovana pre svega na jasnoći i jednostavnosti, ukazuje na mogućnost primene Markovljevih lanaca za opisivanje propadanja elemenata mosta.

Korišćenjem klasa stanja prema podacima iz dve sukcesivne inspekcije zapisane u bazi podataka o mostovima, uz primenu EM algoritma, opisanog u [4] i [5], određena je matrica prelaza diskretnog Markovljevog lanca pomoću koje je moguće odrediti krive propadanja kolovozne ploče kao i njeno očekivano stanje u funkciji starosti mosta.

.

2 MARKOVLJEVI LANCI

Stohastički proces $\{Xt \mid t= 0,1,2,... \}$ je diskretan Markovljev lanac ako važi $P\{Xt+1= j \mid X0= k0, X1=k1, ….,Xt-1=kt-1, Xt=i\} = P\{Xt+1 = j \mid Xt = i\}$ za svaki trenutak vremena $t=0,1, 2,…$ i svaki niz stanja i, j. To znači da verovatnoća da se element nađe u stanju j u nekom sledećem trenutku vremena zavisi samo od trenutnog stanja. Ovo svojstvo se definiše kao Markovljevo svojstvo.

U ovom radu se koriste isključivo Markovljevi lanci sa diskretnim i konačnim brojem stanja $i,j \epsilon\{1, 2,3, …,6\}$ i stacionarnim verovatnoćama prelaza iz stanja i u stanje j: $p_{ij}(t) =P\{Xt+1 = j \mid Xt = i\} =p_{ij} = const$. Verovatnoće prelaza se obično izražavaju kao kvadratna matrica ranga k (gde je k broj stanja – u posmatranom slučaju 6) koja se naziva matrica prelaza, P za jedan vremenski interval. Uslovna verovatnoća da nakon m vremenskih intervala element pređe iz stanja i u stanje j $(p(m)_{ij})$ se kod stacionarnih diskretnih Markovljevih lanaca određuje kao element matrice P^m. Kako se element mora nalaziti u jednom od 6 mogućih stanja, matrica prelaza je stohastička matrica tj.zbir svih članova matrice u jednoj vrsti jednak je 1.

Interval između dva trenutka vremena t_i i t_{i+1} obično odgovara periodu između dva uzastopna pregleda. Međutim, intervali između dva uzastopna pregleda značajno variraju (prema zapisima iz BPM od jedne do 18 godina). Zato se, kao logičan izbor vremenskog intervala, u ovom radu usvaja se jedna kalendarska godina.

U modelu propadanja nekog elementa mosta Markovljev lanac polazi od klase stanja 1 (nov most) u trenutku vremena $(t_0=0)$ i sukcesivno prolazi kroz svako naredno stanje dok ne dostigne najgoru klasu stanja (u ovom slučaju 6) u matematici poznato kao apsorbujuće stanje.

Verovatnoće da se element mosta nakon m godina (pri starosti od m) godina nađe u određenoj klasi stanja $i \in \{1, 2,3, \ldots,6\}$ oslikava relativne frekvence $q_i(m)$ klasa stanja pri određenoj starosti (raspodelu klase stanja pri starosti m):

$$\begin{bmatrix} q_1(m) & q_2(m) & q_3(m) & q_4(m) & q_5(m) & q_6(m) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \cdot P^m \quad (1)$$

Očito da verovatnoća da će element biti u klasi stanju 6, raste tokom vremena i teži izvesnosti . Smatrajući da je element otkazao kada dostigne ovo najgore stanje, $q_6(m)$ je istovremeno funkcija gustine raspodele verovatnoća da element otkaže pri starosti od m godina.

Očekivano stanje elementa pri starosti t se određuje kao:

$$E(Q(t)) = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \cdot P^t \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \end{bmatrix} \quad (2)$$

Za predviđanje propadanja elementa mosta na osnovu predloženog matematičkog modela neophodno je znati matricu prelaza za jedan korak P. Do članova ove matrice se može doći na osnovu ekspertskih procena ili statističkom obradom postojećih podataka sa zapisa o pregledima mostova.

Imajući u vidu prirodu procesa propadanja elemenata mosta može se pretpostaviti da u periodu od jedne godine element mosta ili ostaje u klasi stanja u kojoj je bio ili prelazi u sledeću goru klasu stanja. Uz ovu pretpostavku matrica prelaza stacionarnog Markovljevog lanca sa 6 stanja, za period od jedne godine uzima oblik:

$$P = \begin{bmatrix} p_{11} & 1-p_{11} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & p_{22} & 1-p_{22} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & p_{33} & 1-p_{33} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & p_{44} & 1-p_{44} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & p_{55} & 1-p_{55} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3)$$

Nepoznato je ukupno 5 parametara, odnosno godišnjih verovatnoća da će element ostati u klasi stanja u kojoj je zatečen (p_{ii}). Ovi parametri se mogu odrediti statističkom metodom maksimalne verodostojnosti. Za rezultate prikazane u radu primenjen je EM algoritam [5] radi određivanja matrice prelaza za jednu godinu za kolovoznu ploču kod betonskih mostova.

3 OBRADA PODATAKA I REZULTATI

Uvidom u bazu podataka o mostovima može se konstatovati da je prosečan vremenski interval između dva zapisa stanja čak 12 godina, što nije iznenađenje imajući u vidu sveukupno političko-ekonomsko stanje u Srbiji u proteklih 20 godina. Pored toga u bazu nisu unešeni podaci o eventualnim intervencijama na elementima mosta. Mali broj registrovanih poboljšanja stanja, što ne odgovara prirodnom propadanju mostova, je izuzet iz razmatranja. Daleko je, međutim, češći slučaj da je registrovano isto stanje elementa uprkos dugom vremenskom periodu između pregleda. Na osnovu zapisa iz baze podataka o mostovima formira se takozvana matrica

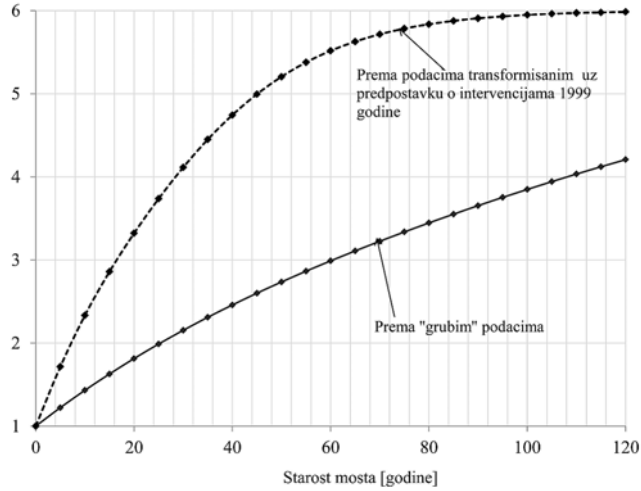
inspekcija koja ima onoliko redova koliko se mostova razmatra dok se u kolone unosi klasa stanje odgovarajućeg elementa mosta u jednoj kalendarskoj godini. Naravno, u kolonama koje predstavljaju godine kada nije obavljen pregled ostaje prazno mesto (/) za nepoznati podatak. Isključivo radi ilustracije, u ovoj matrici ***I*** (4) su prikazani fiktivni podaci o stanju na 4 mosta sa pregleda obavljenih u periodu od 10 godina.

$$I = \begin{pmatrix} 1 & / & / & 1 & / & 3 & / & 4 & / & / \\ / & / & 1 & / & / & / & 2 & 3 & / & 4 \\ / & 1 & / & 1 & / & / & / & / & 4 & / \\ 1 & / & 2 & / & / & / & 5 & / & / & 6 \end{pmatrix} \tag{4}$$

Matrica koja se na ovaj način formira prema podacima iz baze podataka o mostovima (BPM) ima samo po dva poznata podatka u svakom redu koji odgovaraju dvema obavljenim inspekcijama na mostovima u periodu 1990-2008 godine.

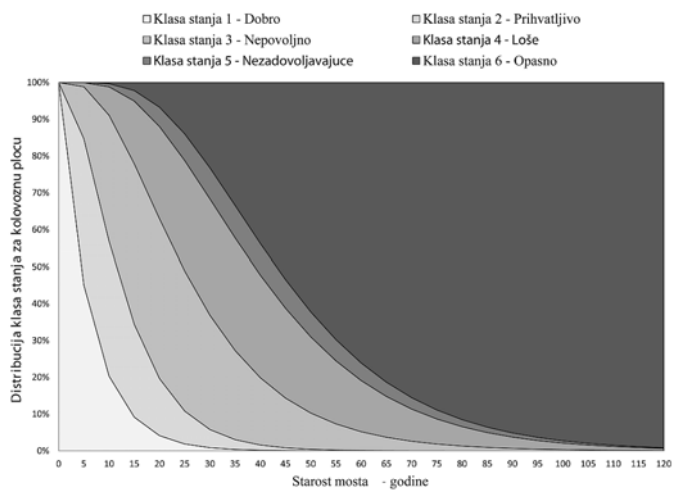
Korišćenjem EM algoritma [5], a na osnovu samo dva sukcesivna zapisa o stanju određena je matrica prelaza za period od jedne godine. Očekivano stanje betonske kolovozne ploče, na osnovu ovih ''grubih'' podataka, prikazano je na Slici 1 kao puna linija. Kako se može uočiti kolovozna ploča ni nakon 120 godina ne dolazi u klasu stanja 6. Imajući u vidu iskustva širom sveta, može se pomisliti da su betonske kolovozne ploče mostova u Srbiji izuzetno kvalitetne ili da su podaci sa pregleda nepouzdani. Ukoliko se odbaci sumnja u kompetentnost osoblja koja je preglede obavljala, podaci zapravo ukazuju da su vršene određene popravke, koje nisu, kako je naglašeno unete u bazu. Usled nedostatka zapisa o izvršenim popravkama izgleda kao da se stanje kolovoznih ploča veoma velikog broja mostova, ni nakon prosečnih 12, godina nije promenilo. Očekivano stanje kolovozne ploče, prikazano na slici 1 kao puna linija je potpuno u skladu sa ''grubim'' podacima iz baze. Ostaje otvoreno pitanje kako ustanoviti kada je do popravki na elementima mostova, koje su očigledno usporile propadanje, došlo. Iako je manipulacija izvornim podacima problematična, da bi se došlo do realnije slike propadanja elemenata konstrukcije bilo je neophodno usvojiti određene pretpostavke u pogledu nedostajućih podataka o intervencijama na mostovima. Poznato je da je 1999, nakon NATO bombardovanja, sprovedena obimna kampanja obnove, zbog čega je kao pretpostavka usvojeno da su popravke elemenata mostova obavljene 1999 godine. Obzirom da je baza formirana 1990, za većinu mostova je prvi pregled obavljen pre NATO bombardovanja i on se može smatrati verodostojnim. Međutim, drugi pregled koji je obavljen nekoliko godina nakon NATO bombardovanja se ne može posmatrati kao sledeće gore stanje obzirom da ne postoje podaci o eventualnoj popravci iz perioda obnove. Drugim rečima, za ove mostove se raspolaže samo jednim podatkom, što je nedovoljno za formiranje matematičkog modela. Ukoliko se odbace svi mostovi koji su prvi pregled doživeli pre 1999 a drugi nakon 1999 za obradu ostaje veoma mali broj mostova (oko 10% od ukupnog broja). Ukoliko se pretpostavi da je klasa stanja svih elemenata mosta neposredno nakon izgradnje klasa 1 i da nije bilo nikakvih popravki do prvog pregleda, tada i za mostove koji su pregledani samo jednom postoje dva podatka: početno stanje i stanje na prvom pregledu. Pretpostavka da nije bilo popravki elemenata mosta u periodu od izgradnje pa do prvog pregleda se može smatrati opravdanom slučaju betonskih mostova koji nisu bili stariji od 20 godina pri prvom pregledu. Na opisani način se dolazi od neophodna dva podatka za skoro sve mostove iz baze i oni se dalje koriste za određivanje matrice prelaza za period od jedne godine. Drugim rečima, formirana je transformisana matrica inspekcije dopunjena početnim stanjem nakon izvođenja i odbacivanjem podataka sa pregleda nakon 1999 godine za one mostove kojima je to drugi pregled. Primenom

opisane transformacije podataka dolazi se do očekivanog stanja betonske kolovozne ploče prikazanog na slici 1 (isprekidana linija).



Slika 1 Očekivano stanje kolovozne ploče određeno na osnovu''grubih'' podataka sa dva uzastopna pregleda i na bazi transformisane matrice inspekcija

Relativna frekvenca klasa stanja betonske kolovozne ploče pri određenoj starosti je prikazana na slici 2. U ovom slučaju za određivanje članova matrice prelaza za jednu godinu korišćena je transformisana matrica inspekcija.



Slika 2 Relativna frekvenca klasa stanja betonske kolovozne za određenu starost mosta

4 ZAKLJUČAK

U cilju razvoja sistema upravljanja mostovima u Srbiji prikazan je racionalan model propadanja betonske kolovozne ploče mostova. Na osnovu iskustava iz drugih zemalja predložen je matematički model diskretnih Markovljevih lanaca za opisivanje propadanja elemenata mosta tokom vremena. Obzirom na raspoloživu bazu podataka, za određivanje članova matrice prelaza za jednu godinu, upotrebljen je EM algoritam koji je posebno efikasan ukoliko su pregledi neredovno vršeni. Treba imati u vidu da stanje baze podataka o mostovima u Srbiji verodostojno oslikava stanje u državi i društvu u periodu 1990-2008. Iako veoma napredna u vreme svog formiranja, ovoj bazi nedostaju podaci koji se odnosi se na vrste i vreme intervencija, što dovodi do drastičnog potcenjivanja stepena propadanja elemenata mostova. Nakon opisane transformacije ''grubih'' podataka iz baze podataka o mostovima, predloženi model Markovljevih lanca može dati upotrebljive rezultate u smislu prognoze propadanja elemenata mostovske konstrukcije.

Zahvalnost

Autori izražavaju zahvalnost JP Putevi Srbije koje je unogućilo uvid u Bazu podataka o mostovima koja je korišćena u ovoj analizi. Posebnu zahvlanost izražavamao gosp. M. Veljoviću i gosp. D. Bebiću koji su svojim praktičnim iskustvom u inspekcijama i održavanju mostova pomogli u izradi ove analize**.**

LITERATURA

[1] Bebić D.:.Predlog postupka određivanja prioriteta u održavanju mostova Časopis: Institut za Puteve, Volume 15, Issue 15, str. 45-56: Beograd, 1986

[2] Thompson, P. D., Small, E. P., Johnson, M. and Marshal, A. M. :The Pontis Bridge Management System. Structural Engineering International, Vol. 8, p. 303–308, 1998

[3] Hajdin, R.: KUBA 4.0 - The Swiss Road Structure Management System. International Bridge and Structure Management: Tenth International Conference on Bridge and Structure Management, Buffalo, 2008; IBSMC08-027, p. 47-62, 2008

[4] Sherlaw-Johnson C.,Gallivan S., Burridge, J.: Estimating a Markov Transition Matrix from Observational Data. Journal of the Operational Research Society, Vol. 46 No. 3, 1995

[5] Hajdin R., Peeters L. : Bridging Data Voids: Advanced Statistical Methods for Bridge Management in KUBA. International Bridge and Structure Management: Tenth International Conference on Bridge and Structure Management, Buffalo, 2008; IBSMC08-027, p. 90-104, 2008

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Đorđe Martinović[1]

TESTIRANJE TIPSKIH DALEKOVODNIH STUBOVA U QATARU

Rezime:

U saopstenju se daje prikaz testiranja tipskih dalokovodnih stubova u proizvodnim pogonima isporucioca a pre pocetka proizvodnje odgovarajuce serije. Predmet su stubovi proizvedeni u Rumuniji i Indiji, koji su sastavni deo vise dalekovoda izvedenih u Qataru u sklopu IV - IX faze prosirenja elektroenergetske drzavne mreze gde je Energoprojekt -Entel bio Konsultant.

Ključne reči: Qatar, Energoprojekt, Dalekovod, Stub ,Testiranje.

TESTING OF OVERHEAD LINE TYPE TOWERS IN QATAR

Summary:

The paper presents overhead line type towers testing in factories before starting of serial fabrication. The subject are towers fabricated in Romania and India as part of more overhead lines constructed in Qatar. This is part of government power system extensions from phase IV to phase IX where Energoprojekt - Entel has been Consultant.

Key Words: Qatar, Energoprojekt, Overhedline, Tower, Testing.

[1] Dipl.inž.građ., Šef specijalistickog tima, Energoprojekt- Entel , Bulevar Mihaila Pupina br. 12, 11070 Beograd (M.Sc.C.E., Team Leader , Energo Consult , P.O. Box 52473 Abu Dhabi-UAE)

1. PREDGOVOR

Qatar je drzava u Persijskom zalivu koja obiluje znacajnim nalazištima tečnog gasa i nafte. Bivša je kolonija Velike Britanije, a engleski jezik je službeni, pored arapskog. Zemlja je tradicionalne islamske kulture na Bliskom istoku.

Energoprojekt-Entel je angazovan u Qataru sa sedistem u glavnom gradu Dohi od 1991 godine neprekidno do danas kao konsultantska kompanija za razvoj i prosirenje elektroenergetskog drzavnog sistema. Pored projekata za QP (Qatar Petroleum) bio je glavni konsultant za faze prosirenja elektro energetskog sistema : IV, VI,VII,VIII i IX. U sklopu tih projekata realizovane su mnogobrojne DALEKOVODNE LINIJE napona od 11 kV do 400 kV.

Faza IV je prvi veliki posao Energoprojekt-Entela u Qataru dobijen u jakoj medjunarodnoj konkurenciji. Izradio je konceptualno resenje sistema, tendersku dokumentaciju, evaluciju ponuda pri izboru izvodjaca, revidovao/overio kompletnu projektnu dokumentaciju,izvrsio nadzor nad testiranjima u fabrikama isporucioca opreme kao i komlpetan multidisciplinarni nadzor nad izvodjemnjem i pustanjem u pogon. Glavni Kontraktor / Generalni izvodjac bio je konzorcijum velikih isporucilaca opreme (Cogelex Alsthom , Schneider Electric, Cegelec iz Francuske i ABB iz Svedske). Izveden je veliki broj trafostanica i dalekovoda napona od 132kV & 220 kV. Nakon realizacije ovog projekta doslo je do prosirenja delatnosti Entela u regionu zemalja zaliva (GCC) na Oman 1998. i UAE (Abu Dhabi 2001 / Dubai 2004 godine).

2. UVOD

U ovom radu se prezentuje testiranje dalekovodnih stubova u okviru faze IV koja je realizovana 1995-1998 godine kao i faze VIII 2008-2009.

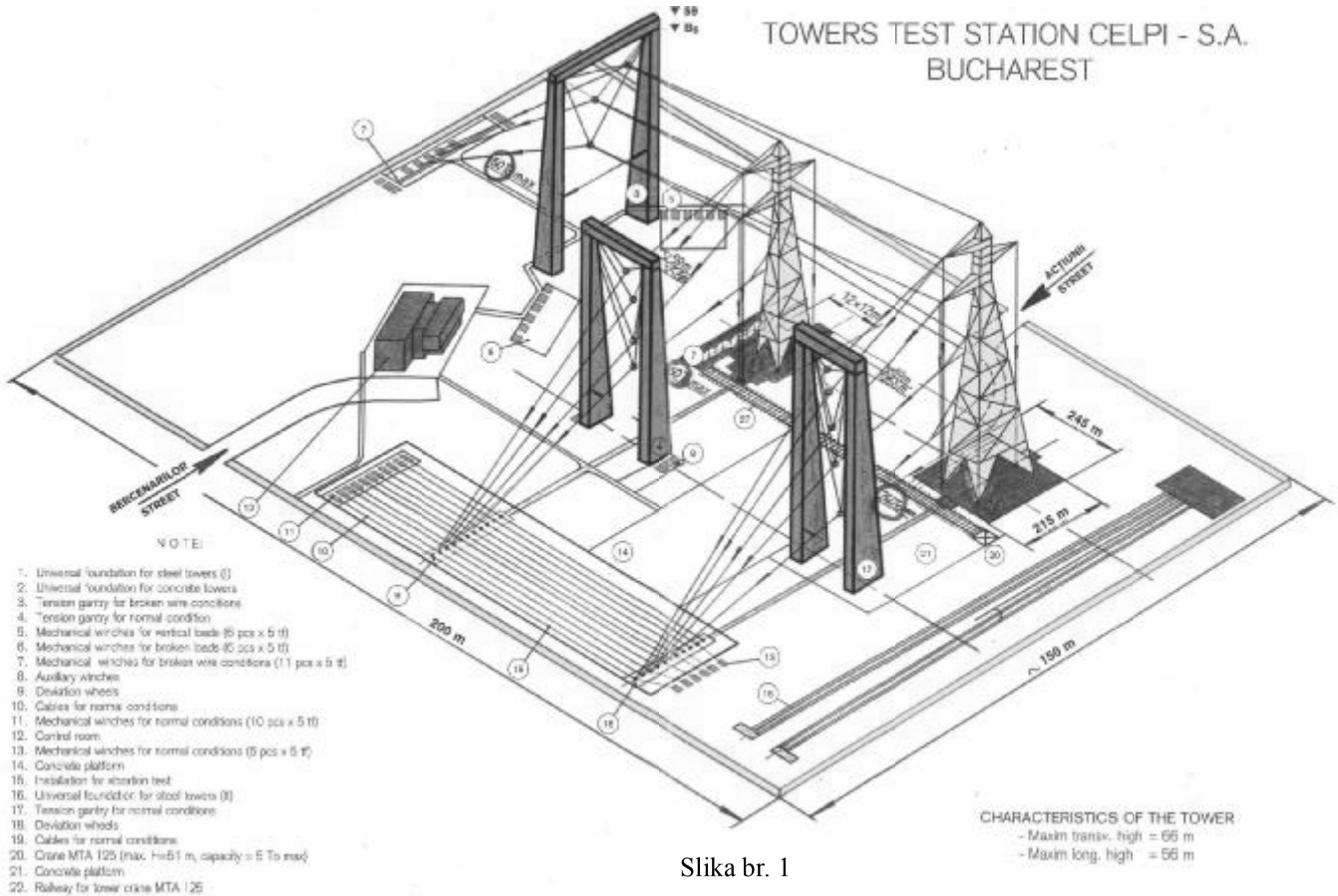
Na fazi IV ucesnici su bili:

Investitor: Ministry of Electricity and Water / Qatar-Doha
Konsultant: Energoprojekt -Entel / SR Jugoslavija-Beograd
Izvodjac dalekovoda: Cegelec / France
Proizvodjac DV stubova: Electromontaj / Romania -Bucharest ("Celpi")

Na fazi VIII ucesnici su bili:
Investitor: Kahrama / Qatar-Doha
Konsultant: Energoprojekt -Entel / Srbija -Beograd
Izvodjac dalekovoda : Hyundai Engineering & Construction / South Korea
Proizvodjac DV stubova: Jyoti Structures / India - Nashik

3. METODOLOGIJA TESTIRANJA

Testiranje DV stubova se vrsi prema medjunarodnim standardima koji respektuju strateski/energetski znacaj te vrste objekata kao i tipizaciju kao deo projektnog koncepta. Naime svaka dalekovodna linija je sastavljena od vise tipova


TOWERS TEST STATION CELPI - S.A.
BUCHAREST
BERCENARILOR STREET
ACTIUNII STREET
245 m
215 m
200 m
~ 150 m
NOTE:
1. Universal foundation for steel towers (I)
2. Universal foundation for concrete towers
3. Tension gantry for broken wire conditions
4. Tension gantry for normal condition
5. Mechanical winches for vertical loads (5 pcs x 5 tf)
6. Mechanical winches for broken loads (5 pcs x 5 tf)
7. Mechanical winches for broken wire conditions (11 pcs x 5 tf)
8. Auxiliary winches
9. Deviation wheels
10. Cables for normal conditions
11. Mechanical winches for normal conditions (10 pcs x 5 tf)
12. Control room
13. Mechanical winches for normal conditions (5 pcs x 5 tf)
14. Concrete platform
15. Installation for elevation test
16. Universal foundation for steel towers (II)
17. Tension gantry for normal conditions
18. Deviation wheels
19. Cables for normal conditions
20. Crane MTA 125 (max. H=51 m, capacity = 6 To max)
21. Concrete platform
22. Railway for tower crane MTA 125
CHARACTERISTICS OF THE TOWER
- Maxim transv. high = 66 m
- Maxim long. high = 56 m

Slika br. 1

stubova koji se prema projektu rasporedjuju u funkcionalni sistem pri cemu se vise puta koristi isti tip stuba.

Takodje u okviru jednog tipa stuba vrsi se i varijacija ukupne visine pomocu tipskih modula koji se dodaju ili oduzimaju po potrebi radi usaglasavanja trazenog profila provodnika sa profilom terena. Ponekad se vrsi u brdovitim terenima i varijacija duzine odnosno visine svake od cetiri pojedinacne noge/pojasa. Tipizacija temelja DV stubova se takodje dodatno vrsi uzimajuci u obzir promene geomehanickih uslova na trasi ali to u ovom radu nije predmet razmatranja.

Na osnovu zahteva investitora uglavnom se trazi testiranje svakog tipa stuba kojih na jednoj trasi moze biti 4-5 komada. Samo testiranje se radi da bi se dodatno staticki verifikovao prethodno uradjeni projekat.Tek posto se to uspesno zavrsi i overi ceo projekat stuba ukljucujuci i testiranje moze se pristupiti proizvodnji predmetne tipske serije ciji je broj utvrdjen dokumentacijom. Stub-prototip koji se testira je u pravoj velicini i izradjen je od celika prema projektu sa simulacijom opterecenjima/silama takodje realnih iznosa. Ceo postupak se vrsi u posebnim test stanicama koje su u tu svrhu pripremljene i odobrene (vidi sliku br.1). Stanica ima svoj kapacitet prema velicini /visini stubova i sila koje treba aplicirati a to zavisi od naponskog nivoa elektro - voda jer sa vecim naponima idu vece visine i rasponi a time i sile ,da bi se ostvarile trazene vece zastitne visine u odnosu na teren i okolne objekte.

4. OPTERECENJA ZA TESTIRANJE

Opterecenja za testiranje se biraju kao karakteristicne projektne kombinacije.To se utvrdjuje standardima i tenderskim uslovima od strane investitora i konsultanta.Obicno su merodavne sledece kombinacije:

1. Opterecenje u fazi montaze provodnika.
2. Dva slucaja prekida provodnika sa jedne strane kao incidentno opterecenje
3. Maksimalno gravitaciono opterecenje sa maksimalnim poprecnim vetrom
4. Opterecenje do loma stuba (izabrani slucaj)

Opterecenja u svim testnim kombinacijama se nanose postepeno u fazama od : 50% ,75% ,90%,95% i 100% ukupnih funkcionalno/projektnih sila pomnozena odgovarajucim faktorima sigurnosti (granicne sile nosivosti). Za normalne slucajeve opterecenja faktori su 2.0-2.5 a za incidentna stanja kao prekid provodnika i fazu montaze 1.25-1.5. Stub mora da izdrzi svaku od predvidjenih granicnih kombinacija do 100% bez ikakvih ostecenja elemenata konstrukcije ili veza kao i u prihvatljivim granicama deformacija odnosno aktuelnih pomeranja tacaka sistema. Na kraju se uglavnom osnovna kombinacija opterecenja(maksimalano gravitaciono opterecenje sa poprecnim vetrom) nastavi da povecava po 5 % preko granice od 100% sve dok se ne pokaze vidno ostecenje nekog od elemenata konstrukcije ili gubitak globalne stabilnosti(vidi sliku br. 3). Ta poslednja kombinacija je test do loma i njime se utvrdjuje stvarni kapacitet nosivosti stuba.



Slika br.2



Slika br.3

Za projektovanje i testiranje stubova se koriste tenderski propisani uslovi kao i poznati medjunarodni standardi koji su njen satavni deo, a medju njima najznacajniji su:

- IEC 60652, Loading tests on overhead line structures
- IEC 60826, Design criteria of overhead transmission lines
- ASCE 10-97, Design of Latticed Steel Transmission Structures
- ASCE 52, Guide for Design of Steel Transmission Towers
- EN 50341,Overhead electrical lines exceeding AC 45 kV

5. PROGRAM I POSTUPAK TESTIRANJA

Postupak testiranja se vrsi prema unapred odobrenom programu. Takodje se proverava opremljenost i organizacija cele stanice. Definisani su tacno crteazi po kojima se vrsi montaza prototipa na predvidjenoj stanici za testiranje.Takodje se prethodno odobrava i procedura testiranja kao poseban dokument.Trajanje celog postupka je u proseku oko tri dana za jedan stub.

Prvo se izvrsi montaza prototipa uz pomoc toranjskog krana odgovarajuce visine a zatim inspekcija da li montirani stub odgovara dokumentaciji(vidi sliku br. 2).Oslanjanje se vrsi preko univerzalnog temelja koji je projektovan da primi razne tipove stubova.Na temelju se ugradjuje adaptibilni sablon za prilagodjavanje stvarnoj sirini pojedinog testiranog stuba. Nakon toga sledi kontrola i kalibracija mernih uredjaja za opterecenja.Opterecenja se nanose preko celicnih uzadi sa vitlima.Uzad se tako usmeravaju preko pomocnih portalnih konstrukcija da simuliraju delovanje stvarnih sila kako vertikalnih tako i horizontalnih. Karaktristicna su opterecenja na vrhovima konzola gde se fiksiraju provodnici kao primarna opterecenja ali se takodje simulira i horizontalno opterecenje od vetra na sam stub po visini u cvornim tackama.

Kontrola celog sistema apliciranja sila se vrsi digitalnim putem iz centralne konrolne sobe smestene u objektu na stanici. Takodje se iz kontrolnog centra vizelno osmatra stub u prisustvu predstavnika isporucioca ,projektanta ,konsultanta i investitora kao sto se vrsi i fotografisanje sa snimanjem video kamerom karakteristicnih faza.Vrsi se takodje geodetsko osmatranje horizontalnih pomeranja tacaka duz visine stuba iz dva ortogonalana pravca.

Nakon prethodnih priprema pocinje se sa faznim nanosenjem opterecenja i pracenjem ponasanja vizuelnim putem. Registruju se sve vrednosti nanesenih opterecenja kao i aktuelnih pomeranja. Posle svih apliciranih kombinacija registruje se da li je stub izdrzao uspesno sva predvidjena opterecenja i koliki je stvarni kapacitet do loma.

Posle zavrsenog testiranja se demontira stub i uzimaju uzorci za mehanicko testiranje sa odredjenih elemenata konstrukcije po zahtevu investitora i konsultanta.Naknadno se izvrse testiranja uzoraka. Mehanicke karakteristike materijala treba da su u odredjenim granicama i ne smeju biti vece od standardom propisanih radi garancije da na prototipu nije koriscen jaci materijal od onog koji ce se naci u redovnoj serijskoj proizvodnji. Prethodno direktno utice na validnost testa pored zavrsenog testiranja opterecenjima stuba.

Nakon toga projektant sa isporuciocem formira izvestaj testiranja kao zvanicni ugovorni dokument sa svim relevantnim propisanim tehnickim podatcima i zakljuckom, koji je nakanadno takodje predmet overe od strane narucioca stubova.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Бојан Миловановић[1], Владан Кузмановић[2], Љубодраг Савић[3]

ПАРАМЕТАРСКА АНАЛИЗА НАПОНА У ЗОНИ УЗВОДНОГ ЗУБА ГРАВИТАЦИОНЕ БЕТОНСКЕ БРАНЕ

Резиме:

Као мера за повећање опште стабилности гравитационих бетонских брана, узводни зуб је први пут примењен почетком 20. века, док се са његовом широм применом отпочело педесетак година касније. Међутим, до сада није посвећена дужна пажња процени напонског стања у области узводног зуба. Циљ истраживања је да се добије поуздана процена напона у овој зони, са посебним освртом на напоне затезања, који могу да изазову прслине у бетону. Истраживање је засновано на методи коначних елемената, са оригиналним решењем за темељну спојницу. Параметарском анализом је обухваћен широк опсег висина бране, облика узводног зуба и карактеристика темеља.

Кључне речи: Гравитационе бетонске бране, напони затезања, узводни зуб

PARAMETRIC STRESS ANALYSIS IN THE UPSTREAM CUTOFF ZONE OF CONCRETE GRAVITY DAMS

Summary:

Upstream cutoff in the concrete gravity dam foundation is introduced as a general stability measure in the beginning of the 20-th century. It become widely accepted in design practice in the late 50-ties. Nevertheless, very little is done in the stress evaluation in the cutoff zone, so far. The intention of this research is to obtain a reliable assessment of the stresses in this zone, particularly occurrence and distribution of tensile stresses, which may produce cracks. Parametric analysis is based on a finite-element model, with special features in the foundation zone, and encompassed large range of dam heights, cutoff shapes, and foundation properties.

Key words: gravity concrete dams, tensile stresses, upstream cutoff

[1]Ас. мр Бојан Миловановић, дипл.грађ.инж., Грађевински факултет Универзитета у Београду
[2] Доц. др Владан Кузмановић, дипл.грађ.инж., Грађевински факултет Универзитета у Београду
[3]Проф. др Љубодраг Савић, дипл.грађ.инж., Грађевински факултет Универзитета у Београду

1 УВОД

Узводни зуб у темељу гравитационих бетонских брана појавио се почетком 20. века као конструктивна мера за повећање опште стабилности, а у градитељској пракси усталио се тек после Другог светског рата у бившем Совјетском Савезу. Прва гравитациона брана са узводним зубом код нас је изграђена 1955. године у Малом Зворнику.

У теорији, узводним зубом се најпре бавио Ј. Л. Борзах, који га препоручује као веома ефикасну меру за повећање сигурности против клизања. Борзах (Гришин 1956) предлаже и димензије зуба (висина зуба око 5% висине бране, а дужина око 15% висине). Гришин указује на опасност појаве концентрације напона у зони зуба, па препоручује да се веза између зуба и хоризонталне равни темеља изведе под тупим углом (премда не предлаже конкретну вредност угла).

И поред честе примене узводног зуба, до сада није посвећена дужна пажња прорачуну напонског стања и процени могућности развоја прслина у бетону у зони зуба. С обзиром да се појавом ваљаног бетона, актуелизује изградња гравитационих бетонских брана у свету (Кузмановић at al. 2010, Кузмановић 2008), то се и питања везана за узводни зуба намећу као важна тема.

Циљ овог рада је анализа напонског стања у зони узводног зуба бране, пре свега утврђивање положаја и површине зона затезања. Истраживање је спроведено израдом и коришћењем нумеричког модела, заснованог на методи коначних елемената. Разматране су бране различитих: висина, нагиба низводне косине зуба и модула еластичности стене у темељу, при чему се водило рачуна да параметри опште стабилности разматраних брана буду што сличнији. Узето је да делују уобичајена експлоатациона оптерећења: сопствена тежина, хидростатички притисак и узгон.

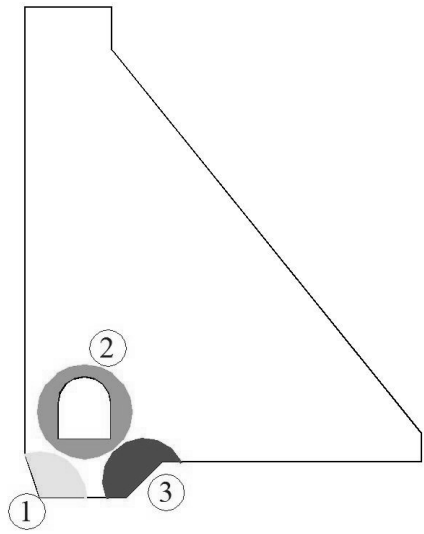
Најпре су дефинисане и описане могуће зоне затезања. Затим су усвојени модели брана који ће се разматрати. Следи преглед основних једначина, прорачунског поступка и претпоставки за одређивање напонског стања. На крају су приказани и описани резултати прорачуна за испитиване конструкције.

2 МОГУЋЕ ЗОНЕ ЗАТЕЗАЊА

Попречни пресек гравитационе бетонске бране следи облик правоуглог троугла са дужом катетом као узводним лицем, што проистиче из услова опште стабилности и захтева да пресек буде изложен напонима притиска (Петровић 2002, Савић 2009).

Међутим, постоје зоне у којима се услед локалне промене геометрије пресека (круна, зуб, галерије и низводна ножица бране) јавља концентрација напона, што може довести и до појаве напона затезања. Могуће зоне затезања у околини зуба, приказане су на слици 1:

1. Узводна косина зуба,
2. Галерија,
3. Спој низводне косине зуба и хоризонталне равни темеља.



Слика 1 – Могуће зоне напона затезања

Напони затезања на узводној косини зуба (зона 1), настају као последица деловања момента савијања услед хидростатичког оптерећења. Евентуална појава прслине у зони 1 изазвала би повећање филтрационог притиска, што би смањило општу стабилност. У овој зони може доћи и до нарушавања везе између узводне косине зуба и стене, тј. до локалног „одлепљивања“ бетонског пресека од темељне средине, што треба узети у обзир при моделирању напонског стања.

Напонско стање око галерија (које су довољно далеко од спољашњих контура бране) одговара напонима код дубоких тунела у чврстој стенској маси, јер је сопствена тежина бетона бране изнад галерије аналогна брдском притиску. Напони затезања око галерија су локалног карактера. У циљу смањења могућности појаве прслина у зони 2, усваја се облик галерије са кружним сводом, а кота дна галерије поставља се изнад хоризонталне равни темеља.

Облик темељне спојнице значајно утиче на сигурност против клизања бране. Хоризонталне силе се преко зуба (као преко кратког елемента) преносе на темељну средину, изазивајући напоне смицање између зуба и дела бране изнад хоризонталне равни темеља. Интензитет напона зависи од односа модула еластичности бетона и стене у темељу. Евентуална појава прслина у зони 3 је посебно неповољна пошто се у непосредној близини споја низводне косине зуба и хоризонталне равни темеља обично налази галерија.

3 ПРОРАЧУНСКИ МОДЕЛИ

Параметарска анализа обухвата бране различитих висина, са различитим нагибом низводне косине зуба и са различитим односом модула еластичности бетона и стене.

Висине модела кретале су се у опсегу од 34,5 до 106,5 m и то:

- модел "H_1" – 34,5 m
- модел " H_2" – 70,5 m
- модел " H_3" – 106,5 m.

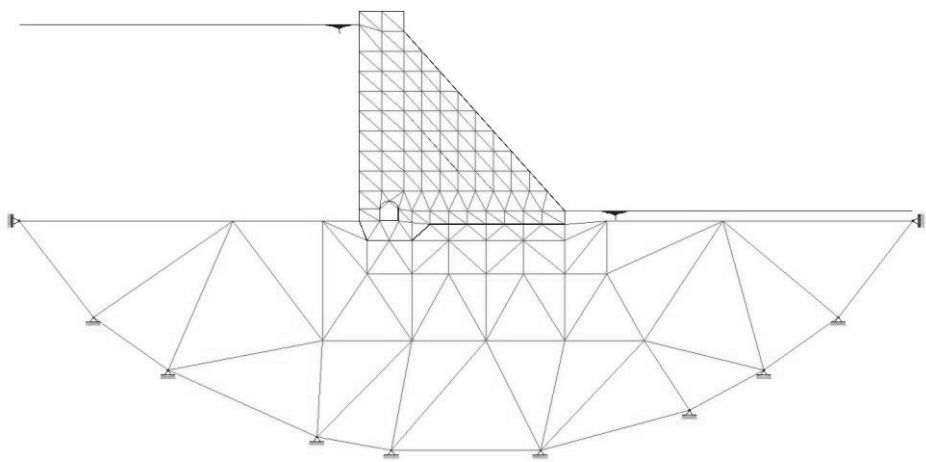
Усвојена су три различита нагиба низводне косине зуба:
- нагиб " n_1" – 1 : 1 (уобичајен нагиб)
- нагиб " n_2" – 1 : 2 (благ нагиб)
- нагиб " n_3" – 1 : 3 (веома благ нагиб).

Да би се узео у обзир што шири спектар односа модула еластичности бетона и стене у којој се брана темељи, разматрани су:
- модел " E_1" – $E_B/E_S = 1$ (изузетно крута стена)
- модел " E_2" – $E_B/E_S = 3$ (крута стена)
- модел " E_3" – $E_B/E_S = 5$ (мека стена)
- модел " E_4" – $E_B/E_S = 10$ (изузетно мека стена).

Усвојено је да запреминска тежина бетона код свих посматраних брана износи $\gamma_B = 24$ kN/m^3, док је запреминска тежина стене $\gamma_S = 26$ kN/m^3.

4 НУМЕРИЧКИ МОДЕЛ

Истраживање је спроведено методом коначних елемената. Коришћен је равански модел попречног пресека бране, уз претпоставку о равном стању деформација (слика 2).



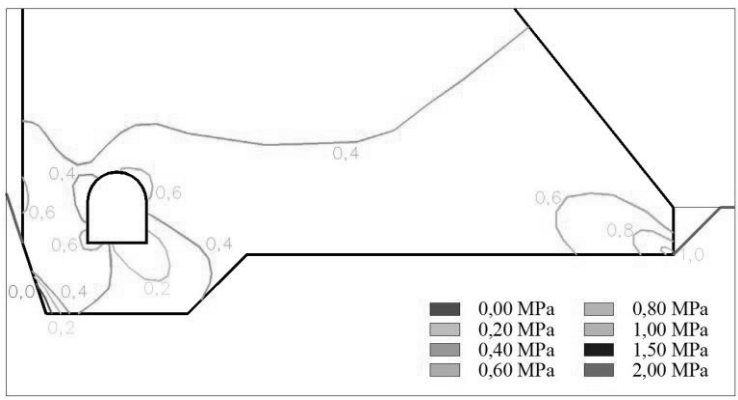
Слика 2 Равански модел попречног пресека

С обзиром да је циљ квалитативна анализа напонског стања, за бетон и стену су коришћени троугаони коначни CST елементи, а за контакт стенске масе и бране правоугаони круто-пластични елементи инфинитезималне висине. Сматраће се да се са бране на стену могу пренети напони притиска, али не и напони затезања.

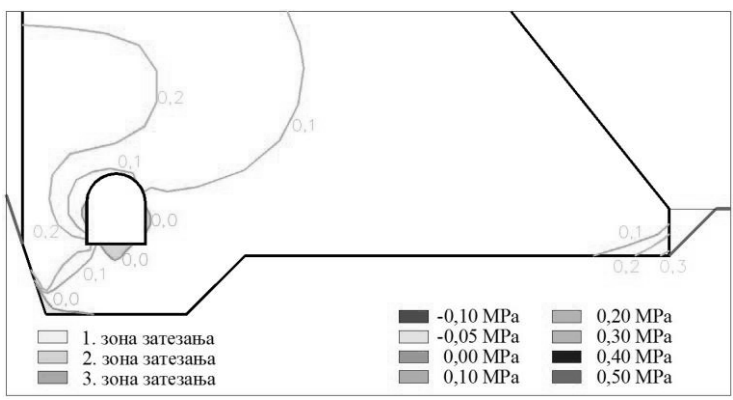
Најпре се анализом осетљивости модела на димензије коначних елемената дошло до потребне густине мреже, која не утиче на резултате напонског стања (тј. мреже у којој се не јављају нумерички изазване концентрације напона). Затим је, у циљу дефинисања зона затезања, срачунато напонско стање у околини узводног зуба.

5 РЕЗУЛТАТИ ПРОРАЧУНА

Као најбитнији резултати који описују напонско стање у зони узводног зуба бране приказани су дијаграми главних напона σ_1 и σ_2, као и изглед зона напона затезања На сликама 3 и 4 види се напонско стање за модел H_1n_1 (брана висине 34,5 m, нагиба низводне косине зуба од 1:1).



Слика 3 Дијаграм напона σ_1, модел H_1n_1E1

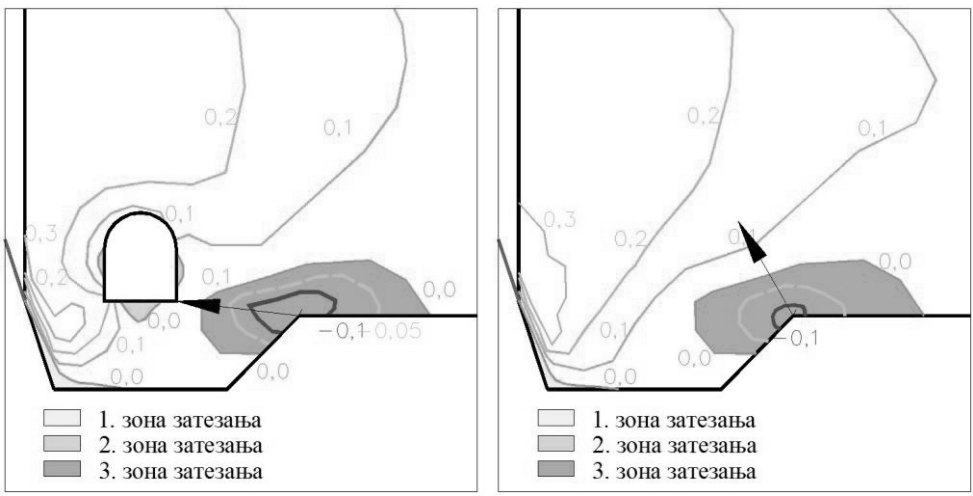


Слика 4 Дијаграм напона σ_2 и зоне затезања, модел $H_1n_1E_1$

На приказаним сликама се види да у околини зуба не постоје услови за појаву прслина, јер је напон затезања мањи од чврстоће бетона на затезање, али и да се узводна косина одваја од темељне средине. Такође, може се уочити да напони затезања постоје

на узводној косини зуба (зона 1) и око галерије (зона 2). Због велике крутости стенске масе, у зони 3 (спој низводне косине зуба и хоризонталне равни темеља) нема затезања.

Да би се показао утицај инјекционе галерије на напонско стање у зони зуба, на слици 5 су приказани главни напони σ_2 и зоне затезања за модел $H_1n_1E_{10}$ са и без галерије. у првом случају градијент напона затезања има правац од споја низводне косине зуба и хоризонталне равни темеља, према дну инјекционе галерије. У другом случају, када нема галерије, градијент напона затезања следи правац симетрале споја низводне косине зуба и хоризонталне равни темеља.

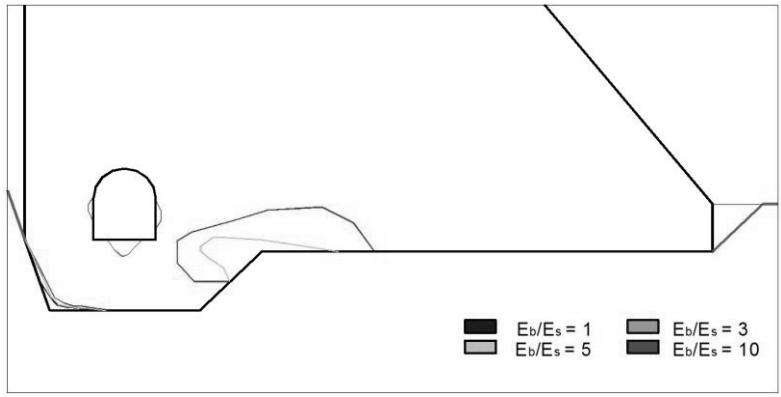


Слика 5 Зоне напона затезања код модел H_1n_1E4 са и без галерије

У овом случају појављују се све три зоне затезања. Разлика у модулу еластичности бетона и стене је довољна да се на низводној косини зуба појаве знатно већи напони затезања него у друге две зоне, тако да ова зона постаје доминантна и по величини и по интензитету напона затезања.

Утицај односа модула еластичности бране и стене E_B/E_S на површине затегнутих зона приказан је на сликама 6 и 7 за моделе H_1n_1. Уочава се да у зони 1 постоји затезање за све вредности E_B/E_S, али је утицај крутости стене веома мали. У зони 2 површина затезања је иста, без обзира на однос E_B/E_S, пошто напони у зони галерије зависе само од сопствене тежине и хоризонталног притиска воде. У зони 3 затезање се јавља само код меких стена (E_B/E_S =5 и 10) и опада са порастом крутости стене (слика 7), што значи да на затезање у овој зони битно утиче слегање у темељу.

Код свих разматраних модела, ублажавање нагиба низводне косине зуба доводи до повећања површине затезања, али се вредности напона затезања смањују. Није се могла уочити зависност између површина зона затезања и висине бране, осим за зону око галерије, код које напони и површине затезања опадају са повећањем висине бране. За све моделе напони затезања су знатно испод чврстоће бетона на затезање (до 20 %).



Слика 6 Утицај односа E_B/E_S на зоне затезања за моделе H_1n_1



Слика 7 Утицај E_B/E_S на површине зона затезања за моделе H_1n_1

6 ЗАКЉУЧЦИ

Параметарска анализа је спроведена на моделима гравитационих бетонских брана различитих висина, различитих нагиба низводне косине зуба, као и различитих односа модула еластичности бетона бране и стене у темељу. Оригиналност истраживања је у прорачунском поступку, који допушта отварање спојнице између бране и стене, тако да се на темељ могу пренети само напони притиска.

Потврђено је да се могу јавити три зоне затезања и то: узводна косина зуба, галерија, и спој низводне косине зуба и хоризонталне равни темеља.

На напоне у зони узводне косине зуба највише утичу хидростатичка сила и узгон, док је утицај утицај сопствене тежине релативно мали. Напонска слика се незнатно мења са променом висине бране, нагиба низводне косине зубе и односа E_B/E_S.

Напони у зони инјекционе галерије уопште не зависе од нагиба низводне косине зуба и односа E_B/E_S. У случају инјекционе галерије стандардног облика и димензија, површина, као и апсолутне вредности напона затезања овој зони, опадају са порастом висине бране.

Напони затезања на низводној косини зуба настају као последица слегања темељне спојнице. Површина зоне и апсолутне вредности напона повећавају се са порастом односа E_B/E_S, док напони опадају са смањењем нагиба косине зуба.

Правци максималног градијента главног напона затезања у трећој зони зависе од постојања инјекционе галерије. За бране са галеријом, градијент је у правцу од низводне косине зуба ка дну галерије, док код брана без галерије има правац симетрале споја косине зуба и хоризонталне равни темеља.

Параметарском анализом се није могла установити веза између вредности напона затезања и висине бране. Максимални напони затезања су знатно мањи од граничне чврстоће бетона на затезање, што значи да нема опасности од појаве прислина. Највеће апсолутне вредности напона затезања се јављају код брана темељених на мекој стени, са стрмим нагибом низводне косине зуба.

ЗАХВАЉИВАЊЕ

Овај рад је подржан од стране Министарства просвете и науке Републике Србије у оквиру пројекта ТР 37009 „Мерење и моделирање физичких, хемијских, биолошких и морфодинамичких параметара река и водних акумулација“.

ЛИТЕРАТУРА

[1] *Гидротехнические сооружения* / М. М. Гришин // Государственное издательство литературьі по строительству и архитектуре 1956., Москва.

[2] *Хидротехничке конструкције – Други део* Петар С. Петровић // Грађевински факултет Универзитета у Београду, 2002., Београд.

[3] *Увод у хидротехничке грађевине* / Љ. Савић // Грађевински факултет Универзитета у Београду, 2009., Београд.

[4] *Design of Small Dams* // U. S. Departmant of the Interior Bireau of Reclamation, USBR, 1987., Denver.

[5] *Термичко понашање гравитационих RCC брана, I део – прорачун температурног поља* / В. Кузмановић // Водопривреда, број 234-236, година 40, јул-децембар 2008/4-6, 2008, Београд, стр. 145-155.

[6] *Long-term thermal 2D and 3D analysis of RCC dams, supported by monitoring verification* / V. Kuzmanovic, Lj. Savic, J. Stefanakos // Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 37, Issue 4, april 2010. pp. 600–610.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Milomir Pavlović [(1)], Zoran Joksović [(2)]

IZVOĐENJE METROSTANICA U ALMATI PRIMENOM MODIFIKOVANE "NATM" METODE

REZIME:

U radu je prikazana tehnologija i organizacija izvođenja metrostanica u Almati primenom modifikovane "NATM" metode (modifikovane nove austrijske tunelske metode). Prikazano je rešenje metropolitena Almate u veoma složenim uslovima građenja, geološki, saobraćajni, konfiguracija, klima i dr.
Metrostanice su duboko položene podzemne stanice za čiju izgradnju je uspešno primenjena "NATM" tehnologija. Tipovi konstrukcija su različiti što je uslovilo i drugačiji tehnološki redosled izvođenja metrostanica.

Ključne reči: NATM, zaštitni kišobran, primarna podgrada, sekundarna obloga

CONSTRUCTION OF THE METRO STATIONS IN ALMATY USING MODIFIED "NATM" METHOD

SUMMARY:

The method and organization of works execution on the metro stations in Almaty, using modified NATM method (modified New Austrian Tunnelling Method) is given in this work. The design shown represents Almaty metropolitan which was constructed under very complex construction conditions (geology, traffic, configuration, climate etc.). Metro stations are underground stations placed at great depths. NATM method was successfully applied for their construction. Structure types are different, which caused different technological arrangement of metro station construction.

Keywords: NATM, pipe-roof, shotcrete lining, inner lining

[(1)] dipl.građ.inž., Beograd

[(2)] dipl.građ.inž., direktor, DuoDec d.o.o. , Beograd

1. O METROU U ALMATY, LINIJE METROA, USLOVI GRAĐENJA, TIPOVI KONSTRUKCIJA

1.1 O METROU I USLOVIMA GRAĐENJA

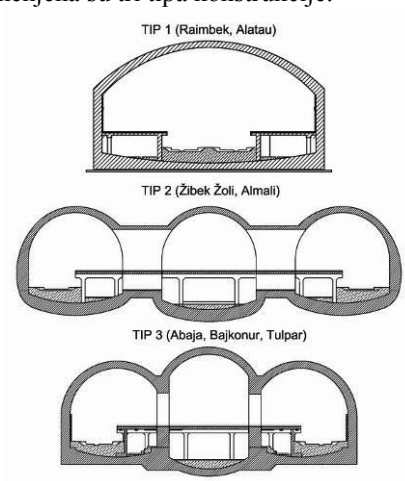
Almati je najveći grad u R. Kazakstanu. Grad leži na padinama Altaiskih planina na nadmorskoj visini od 600-900m. Almaty se nalazi na trusnom području sa značajnom seizmičnošću od 9 stepeni po Merkaliju. Geološka sredina za građenje je veoma nepovoljna i čine je glečarske naslage nevezanog materijala granita i granodiorita. Čestice prašine i gline koje su pomešane sa stenskim materijalom kao i zbijenost postignuta dugogodišnjom prirodnom konsolidacijom čine je uslovno stabilnom.

1.2 UČESNICI U IZGRADNJI

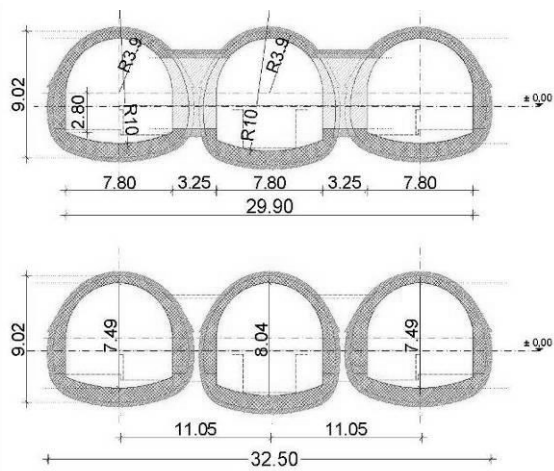
Projektant je AO "Metroprojekt" iz Almate sa značajnim angažovanjem projektantskih organizacija iz Taškenta, Moskve i Sankpetersburga. Naša firma "DuoDEC" iz Beograda imala je značajno učešće u razradi projekta i primeni "NATM" tehnologije, a angažovana je od strane izvođača koji je izveo građevinske radove na dve podzemne metro stanice, Almali i Abaja.

1.3 TIPOVI KONSTRUKCIJA METROSTANICA

Prva faza prve linije koja se gradi kao duboko položena linija u najužem centru grada dužine 8,5 km. Čine je dve paralelne tunelske cevi prečnika 5,5m na osovinskom razmaku od 21m. Izvođene su mehanizovanim štitom (TBM). Na prvoj fazi linije izgrađeno je ukupno sedam metro stanica (dve u otvorenom iskopu i pet podzemnih duboko položenih stanica) primenjena su tri tipa konstrukcije.



Slika 1 – Tipovi metrostanica



Slika 2 – Poprečni presek st. Almali

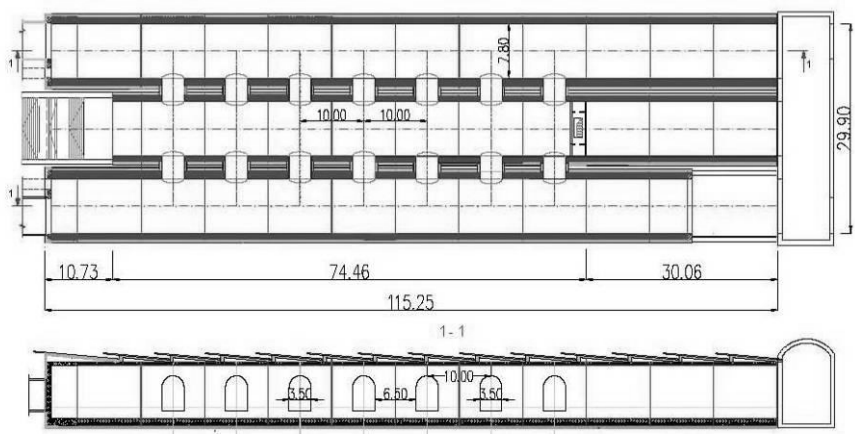
2. TEHNOLOGIJA IZVOĐENJA METROSTANICE ALMALI

2.1 OPIS

Konstrukcija na nivou perona nalazi se na 37 m ispod površine terena i sastoji se od staničnog dela, pristupnog hodnika i tehničkih prostorija. Stanični deo se sastoji od tri nezavisne tunelske cevi, dve bočne kroz koje prolaze vozovi, dužine 115m i srednje cevi za prilaz putnika dužine 104 m. Izvođenje podrazumeva iskop sa izradom privremene podgrade, izradu sekundarne obloge i peronske konstrukcije. Tokom gradnje, tunelske cevi su međusobno nezavisne, a nakon završetka izgradnje spajaju se poprečnim prolazima na osovinskom rastojanju od 10 m. Izvođenje se vrši iz prethodno pripremljenog poprečnog hodnika.

2.2 ALMALI METROSTANICA - PODACI

- jako nepovoljne geotehničke karakteristike, zona 9. stepena seizmičke aktivnosti.
- svaka cev je rađena nezavisno, primenom NATM, koja se sastoji iz sledećih faza:
    - pobijanje zaštitnog ekrana od čeličnih cevi Ø144/6 mm
    - iskop uz demontažu tjubinga
    - primarna obloga od armiranog torkret betona i čeličnih lučnih remenata
    - postavljanje hidroizolacije
    - izrada sekundarne obloge od armiranog betona



Slika 3 – Stanica Almali, osnova i presek

- iskopano je 37188 m^3 tla
- ugradjeno je:
    - 6850 m^3 torkret betona
    - 12840 m^3 betona
    - 1604 t armature
    - 14428 m^2 hidroizolacije
- ukupna površina stanične platforme 1950 m^2

2.3 PRIMARNA PODGRADA

Za iskop i podgrađivanje primenjena je modifikovana "NATM" tehnologija. Rađeno je u punom profilu pod zaštitom ekrana. Zaštitni ekran čine 27 perforiranih čeličnih cevi fi 114/6 mm pobijene u dužini od 10,5m kroz koje se ubacuje injekciona masa pod pritiskom koja nevezanu sredinu povezuje i time čini zaštitni ekran. Iskop i podgrađivanje se vrši u tri faze i to: kalota u koracima 4x1,0m, oporci u koracima 2x2,0m i podnožni svod u koracima 1x4,0m.



Slika 4 – Pobijanje zaštitnog ekrana



Slika 5 – Primarna podgrada

Podgradu, pored zaštitnog ekrana čine: torkret debljine 30cm u kaloti i 40cm u oporcima i podnožnom svodu sa tri armaturne mreže i rešetkaste remenate na razmaku od 1,0m.

2.4 SEKUNDARNA OBLOGA

Na primarnu podgradu prvo je postavljena PVC hidroizolacija d=2,0 cm na sloju geotekstila. Sekundarna obloga je izvođena u dve faze:

- Izrada podnožnog svoda u kampadama od 10,0m.
- Izrada oporaca i kalote tunela takođe u kampadama od 10,0m.



Slika 6 – Hidroizolacija podnožnog svoda



Slika 7 – Armatura podnožnog svoda

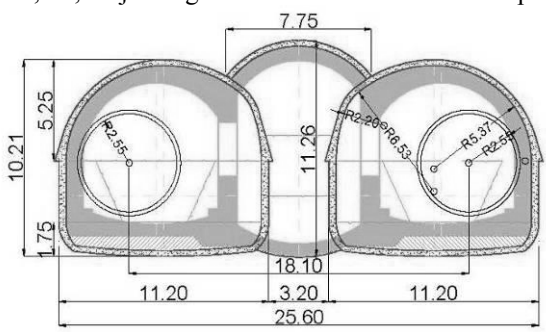
Primenjena je čelična oplata . Zbog izuzetno velike debljine sekundarne obloge sama oplata sa kolicima za prenos bila je teška oko 80 t. Količina betona u jednoj kampadi od 10m kretala se od 180 -200 m^3 po kampadi.

3. TEHNOLOGIJA IZVOĐENJA METROSTANICE ABAJA

3.1 OPIS

Metrostanica Abaja se zbog svog položaja, i sa najlošijim geološkim uslovima sa znatnim učešćem krupnih kamenih samaca smatra najsloženijom za izvođenje. Sama konstrukcija stanice je takođe zahtevala drugačiju znatno složeniju razradu. Stanica se sastoji od peronskog dela, prilaznog hodnika i tehničkih prostorija. Konstrukcija peronskog dela se sastoji od tri svoda sa zajedničkim stubovima (kolonama).

Za izvođenje bočnih staničnih tunela primenjena je "NATM" tehnologija pri čemu je dužina zaštitnog ekrana 10,5m, ali je zbog stabilnosti razrađivana u kampadama od 7,0m.



Slika 8 – Stanica Abaja, presek

Bočni tuneli su razrađivani u tri faze uz maksimalno strogu primenu tehnoloških postupaka. Razradi centralnog dela je moglo da se pristupi tek nakon završetka sekundarne obloge bočnih tunelskih cevi. Razrada je vršena u dve faze i to:

- Iskop i podgrađivanje uz sukcesivno betoniranje AB kalote u kampadama od 5,0m.
- Iskop i podgrađivanje uz sukcesivno betoniranje donjeg svoda u kampadama od 10.0m.

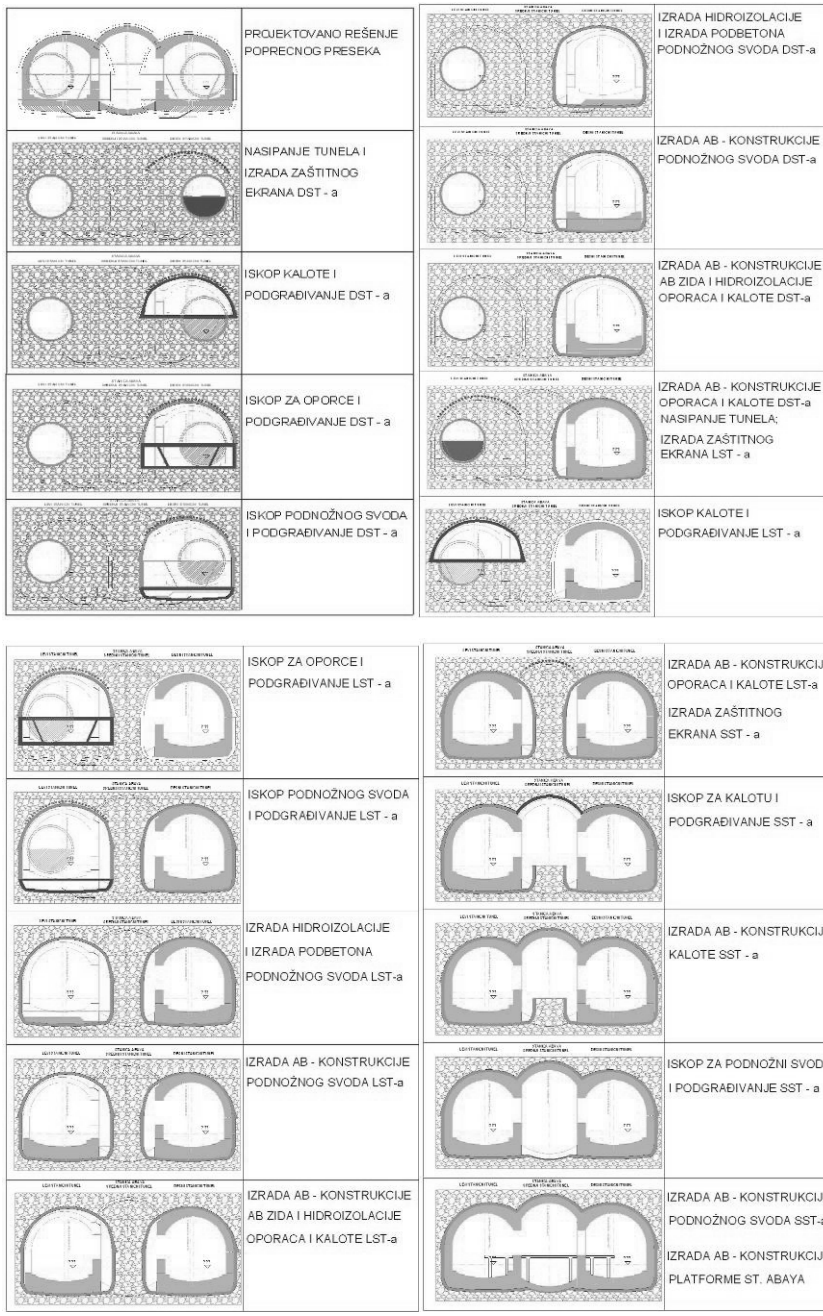
Neposredno pre izrade sekundarne obloge vršena je ugradnja PVC hidroizolacije d=2mm. Sekundarna obloga na bočnim cevima je rađena u dve faze:

- Podnožni svod i deo zajedničkog zida do otvora u kampadama od 9,0m
- Kalota tunela sa zajedničkim zidom u kome su ostavljani otvori rađeni u dvostranoj oplati u kampadama od 9,0m

3.2 ABAJA METROSTANICA – PODACI

- iskopano je 31294 m^3 tla
- ugradjeno je:
    - 5406 m^3 torkret betona
    - 11106 m^3 betona
    - 1788 t armature
    - 11156 m^2 hidroizolacije
- površina stanične platforme 1495 m^2

4. STANICA ABAJA – FAZE GRAĐENJA



DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Mira Petronijević[1], Marija Nefovska-Danilović[2], Marko Radišić [3]

PROCENA VIBRACIJA OD SAOBRAĆAJA

Rezime:

U ovom radu dat je pregled postupaka za procenu vibracija izazvanih dejstvom saobraćaja, definisanih postojećim britanskim i nemačkim propisima. Procena i predviđanje dejstva vibracija od saobraćaja na objekte i ljude prikazan je na primeru vibracija od saobraćaja na 24 objekta u Bulevaru kralja Aleksandra u Beogradu.

Ključne reči: vibracije od saobraćaja, predviđanje, BS i DIN

ASSESMENT OF TRAFFIC INDUCED VIBRATIONS

Summary:

Procedures for assessment of traffic induced vibrations in buildings, according to the existing British and German's standards, are presented in this paper. Analysis of effects of traffic induced vibrations on buildings and building residents, as well as vibration prediction is carried out on 24 buildings in Boulevard of King Alexander in Belgrade.

Key words: traffic induced vibration, assessment, BS, DIN

[1] dr, dipl.građ.inž, vanredni profesor, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, pmira@grf.bg.ac.rs

[2] mr, dipl.građ.inž, asistent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, marija@grf.rs

3 Master, asistent student doktorskih studija,Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, marko.radisic@gmail.com

1 UVOD

Vibracije od putnog saobraćaja se prenose kroz tlo do objekta gde se pojačavaju i negativno deluju na objekte, ljude i osetljivu opremu u njima. Istraživanja su pokazala da putni sobraćaj generiše vibracije čije su frekvencije između 5 i 25 Hz. Amplitude brzina se kreću od 0.05 do 25 mm/s, a amplitude ubrzanja od 0.005-2.0 mm/s^2.

Pojedine zemlje, kao Nemačka, Velika Britanija, Švajcarska, Norveška, i dr., kao i Internacionalna organizacija za standarde (International Standard Organisation - ISO), su donele standarde kojima se definišu merenje i ocena dejstva vibracija na:

- ljude,
- objekte i
- osetljivu opremu.

Međutim, u Srbiji ne postoji standard koji definiše dozvoljeni nivo vibracija od saobraćaja.

U narednom delu teksta analiziraće se odredbe sledećih standarda:

- Nemački standardi DIN 4150-2 **[3]**, DIN 4150-3
- Britanski standardi BS 7385

Oba standarda koriste brzinu izmerenu na objektu za procenu mogućeg oštećenja zgrade i efekta na ljude u zgradama. Nivo vibracija od saobraćaja i ocena potencijalnih oštećenja zgrada tj. nepovoljnog dejstva na ljude primenom ovih standarda biće ilustrovana u slučaju 24 objekta u Bulevaru kralja Aleksandra u Beogradu.

U najvećem broju slučajeva, za procenu je dovoljno meriti samo vertikalne vibracije, pošto vertikalne komponente brzine imaju veće amplitude i mnogo se efikasnije prenose u fundament, a zatim kroz objekat, od horizontalnih komponenata vibracija.

2 EFEKAT VIBRACIJA NA ZGRADE

Vibracije od saobraćaja su nedovoljno velikih amplituda da bi mogle izazvati oštećenja objekata. Međutim, one mogu doprineti procesu propadanja objekta i doprineti tzv. kozmetičkim oštećenjima pretežno starih zgrada. Za procenu dejstva vibracija na zgrade različiti standardi definišu različite kriterijume. Britanski standard BS 7385: Part 2:1993 [2] i nemački standard DIN 4150: Part 3 [4], za procenu dejstva vibracija na zgrade koriste maksimalnu brzinu vibracija (PPV-*peak particle velocity*) izmerenu u fundamentu objekta. U njima se dopuštena vrednost maksimalne brzine definiše u funkciji frekvencije oscilovanja i tipa konstrukcije.

U tabeli 2 prikazane su granične vrednosti PPV u nivou fundamenta zgrade definisane u BS 7385:2. Ako je maksimalna brzina veća od dopuštene mogu se očekivati kozmetička oštećenja objekata.

Tabela 1: Limit za kozmetička oštećenja zgrada u funkciji maksimalne brzine vibracija (PPV) (mm/s) prema BS 7385:2

		PPV (mm/s)		
	frekvencija / tip zgrade	4 – 15 Hz	15-40 Hz	iznad 40 Hz
1	AB zgrade, industrijske i masivne komercijalne zgrade	50	50	50
2	Nearmirane zgrade, rezidencijalne ili lake komercijalne zgrade	15-20	20-50	50

Granična vrednost brzine vibracija od 50 mm/s za komercijalne i industrijske zgrade je veoma visoka i mala je verovatnoća da se može javiti usled saobraćajnog opterećenja. Za nearmirane zgrade, rezidencijalne ili lake komercijalne zgrade granična vrednost brzine usled dejstva saobraćaja, izuzetno može biti dostignuta, u zoni niskih frekvencija, 4-15 Hz, gde prema BS 7385:2 maksimalna dopuštena PPV iznosi 15 mm/s.

Nemački standard DIN 4150:3 [4], definiše znatno niže vrednosti dopuštenih vibracija, tabela 3. Za rezidencijalne zgrade u zoni niskih frekvencija (f<10 Hz), dopuštena maksimalna komponentalna brzina vibracija u fundamentu je 5 mm/s.

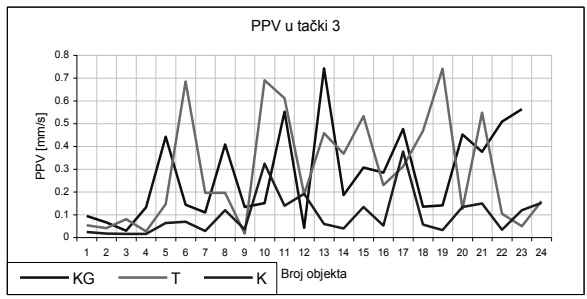
Tabela 2: *Limit za kozmetička oštećenja zgrada u funkciji maksimalne brzine vibracija (PPV) (mm/s) prema DIN 4150:3*

frekvencija / tip zgrade		PPV (mm/s)		
		<10 Hz	10 - 50 Hz	50 -100 Hz
I	Komercijalne i industrijske zgrade	20	20-40	40-50
II	Rezidencijalne i sl. zgrade	5	5-15	15-20
III	Ostale zgrade osetljive na vibracije	3	3-8	8-10

Ukoliko se posmatra pomeranje na najvišem nivou zgrade, granične vrednosti brzina su redom 40 mm/s, 15 mm/s i 8 mm/s za zgrade tipa I, II i III definisane u tabeli 3.

Na slici 1 date su PPV izmerene u osnovi 24 objekta u Bulevaru kralja Aleksandra u Beogradu, usled prolaska T-tramvaja, K-kamiona i KG-kamiona preko prepreke. Kod najvećeg broja zgrada tramvaj izaziva maxPPV, a zatim kamion sa preprekom. PPV od kamiona su najmanjeg intenziteta.

Nijedna od izmerenih vrednosti ne prelazi dopušteni prag vertalnih vibracija za rezidencijalne zgrade, čak ni za zgrade sa osetljivom opremom. Na osnovu toga se može izvesti veoma važan zaključak, da vibracije od postojećeg saobraćaja u Bulevaru kralja Aleksandra ne mogu izazvati oštećenja objekata.



Slika 1. *PPV vertikalnih vibracija izmerenih u tački 3 usled dejstva T-tramvaja, K-kamiona i KG-kamiona preko prepreke*

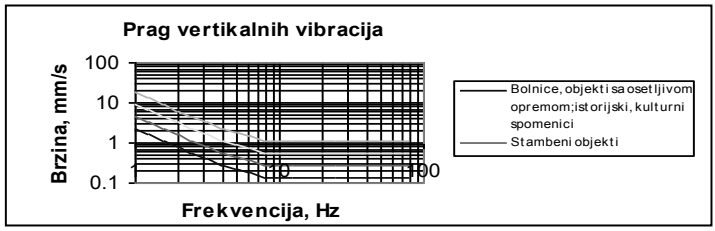
3 EFEKAT VIBRACIJA NA LJUDE

Vibracije od saobraćaja mogu imati uznemiravajuće delovanje na ljude zbog neprijatnih fizičkih senzacija i buke. Sposobnost ljudi da oseti vibracije je direktno proporcionalna brzini i frekvenciji vibracija. Internacionalna organizacija za standarde (ISO) kao i više zemalja u svetu donele su standarde koji propisuju procenu dej-stva stalnih, povremenih i prolaznih vibracija na ljude u objektima (ISO 2361 **Error! Reference source not found.**, DIN 4150-2 , BS 6472 , i dr.).

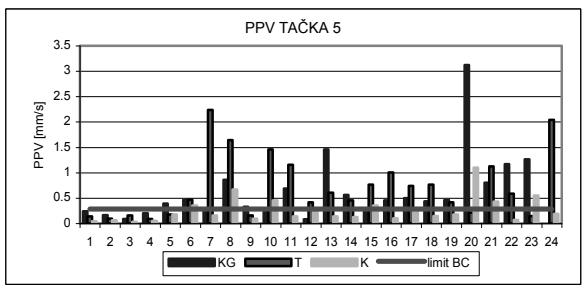
3.1 BS 6472:1992

Britanski standard BS 6472 [1] definiše dozvoljene vertikalne i horizontalne vibracije za ljude u objektima u zavisnosti od PPV. Na slici 2 prikazan je prag vibracija, tj. maksimalna dopuštena brzina za vertikalne vibracije u funkciji od tipa objekta i frekvencije, prema BS 6472. Za sve frekvencije iznad 8 Hz prag vibracija je isti za isti tip objekta, dok za frekvencije ispod 8 Hz prag osetljivosti ima veće vrednosti. Što se tiče objekata, najmanje vibracije se dozvoljavaju u bolnicama i objektima sa osetljivom opremom, a najviše u radionicama i fabrikama.

Na slici 3 su prikazane PPV registrovane u tačkama na sredini ploče poslednje etaže objekata u Bulevaru kralja Aleksandra usled T - tramvaja, KG - kamiona preko gumene prepreke i K - kamiona. Crvena linija definiše prag za rezidencijalne objekte za frekvencije veće od 8 Hz, prema BS 6472. Tramvaj izaziva PPV veće od limita kod 16 od 23 objekta, kamion preko rampe kod 15 od 22 objekta, a kamion kod 8 od od 24 objekta.



Slika 2. Dozvoljene amplitude vertikalnih vibracija, BS 6472:1992



Slika 3. PPV u tački 5na vrhu objekta od T, KG i K

3.2 DIN 4150-PART 2

Nemački standard DIN 4150-2 [3] koristi vremensku istoriju brzine vibracija *v(t)* za ocenu dejstva vibracija na ljude. Standard propisuje maksimalni intenzitet percepcije $KB_{Fmax}=max[KB_F(t)]$

$$KB_F(t) = \sqrt{\frac{1}{\tau}\int_{\xi=0}^{t} e^{-\frac{t-\xi}{\tau}} KB^2 \;\; \xi \; d\xi} \qquad (1)$$

gde je $KB_F(t)$ *running rms*, signala $KB(t)$, $\tau = 0.125$ *s*, a ξ vremenska promenljiva.

KB(t) predstavlja signal brzine *v(t)* normiran i korigovan frekventno zavisnim faktorom koji je definisan standardom DIN 45669. *KB(t)* se dobija tako što se signal *v(t)* propušta kroz *high pass* i *low pass* 2-polni Butterworth-ov filter (*high pass* frekvencija je 0.8 Hz, a *low pass* frekvencija je 80 Hz). Funkcija filtera je definisana kompleksnom transfer funkcijom **Error! Reference source not found.**:

KB_{Fmax} je određen primenom odgovarajućeg postupka u frekventnom. *KB(f)*, $KB_F(t)$ i KB_{Fmax} izmerenih brzina *v(t)* su sračunati primenom programa Matlab i postupka za obradu signala. Tako dobijena vednost KB_{Fmax} je upoređena se sa pragom vibracija datim u tabeli 4:

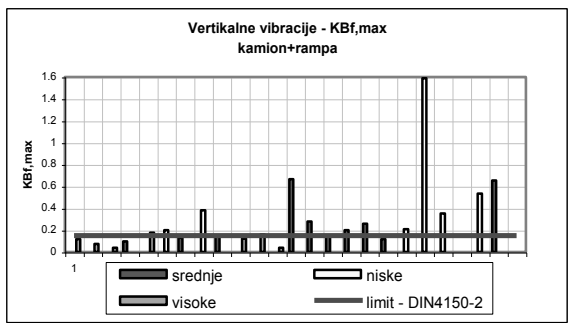
- ako je $KB_{fmax} \le A_u$ vibracije su ispod propisanog praga; propis je zadovoljen,

- ako je $KB_{fmax} \geq A_o$ propis nije zadovoljen, i moraju se preduzeti mere za umanjenje vibracija.

Tabela 3: Prag za procenu efekta vibracija na komfor ljudi prema DIN 4150-2

Izloženost	Dan			Noć		
Mesto	A_u	A_o	A_r	A_u	A_o	A_r
Komercijalni objekti	0.4	6	0.2	0.3	0.6	0.15
Pretežno komercijalni objekti	0.3	6	0.15	0.2	0.4	0.10
Mešovita zona	0.2	5	0.1	0.15	0.3	0.07
Pretežno rezidenccijalne zgrade	0.15	3	0.07	0.1	0.2	0.05
Osetljiva zona, npr. bolnice	0.1	3	0.05	0.1	0.15	0.05

Merenja u Bulevaru su pokazala da tramvaj izaziva najveće efekte na ljudima u niskim i srednjim zgradama, dok je efekat u visokim zgradama znatno manji. Pri tome, kod 15 od 22 zgrade, KB_{Fmax} je veće od praga definisanog standardom (slika 4). Od toga su 6 zgrada niske manje od 3 sprata), 6 srednje (3-7 spratova) i 3 visoke (više od 7 spratova)..



Slika 4. $KB_{F,max}$ za zgrade u Bulevaru kralja Aleksandra od kretanja tramvaja i prag vibracija prema DIN 4150-2

Zahvalnost: Zahvaljujemo se Ministarstvu za nauku i obrazovanje, Republike Srbije, koje je finansiralo ovaj rad u okviru Projekta TR 36046.

LITERATURA

[1] BRITISH STANDARD INSTITUTION: *Guide to evaluation of human exposure to vibration in buildings* (1-80 Hz): BS 6472: 1992, London, (1992)

[2] BRITISH STANDARD INSTITUTION: *Evaluation and measurement for vibration in buildings. Part 2: Guide to damage levels from ground borne vibration*: BS 7385: 1993, London, (1993)

[3] GERMAN INSTITUTION FOR STANDARD, DIN 4150:2 *Vibration in Building Construction* (1984)

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Dragan Prastov[1], Marija Stokuća[2]

PRENAMENA OBJEKTA "FABRIKA ZA PROIZVODNJU PREMAZNIH SREDSTVA"

Rezime:

Ponekad se u praksi pri izvođenju objekta, dešava da se delimično ili kompletno menja projektnata dokumentacija. Ovakav je slučaj najčešće, kada se postoeći objekat rekonstruiše i prenamenjuje. Najčešće, rezultat toga je neusoglašenost između projektne dokumentacije i realnog stanja. Takav je slučaj kod objekta "Fabrika za proizvodnju premaznih sredstva" gde projekt koji smo dobili kao osnovu za novi projektni zadatak nije u celosit u skladu sa izvedenim stanjem.

Klučne reči: projekt, prenamena, izvedba

ADAPTATION OF "FACTORY FOR PRODUCING COATING ITEMS"

Summuary:

Sometimes it happens in practice that during construction of a building, the design documentation is changed. This particularly happens at existent buildings that need to be reconstructed or adapted. Often this is due to incompatibility among the design documentation of the facility and its construction. We had the same case with a factory that produces coating items, where the project documentation didn't fit entirely with the completed structure.

Key words: project, adaptation, construction

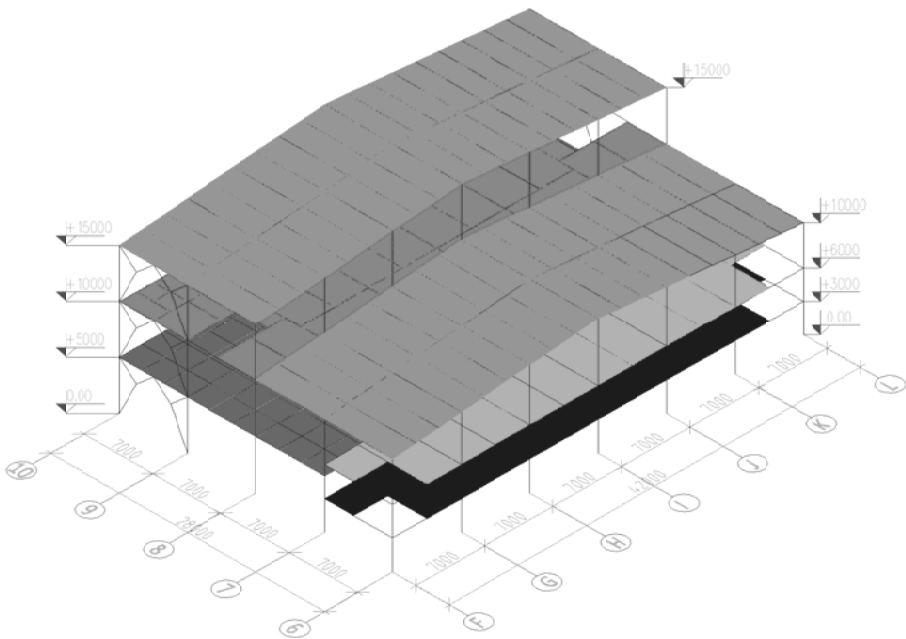
[1] Dipl. grad. inz. *STOKUCA dooel* Skopje, Makedonija
[2] Dipl. grad. inz. *STOKUCA dooel* Skopje, Makedonija

UVOD

Sa ovim radom ćemo prikazati kako je realizovan projektni zadatak postvljen od strane Investitora. Zadatak dobijen od Investitora je bio da se proveri dali konstruktivni sistem izvedenog objekta može da primi veće opterećenje od projekovanog kako bi mogla da se prenameni objekt prema negovim zahtevima i ako može, da se objekat prisposobi da primi novo - veće opterećenje. U tom cilju je prvo urađena staticka analiza konstrukcije sa novim tovarima i došlo je do zaključka da glavna nosiva konstrukcija može da primi novo opterećenje, ali ne i sekundarna konstrukcija koju treba modificirati.

OPIS POSTOEĆEG OBJEKTA

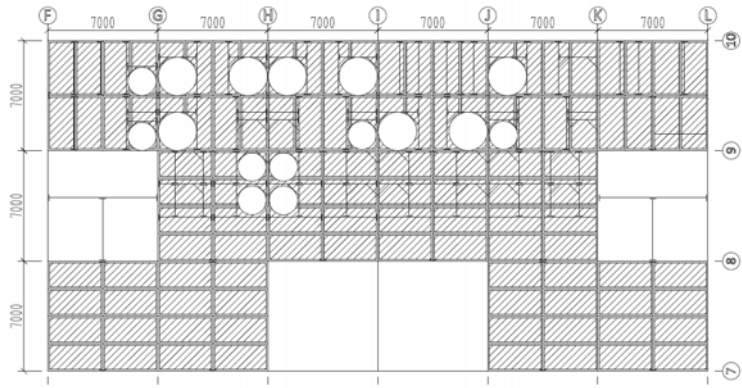
Konstruktivni sistem je kompletno izveden od čeličnih zavarenih nosača i toplovaljanih nosača koje su međjusebno povezani sa zavarivanjem na montaži a međuspratna konstrukcija je izvedena kao armirano betonska montažna ploča koja slobodno naleže preko glavnih i sekundarnih greda. Iz priložene skice (*Slika 1)* može da se zaključi da je objekat u osnovi sa dimenzijama od 6 x 7.00m = 42.00m u jednom pravcu i 4 x 7.00m = 28.00m u drugom pravcu. Visinski objekat je podeljen u dve celine, tehnološki deo visok 10.00m sa dve spratne visine od 3.00m i jedna od 4.00m i skladišni deo koji je visok 15.00m sa tri spratne visine od 5.00m.



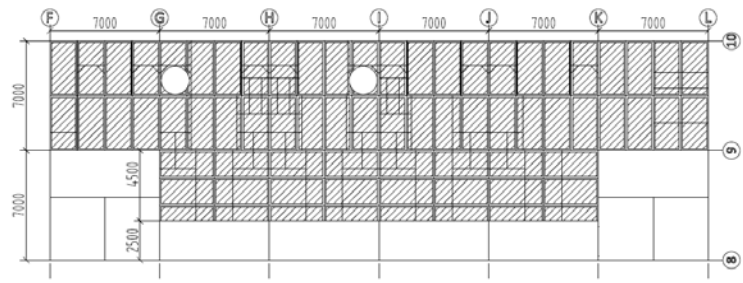
Slika 1, Skica konstruktivnog sistema objekta

U prvobitnom projektu, u tehnološkom delu, predviđeni su silosi, tako da su ostavljeni otvori u međukatnoj ploči i to 8 manjih sa dijametrom od 1.70m i 8 većih

sa dijametrom od 2.20m na koti +5.00m i 2 manja otvora sa dijametrom od 1.70m na koti +10.00m. gde međukatna ploča ne postoji. Postojeća situacija je prikazana u osnovi dole na skicama (*Slika 2)* i (*Slika 3).*



Slika 2, Osnova međukatne ploče na koti+5.00m



Slika 3, Osnova međukatne ploče na koti +10.00m

Međukatna ploča je sa debljinom od 12sm i sa rasponom oslananja od 3.50m. Ploče su računate sa ravnomernom opterećenjem od 2.00 kN/m^2.Ovo je utvrđeno iz postoećeg projekta koji nam je Investitor dao na raspolaganje.

OPIS PRENAMENJENOG OBJEKTA

Projektnim zadatkom je trebalo da se promeni tehnološki deo u magacinski delu, a da postojeće magacinski deo ostane nepromenjen. Sa ovakvom promenom dolazi i do povećanje opterećenja na međuspratnoj konstrukciji i to sa 2.00 kN/m^2 na 2.50 kN/m^2 na platformi na koti +10.00m i sa 2.00 kN/m^2 na 7.50 kN/m^2 na platformi na koti +5.00m. Takođe je potrebno je da se poveća korisna površina, zatvaranjem otvora za silose kako i postavljanje međukatne ploče kod slobodnh polja u postojećem magacinskom delu. Celokupna celicna konstrukcije je trebala da ostane

nepromenjena a međuspratna ploča da se zadrži ali ista da se prisposobi za primanje novih opterećenja, a da se intervenira samo tamo gde je potrebno.

Da bi ispunili zahteve Investitora napravljena je modifikacija konstruktivnog sistema postavljanjem novih sekundarnih nosača kako bi se smanjio raspon ploča. Zatim su postavljeni sekundarni nosači i ravan lim za zatvaranje otvora za silose kao i postavljanje glavnih nosača i trapezog lima za spregnutu konstrukciju kod nepopločenih polja. Sa predviđenom rekonstrukcijom urađena je komletno nova staticka analiza koja pokazuje da ovakvo konstruktivno rešenje omogućava prenamenu objekta. Što se odnosi na statičku analizu temeljne konstrukcije, pokazalo se sa novim vrednostima opterećenja platformi, dolazi do granice dozvoljene nosivosti. Zbog toga platforme ne smeju da se tovare više od ono što je predviđeno novim projektom.

Na (*Slici 4)* prikazana je zateknuta situacija pre pocetka izvođenja radova na rekonstrukciji.



Slika 4, Pogled na kotu +5.00m u tehnološkom delu

Pri izlasku na objekt utvrđeno je da su pri izvođenju postojećeg objekta bile izvršene promene koje nisu unete u postoeći projek, tako da je projekt rekonstrukcije prerađivan u vreme gradnje.

MONTAŽA ČELIČNE KONSTRUKCIJE

Pošto je stari objekat izveden od čeličnih zavarenih nosača, a uzimajući u obzir promene koje su vršene u toku gradnje, rekonstrukcijom objekta nismo mogli, dopunske nosače koje smo trebali da ugradimo zbog rekonstrukcije da izradimo u radionicu već je trbalo da se dorađuju na licu mesta. Proces montaže odvijao se

ručno i veoma teško zbog velike spratne visine i zbog malih ulaznih vrata u samom objektu tako da nije bolo mogućnost pristupa odgovarajuće mehanizacije.



Slika 5, Pogled na montažu na kotu +5.00m u tehnološkom delu

Zbog neravnine podne ploče i nemogućnosti postavljanja cementne košuljice za poravnavanje, koja bi narušila nosivost temeljne konstrukcije koja je i tako na granici, postavljen je samoizravnjavajući tanak sloj olma mase a iznad njega su postavljene ploče od rifovanog lima direktno zaštrafljene u postojeću armirano betonsku ploču. Na (*Slici 6)* prikazana je završna faza na koti +5.00m.



Slika 6, Pogled završne faze na koti +5.00m u starom tehnološkom delu

ZAKLJUČAK

Nismo uvek u mogućnosti da određeni objekat prenamenimo za drugu namenu a ujedno da istom ne bude narušena staticka stabilnost i u isto vreme usvojeno rešenje bude ekonomski isplatlivo. Ali ipak ne treba se odmah otkazati i odbaciti trku da znanjem, novim pristupima i novim materijalima da dođemo do novih funkcionalnih rešenja koji bi zadovoljili zahteve Investitora. Za takav uspeh je potrebno mnogo rada.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Marina Rakočević[1], *Ivan Mrdak*[2], *Miloš Knežević*[3]

KONTROLA KVALITETA RADOVA PREMA FIDIK-OPŠTIM USLOVIMA UGOVARANJA ZA GRAĐEVINSKE RADOVE

Rezime:

Kontrola kvaliteta radova na izvođenju konstrukcije objekta obuhvata propisane aktivnosti koje su neophodne da bi se obezbijedio projektovani kvalitet, kako pojedinih elemenata konstrukcije, tako i konstrukcije u cjelini.

U radu će biti prikazan postupak kontrole kvaliteta radova na izvođenju konstrukcije primjenom jasno definisanih procedura, a uz poštovanje obaveza učesnika koje su definisane Fidic-om. Rad sadrži tabelarne prikaze/formulare za praćenje i kontrolisanje tehnološkog procesa izrade.

Ključne reči: kontrola kvaliteta, konstrukcija, procedure, Fidik

QUALITY CONTROL OF WORKS ACCORDING TO FIDIC-GENERAL CONDITIONS OF CONTRACT

Summary:

Quality control of construction works on structure includes set of previously defined activities that are required in order to provide designed quality, both for specific elements and structure as a whole.

This paper presents process of quality control for construction works with application of clearly defined procedures, and obligation of participants to respect conditions of FIDIC contract. Paper includes tables/forms for monitoring and control of technological process.

Key words: quality control, construction, procedure, Fidic conditions

[1] Doc.dr, dipl.inž.građ, Univerzitet Crne Gore, Građevinski fakultet Podgorica, marinara@ac.me
[2] Mr, dipl.inž.građ., Univerzitet Crne Gore, Građevinski fakultet Podgorica, ivan.mrdak@gmail.com
[3] Prof.dr, dipl.inž.građ, Univerzitet Crne Gore, Građevinski fakultet Podgorica, milosknezevic@hotmail.com

1 UVOD

Strani investitori su nametnuli međunarodne standarde ugovaranja po FIDIC-ovim modelima ugovora u kojima su prava i obaveze ugovorenih strana detaljno razrađene i usklađene. U crnogorskom pravnom sistemu su ugovori o građenju definisani Zakonom o obligacionim odnosima u dijelu međusobnih odnosa ugovornih strana, dok su Zakonom o uređenju prostora i izgradnji objekata definisane obaveze svih učesnika u realizaciji investicionog projekta u pogledu njihovih pojedinačnih obaveza u tom procesu, prvenstveno sa aspekta poštovanja načela i uslova izgradnje i građenja. Važeća tehnička regulativa u Crnoj Gori koja se odnosi na izgradnju objekata nije u potpunosti usklađena sa regulativama evropskih zemalja. Razvoj građevinarstva se ne može zamisliti bez neprekidne komunikacije sa okruženjem što je razlog za prilagođavanje zahtjevima inostranih investitora.

Upoređenjem našeg zakonodavstva sa uslovima definisanim u Fidic-u zaključuje se da se bitna razlika pojavljuje u dijelu koji se odnosi na vršenje stručnog nadzora nad građenjem. To se posebno odnosi na organizaciju menadžment tima i ulogu i odgovornost projekt menadžera i rukovodioca tima za stručni nadzor. Specifičnost primjene Fidic-ovih uslova ugovora ogleda se, između ostalog, na strogo definisanim procedurama komunikacije i kontrole kvaliteta u najširem smislu.

Prije početka radova na izradi konstrukcije izvođač je obavezan da nominuje sve materijale pri čemu prilaže proizvođačke ateste. Kontrola kvaliteta konstrukcije se zasniva na podacima iz projektne dokumentacije, Glavni projekat konstrukcije, a ukoliko se radi o armiranobetonskoj konstrukciji i Projekat betona, uz poštovanje važećih pravilnika, tehničkih uslova i sandarda za sve materijale koji se ugrađuju u elemente konstrukcije.

2 TEHNOLOŠKI POSTUPAK IZRADE I KONTROLA KVALITETA

Prvi korak u izradi konstrukcije je prethodno proučavanje i detaljna analiza uslova za izvođenje radova. Na osnovu prikupljenih podataka potrebno je odabrati optimalne metode izrade. Praksa pokazuje da za svaku vrstu radova postoji više različitih načina/metoda na koje se taj rad može izvesti. Uzimajući u obzir uslove za izvođenje konstrukcije objekta, uvijek je jedan od mogućih načina optimalan i ekonomski opravdan. Postupak izrade treba odabrati tako da ispunjava uslove iz projektne dokumentacije pri čemu je potrebno obezbijedi kvalitet izvedenih radova.

Kada je u pitanju izbor postupaka izrade konstrukcije jedan od ograničavajućih faktora je oprema sa kojom raspolaže izvođač radova. U tom slučaju, postupak izrade treba prilagoditi postojećoj opremi pa se može desiti da odabrani postupak izrade ne bude optimalan, ali za određene uslove može biti najpovoljniji.

Uporedo sa proučavanjem i izborom postupaka/metoda treba vršiti i podjelu radova po fazama kako bi se definisao redosljed izvršenja radova, kao i međusobna zavisnost pojedinih faza. Tehnološki proces predstavlja način i redosljed aktivnosti za određene vrste radova i konstruktivne elemente pri čemu može biti nemehanizovan, djelimično mehanizovan ili potpuno mehanizovan..

Odabrani tehnološki proces treba da omogući sinhronizovan rad mašina, uređaja i radnika, kao i da:

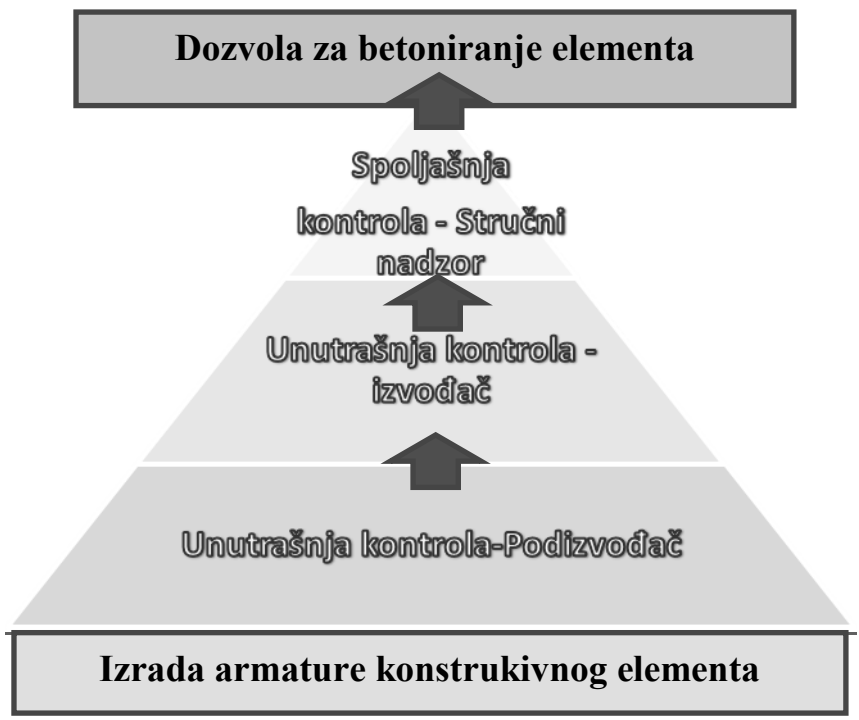
- osigura potreban nivo kvaliteta radova;

- poštuje opise radova,
- poštuje zadate rokove;
- opasnost od nesreća (nezgoda) svede na minimum;
- obezbijedi što manje troškova;
- omogući nesmetani tok procesa izrade na gradilištu;
- samnji rizik od odstupanja između stvarnih i planiranih troškova;
- smanji negativan uticaj na okolinu.

Optimalni tehnološki proces je onaj pri kojem se troši najmanje rada, energije i materijala.

Prilikom odabira tehnološkog procesa izrade konstrukcije mogu se koristiti ekonomski, tehnološki, organizacioni i ekološki kriterijumi. Detaljnom analizom resursa i kapaciteta, uz uzimanje u obzir svih pomenutih faktora pri odabiru tehnologije, omogućavaju efikasnu i kvalitetnu realizaciju projekta.

Kontrola kvaliteta prati tehnologiju izvođenja i poželjno je da bude sastavni njen sastavni dio. Prilikom izrade konstrukcije kontrolu kvaliteta radova potrebno je organizovati i sprovoditi u koracima. Organizaciju kontrole kvaliteta predlaže Izvođač radova dostavljanjem Plana kontrole kvaliteta za svaku poziciju radova posebno, a nakon dobijanja saglasnosti od stručnog nadzora/inžinjera izvođač radova implementira plan.



Slika 1. – Kontrola kvalieta elementa prije betoniranja

U zavisnosti od angažovanja učesnika na izvođenju konstrukcije, kontrola se sprovodi u dvije faze. Prva faza je unutrašnja kontrola koju sprovode podizvođači i/ili izvođači, a druga

je spoljašnja kontrola koju sprovodi stručni nadzor i građevinski inspektor. Na slici koja slijedi dat je šematski prikaz stepena kontrole kvaliteta armature elementa prije betoniranja:

Preporučuje se da podizvođač i izvođač radova imenuje stručno lice koje će vršiti unutrašnju kontrolu kvaliteta izvedenih radova i koje će, tek nakon što izvrši pregled i konstatuje da je sve izvedeno po projektu, pismeno popunjavanjem "check liste" ili liste ispunjenosti uslova za betoniranje zatražiti kontrolu koju vrši stručni nadzor. Forma liste ispunjenosti uslova za betoniranje data je u tabeli 1.

LISTA PROVERE ISPUNJENOSTI USLOVA ZA BETONIRANJE
CONCRETE BLOCK INSPECTION SHEET *No._____*

Izvodjac- ***Only for Contractors use:***

Construction: _____ **Concrete Blocks Code,** .....

Element: _____ **General Drawing No:** .....

Items	**Inspekcija -** ***Inspection***	***Status***	**Potpis** ***Sign***	**Crtez, beleska, komentar** ***Ref. Drawings, Note, Comments***
Prilaz ***Approach***	Prilaz - *Access*			
	Sigurnost - *Safety*			
Podloga ***Base***	Priprema - *Preparations*			
	Konst. spojnica - *Concrete joints*			
Oplata ***Form work***	Prostorni polozaj - *Setting out*			
	Stabilnost - *Stability*			
	Otvori - *Openings*			
	Block out			
	Cistoca - *Surface clean up*			
Armatura ***Reinforcement***	Tip i precnik - *Type and size*			
	Dia, preklopi, *Size, bend and lapping*			
	Polozaj i zas. sloj – *Layout*			
	Stabilnost – *Stability*			
	Cistoca, rdja - *Conditions*			
Ugradjeni elementi ***Build-in***	Polozaj - *Location*			
	Stabilnost - *Stability*			
Surveying	Polozaj			
Beton ***Concrete***	Marka - *Class*			
	Adetivi - *Additive*			
	Radna snaga - *Menpower*			
	Oprema *Equipment*			

Pocetak betoniranja - *Placed expected at:* _____ (Datum i vreme - *date and time)*

Potpis - *Signature:* .....

Datum i vreme - *Date and time:* .....

Samo za Nadzor - ***Only for Engineers use:***

Komentar - Comments:

.....

.....

.....

Dozvola za betoniranje

Permission for Concrete Placing

Status:
N/A – not aplicable
√ - acceptably

.....
Signature, date and time

Tabela1.: Lista ispunjenosti uslova za betoniranje

U slučajevima kada se ukaže potreba mogu se definisati i procedure za:

- Kontrolu i prijem skele,
- Kontrola i odobrenje za betoniranje vertikalnih elemenata konstrukcije,
- Kontrolu betoniranja elemenata konstrukcije, na primjer ab ploča,
- Kontrolu geometrije izvedenih elemenata konstrukcije,
- I sl.

Ukoliko se nakon izvođenja na konstruktivnim elementima uoče nedostaci pravi se lista nedostataka sa detaljnim opisom nedostatka, fotografijom koja nedostatak potvrđuje i predlogom za sanaciju elementa.

PLAN KONTROLE KVALITETA / QUALITY CONTROL

Project:		ITP No.	
Type of work:	**Concrete work – Foundation slab** **Betonski radovi- Temeljna ploča**	Date	

Aktivnosti realizacije radova ***Activity***	**Inspekcija/Testovi** ***Inspection / Test***	**Prihvatljivi kriterijumi** ***Acceptance Criteria***	**Zapisi /** **Primedba** ***Forms, Remarks***	***Verifying party***			
				SC	**C**	**En/ Cl**	**RA**
Priprema temelja *Preparation of foundations*	Inspekcija osnove temelja *Inspect base preparation*	Po Nacinu izvodj *As per Met. Stat. Spe*	Osmatranjem, *Visual*	***X***	***I/H***	***W/D***	
Irada tampona od mršavog betona d=8cm, MB15 *Blinding Concrete d= 8cm, Grade MB 15*	Inspekcija povrsine i kote *Inspect concrete surface and level*	Po Nacinu izvodj. *As per Met. Stat.*	Osmatranjem, geomet. zapis *Visual, surveying records*	***X***	***S***	***S***	
Izrada hidroizolacije waterproofing	Inspekcija kvaliteta, položaja, preklopa	Po Nacinu izvodj. *As per Met. Stat.*	Osmatranjem, *Visual*	***X***	***S***	***S***	
Prijem hidroizolacije *Acceptance of waterproofing*	Inspekcija I verifikacija *Check and verification*	Po Nacinu izvodj. *As per Met. Stat.*	Osmatranjem, *Visual*		***H***	***I/W***	
Irada tampona od mršavog betona d=8cm, MB15 *Blinding Concrete d= 5cm, Grade MB 15*	Inspekcija povrsine i kote *Inspect concrete surface and level*	Po Nacinu izvodj. *As per Met. Stat*	Osmatranjem, *Visual*	***X***	***S***	***S***	
Montaža oplate i otvora *Formwork and block out*	Inspekcija kvaliteta i polozaja *Quolity, stability*	Po crtezu *As per drawing*	Osmatranjem, geomet. zapis *Visual, surveying records*	***X***	***S***	***S***	
Montaža donje zone armature *Reinforcement bottom zone*	Inspekcija dimenzija, rasporeda, stabilnost, za titni slojevi, itd	Po crtezu, BAB 87, book 2,	Osmatranjem,	***X***	***S***	***S***	
Montaža ankera *Anchors*	Inspekcija dimenzija, rasporeda, stabilnost, zastitni slojevi, itd *Layout, size, stability, cover area etc.*	Po crtezu, BAB 87, book 2,. As per drawing, & BAB 87, book 2.	Osmatranjem, geomet. zapis *Visual, surveying records*	***X***	***S***	***S***	
Montaža gornje zone armature *Reinforcement up zone*	Inspekcija dimenzija, rasporeda, stabilnost, zastitni slojevi, itd	Po crtezu, BAB 87, book 2,.	Osmatranjem, geomet. zapis *Visual, surveying records*	***X***	***S***	***S***	
Finalno pozicioniranje i podesavanje, priprema za betoniranje *Final setting out and adjustments, preparation for concreting*	Inspekcija finalnog polozaja, stabilnosti, ciscenje , kontrola opreme za betoniranje. *Final tied up, stability, cleaning, checking the resources for concreting*	Isto kao gore *Same as above*	Finalna Inspekcija i popunjavanje kontrolne liste *Final inspection and fill up the inspection sheet*	***I***	***I***	***S***	
Prijem bloka za betoniranje *Acceptance of Concrete Block for concreting*	Verifikacija isravnosti bloka za betoniranje *Check and verification for concreting*	Isto kao gore *Same as above*	Odobrenje za beton *Approval on above form*		***H***	***I/W***	
Betoniranje *Concreting*	Inspekcija ugradne (brzina , raspored betoniranja, vibriranje, finalna obrada) i kontrola uzimanja uzoraka.	Po Nacinu izvodj., *As per Met. Stat.*	Popunjavanje formulara (ukljucujuci i evidenciju uzetih kocki)	***T***	***I***	***W***	
Negovanje *Curing*	Inspekcija redovnoati negovanja *Inspect curing regularity*	Po Nacinu izvodj. *As per Met. Stat.*		***X***	***S***	***S***	

C	Izvodjac (*Contractor*)	***S***	Povremeno Nadziranje (*Surveillance*)
SC	Podizvodjac *(Subcontractor*)	***T***	Test
En/Cl	Nadzor / Investitor /	***W***	Posvedociti od En/Cl
RA	Državni organi	***H***	Zaustavna tacka (*Holdg Point*)
		D	Pregled dokumentacije
		I	Inspekcija (*Inspection)*

General Note: Svi radovi se upisuju u Gradjevinski dnevnik *(All works are recorded in the Log Book)*

H - Zaustavna tacka je obavezna, i

I – Nadzor obavezno prisutan , ako nije Izvođač radi sami, potrebno obavijestiti NADZOR

H – (hold point) , kada Nadzor ili ovlasceno lice daju dozvolu za nastavak radova

Tabela 2.: Plan kontrole kvaliteta za temeljnu ploču

3 PLAN KONTROLE KVALITETA

Uloge učesnika u kontroli kvaliteta svakog od tehnoloških koraka date su u planu kontrole kvaliteta.

Prilikom izrade konstrukcije kontrolu kvaliteta radova potrebno je organizovati i sprovoditi u koracima. Organizaciju kontrole kvaliteta predlaže izvođač radova dostavljanjem Plana kontrole kvaliteta za svaku poziciju radova posebno. Nakon dobijanja saglasnosti od stručnog nadzora/inžinjera izvođač radova implementira plan.

Stručni nadzor prema lokalnoj zakonskoj regulative obavlja kontrolu po sličnom postupku kao što to radi inženjer prema Fidic-u. Međutim, razlika u tome što je za kontrolu neke od pozicija radova prema Fidic-u prethodno potrebno detaljno definisati procedure kontrole radova, odgovorna lica za kontrolu kvaliteta učesnika (podizvođač, izvođač. nadzor) .

Procedura kontrole kvaliteta vrši se u više nivoa, a zavisi od angažovanih učesnika. U praksi se često dešava da izvođač za pojedine faze radova angažuje podizvođače. U tom slučaju plan kontrole kvaliteta još vise dobija na značaju. U tabeli 2. je dat plan kontrole kvaliteta za kampadu betonske temeljne ploče

4 ZAKLJUČAK

Postoji mišljenje da procedure kontrole kvaliteta definisane u ovom radu usložnjavaju i usporavaju proces izvođenje radova. U praksi je, na više većih projekata koji su izvedeni ili je izvođenje u toku u Crnoj Gori, dokazano da se primjenom navedenih procedura bez velikog rizika obezbjeđuje projektovani kvalitet radova uz istovremeno formiranje atestne dokumentacije za materijale koji se ugrađuju. Pravovremena i sistemska kontrola radova na izradi konstrukcije obezbjeđuje efikasniju kontrolu definisanih rokova, kao i efikasniju finansijsku kontrolu.

Takođe, važno je napomenuti da se navedenim procedurama kontrole jasno definiše linija odgovornosti učesnika na projektu i obezbjeđuje uredno vođenje dokumentacije.

Jasne procedure kontrole kvaliteta onemogućavaju da se vrši improvizacija na gradilištu u toku izrade konstrukcije objekata.

LITERATURA

[1] *Organizacija građenja* /J.Klepac// Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet Zagreb, 1984.

[2] *Tehnologija građenja* /G.Ćirović, S.Mitrović/ Beograd, 2008.

[3] *Tehnologija izvođenja konstrukcije podzemnog dijela kompleksa Atlas Capital Center/* M.Rakočević, T.,Žižić, V.Burić, I.Mrdak// DGKS 13.Kongres, septembar 2010.

[4] *Tehnologija izvođenja konstrukcije nadzemnog dijela kompleksa Atlas Capital Center/* M.Rakočević, T.,Žižić, V.Burić, I.Mrdak// DGKS 13.Kongres, septembar 2010.

[3] *Construction tehnology and quality control of works on Atlas Capital Cente*r / M.Rakočević, M.Knežević, S.Rutešić, N.Ivanišević, B.Stefanović // recenziran i prihvaćen za štampu, Management.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Slobodan Ranković[1], Radomir Folić[2]

POVEĆANJE DINAMIČKOG KOEFICIJENTA KOD MOSTOVA USLED UDARNIH RUPA NA KOLOVOZU

Rezime:

U radu su prikazani i analizirani rezultati odgovora mostovskih konstrukcija, nastali usled dinamičkog dejstva probnog opterećenja izazvanog teretnim vozilima (ispitivanje "in situ"). Naglasak u ovom radu usmeren je na rezultate dobijenih veličina dinamičkog koeficijenta kod natputnjaka sa nosačima od prethodno napregnutog betona spregnutim sa pločom livenom na licu mesta. Ustanovljeno je značajno povećanje ovog koeficijenta za slučaj pojave neravnina i udarnih rupa na kolovozu, koje se u eksperimentalnoj analizi novoizgrađenih mostova simuliraju postavljanjem prepreke (drvene talpe). Uočena značajna povećanja ovog parametra u direktnoj su vezi sa povećanjem uticaja i smanjenjem upotrebnog veka mostovske konstrukcije.

Ključne reči: Dinamički koeficijent,mostovi, ispitivanje, kolovoz,neravnine, udarne rupe.

INCREASE OF DYNAMIC COEFFICIENT IN BRIDGES DUE TO POT HOLES

Summary:

This paper presents and analyzes the response of bridge structures to the effects of dynamic actions caused by load testing using trucks ("in situ" testing). It is focused on the obtained values of dynamic (impact) coefficient for overpass bridge on girders made of prestressed concrete coupled with a slab cast in situ. A significant increase of this coefficient has been (observed) in case of presence of unevenness (irregularities) and pot holes on the pavement – in experimental analysis of newly constructed bridges they are simulated by using obstacles (wooden planks). The significant increase in this parameter is directly related to the increasing influences and reduced service life of bridge structures.

Key words: Dynamic coefficient, bridges, testing, deck, unevenness, pot holes.

[1] Dr , asistent, Građevinsko-arhitektonski fakultet, Niš
[2] Dr, profesor, Departman za građevinarstvo i geodeziju Fakulteta tehničkih nauka, Novi Sad

UVOD

Poznato je da vozila pri kretanju uobičajenom brzinom izazivaju veće napone u konstrukciji mostova nego kod statičkog stanja. Zbog toga se kod uobičajenih proračuna konstrukcije mostova dinamička opterećenja od vozila svode na odgovarajuća statička opterećenja uvećana dinamičkim koeficijentom (1,0-2,0), što uslovljava njegovo što tačnije određivanje. Ipak, dinamičko dejstvo pokretnog opterećenja na konstrukciju mosta zavisi od više parametara [10]: raspona mosta, brzine kretanja vozila, kvaliteta i vrste materijala, stanja dilatacionih sprava i ležišta, dinamičkih karakteristika mosta i vozila, [6], ali i stanja površine kolovoza na mostu. Pošto je stanje kolovoza na našim mostovima uglavnom loše [1] njihovu sigurnost je ugrožena.

Dinamičke karakteristike vozila funkcija su: broja osovina, opterećenja po osovini, razmaka osovina, amortizacije, mase vozila, brzine, sopstvene frekvencije i dr. Dinamičke karakteristike mosta zavise od: dimenzija i geometrije, načina oslanjanja, raspodele mase i krutosti, poprečnog i podužnog preseka, prigušenja, neravnina na mostu i ispred njega i dr. Veze između dinamičkih karakteristika vozila i mosta odnose se na: odnos mase vozila i mase mosta, uzajamne frekvencije i periode vibracija. U mnogim radovima iz ove oblasti [4-8], tretirane su eksperimentalne metode, najčešće uprošćene, i teorijska istraživanja za određivanje dinamičkog koeficijenta. Sada se koriste složenija dinamička istraživanja [9] i [11-12].

Kompletna dinamička analiza zahteva, kako se vidi, poznavanje veoma velikog broja parametara. Zbog toga je, iz praktičnih razloga, u projektovanju mostova iskorišćena uprošćena veza između dinamičkih i statičkih karakteristika pomoću faktora povećanja (dinamički koeficijent ili udarni koeficijent), čija analitička vrednost u odgovarajućim nacionalnim propisima zavisi uglavnom od raspona mosta i definiše se dosta grubo [4-8].

Fizičko tumačenje ovog koeficijenta prikazuje se kao odnos dinamičke i statičke komponente ugiba prilikom prelaza teškog vozila preko mosta i ima različite analitičke oblike za proračun u nacionalnim standardima pojedinih zemalja.

$$\varphi = \frac{U_{din}}{U_{stat}} \tag{1}$$

AASHTO standard (SAD), na primer, uzima u ranijoj varijanti, za dinamički proračun statičke veličine uvećane udarnim faktorom (IF-Impact factor). Novi AASHTO uzima i LRFD (load resistance factor design) faktor za proračun otpornosti na opterećenje. Druga mogućnost je određivanje DAF (dynamic amplificator faktor) tj. faktora dinamičkog povećanja, za koji važi relacija:

$$DAF = 1 + \left(\frac{\delta_{din} - \delta_{stat}}{\delta_{stat}} \right) \tag{2}$$

Ovaj izraz ima sličnu formu u mnogim standardima, a kod nas je definisan u obliku:

$$1 + \varphi = 1 + \left(\frac{Y_{\max} - Y_{\min}}{Y_{\max} + Y_{\min}} \right) \tag{3}$$

Imajući vidu značaj dinamičkog koeficijenta za racionalno projektovanje mostovskih konstrukcija, nameće se potreba za njegovim što tačnijim određivanjem. . U ovom radu analizirani su rezultati najjednostavnijih eksperimentalnih istraživanja odgovora konstrukcije mostova od prethodno napregnutih nosača spregnutih sa pločom betoniranom na licu mesta. Naglasak je na proučavanju povećanju vrednosti dinamičkog koeficijenta prouzrokovanog

neravninama i udarnim rupama na kolovozu. Kroz konkretne primere ilustrovano je značajno povećanje ovog koeficijenta pri prisustvu neravnina (udarnih rupa) koje se u ispitivanjima "in situ" simuliraju prelazom teškog vozila (kamiona) preko drvene talpe (daske) visine najčešće oko 5 cm, postavljene upravno na podužnu osovinu mosta.

2 REZULTATI PRIMERA MERENIH DINAMIČKIH KOEFICIJENATA

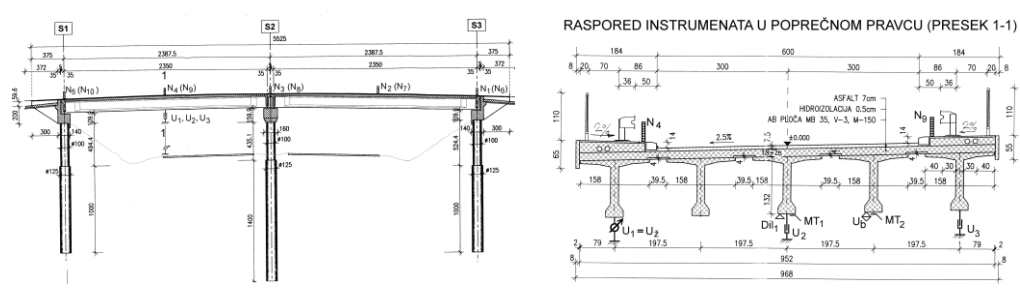
Za analizu povećanja dinamičkog koeficijenta poslužiće rezultati ispitivanja 4 natputnjaka na autoputu E-75 deonica Levosoje-Bukurevac (Preševo) (*Slika 1*). Radi se o mostovskim konstrukcijama od prethodno napregnutih nosača spregnutim sa AB kolovoznom pločom livenom na licu mesta, istih raspona (23,875+23,875m) i istog poprečnih preseka (*Slika 2*). U statičkom smislu u pitanju su dve proste grede sa nepokretnim osloncem nad srednjim stubom, iz razloga trajnosti i lakšeg održavanja. Treba napomenuti da je ovo ujedno najčešće primenjivana mostovska konstrukcija natputnjaka na našim auto-putevima.



Slika 1 - Izgled natputnjaka

Za niže frekventne opsege (1-10 Hz), u koje spadaju i mostovske konstrukcije, povoljnija je analiza dinamičkog koeficijenta na osnovu ugiba određenog meračem puta, od analize na osnovu ubrzanja dobijenih meračima ubrzanja. U radu je iz ovih razloga, kao i zbog ograničenog prostora, analiziran samo odgovor mosta na osnovu rezultata merenih ugiba. Za različite šeme opterećenja i različite konstruktivne elemente određen je dinamički (udarni) koeficijent i urađena Fast Fourier Transformation (FFT) analiza. Digitalnim filtriranjem signala definisan je kvazi statički ugib, izazvan dejstvom istog pokretnog vozila, kako bi se najpreciznije definisao stvarni dinamički koeficijent.

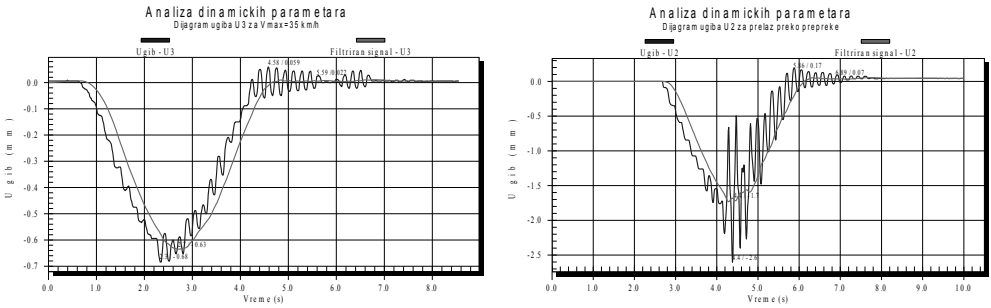
U nastavku će zbog ograničenog prostora biti prikazani rezultati snimljenih dijagrama samo za natputnjak broj 1, dok su i kod ostalih oblici dijagrama i apsolutne vrednosti vrlo



Slika 2 - Podužni i poprečni presek natputnjaka

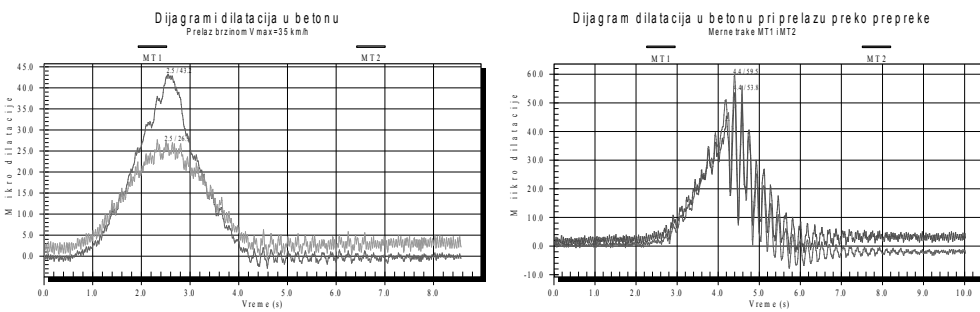
slični [2]. Merenja su obavljena u najopterećenijem preseku, na polovini raspona nosača.

Na slici 3 prikazani su karakteristični dijagrami ugiba pri prelazu vozila brzinom od 35km/h i prilikom prelaza preko prepreke (drvene talpe visine 5 cm), približno istom brzinom. Uočljivo je značajno povećanje dinamičkog ugiba u odnosu na njegovu statičku komponentu, odnosno uvećanje dinamičkog koeficijenta (DK).



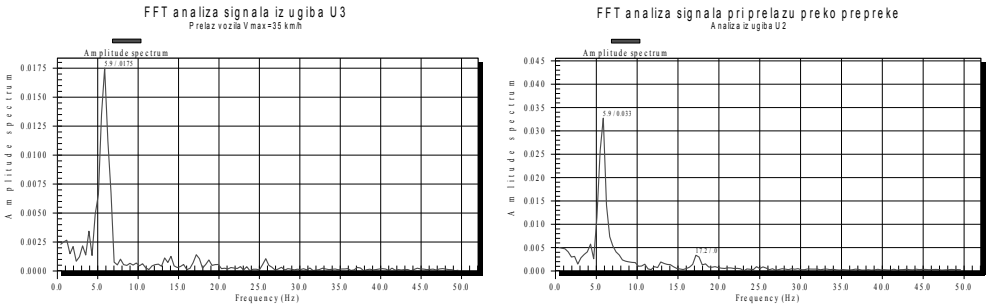
Slika 3 - Dijagrami ugiba na polovini raspona prilikom prelaska vozila brzinom V=35km/h i pri prelasku preko prepreke (drvene talpe visine 5 cm)

Na slici 4 prikazani su dijagrami dilatacije mereni u betonu mernim trakama (MT1 i MT2) postavljenim na glavnim nosačima u zategnutoj zoni. Merenja su sprovedena za dve različite konstelacije, prelaz brzinom od 35 km/h i prelaz preko prepreke. I ovde je uočljivo uvećanje dinamičkog koeficijenta, dobijenog preko statičke i dinamičke komponente dilatacija.



Slika 4 - Dijagrami dilatacija u betonu prilikom prelaska vozila brzinom V=35 km/h i pri prelasku preko prepreke (drvene talpe visine 5 cm)

Analizirana je i veličina slobodnih vibracija (frekvencije) mostovskle konstrukcije iz merenih dinamičkih ugiba u jednom i drugom slučaju, odnosno pri prelazu vozila brzinom od V=35 km/h i pri prelazu preko drvene prepreke istom brzinom. Za ovakvu dinamičku analizu najpogodnija je primena Furijeovih redova [7]. U konkretnom slučaju korišćena je FFT analiza primenom softvera CATMEN, a rezultati su prikazani dijagramima na slici 5. Uočljiva je ista vrednost frekvencije slobodnih vibracija u oba slučaja (prelaz vozila i prelaz preko prepreke). U radu [11] su, pri promeni dužine raspona, brzine vozila i uslova kolovozne površine dobijeni slični rezultati za DK. Na osnovu tih istraživanja predložene su modifikacije AASHTO izraza za dinamičke koeficijente (potcenjene vrednosti) za nove i stare mostove.



Slika 5 - Dijagrami dilatacija u betonu prilikom prelaska vozila brzinom V=35 km/h i pri prelasku preko prepreke (drvene talpe visine 5 cm)

Vrednosti dinamičkog koeficijenta određene iz odnosa maksimalnih ugiba pri dinamičkoj pobudi i kvazi dinamičkog dijagrama dobijenog digitalnim filtriranjem signala (statička komponenta ugiba) za različite dinamičke pobude konstrukcije (prelaz vozila i prelaz preko prepreke), pri približno istoj brzini vozila prikazane su u tabeli 1.

Tabela 1: Merene vrednosti dinamičkog koeficijenta

Oznaka natputnjaka	Prelaz brzinom V= 35 km/h	Prelaz preko prepreke V= 35 km/h	% Povećanja	Frek. (Hz)
Natputnjak 1	1,06	1,53	44	5,9
Natputnjak 2	1,08	1,46	35	5,5
Natputnjak 3	1,10	1,45	32	5,5
Natputnjak 4	1,05	1,51	41	5,5

3 ZAKLJUČAK

Pri ispitivanju mostovskih konstrukcija za određivanje dinamičkog koeficijenta se, osim različite brzine kretanja vozila, njegova veličina obavezno proverava i za slučaj pojave udarnih rupa. To se praktično postiže prelazom vozila preko prepreke od najčešće drvenih talpi. Različita brzina prelaza vozila ima znatno manji uticaj na veličinu dinamičkog koeficijenta od simulacije udarnih rupa putem veštačke prepreke.

Na primeru 4 natputnjaka sa dva polja, istih raspona, statičkog sistema i poprečnih preseka, može se zaključiti da neravnine na kolovozu mostovskih konstrukcija dovode do značajnog povećanja dinamičkih koeficijenata (32%-44%) ili u proseku za 38%. Za toliko su uvećni i svi uticaji u konstruktivnim elementima koji nastaju pri prelazu teških vozila preko mosta. Razlog izvesne disperzije dobijenih rezultata svakako je nejednaka težina korišćenih vozila. Merene vrednosti ovog dinamičkog parametra za slučaj standardne (ravne) površine kolovoza kretale su se od 1,05 do 1,1, dok su pri prelazu preko drvene prepreke bile u domenu od 1,45 do 1,53. Nameće se zaključak da projektovana konstrukcija mora imati rezervu u nosivosti kako bi

apsorbovala povećane uticaje. Ujedno se potvrđuje neophodnost eksperimentalnog ispitivanja mostovskih konstrukcija pod ovom konstelacijom dinamičkog opterećenja kojom se simulira udarno dejstvo teškog vozila.

U Srbiji, na žalost, ne postoje propisi koji regulišu dozvoljeni obim i veličinu neravnina kolovozne konstrukcije na mostovima. Time je otežano adekvatno upravljanje mostovima, a kao neizbežna posledica javljaju se povećana oštećenja mostovske konstrukcije i smanjenje njihovog eksploatacionog veka. Pojava povećanog opterećenja zamora, neminovna je prateća pojava pri ovakvim dejstvima. Treba naglasiti značaj održavanja ne samo kolovoza na mostu, već i na njegovim prilazima, kao i praćenje stanja dilatacionih spojnica, prelaznih ploča, ležišta i dr.

Navedene činjenice i eksperimentalni rezultati upućuju na neophodnost uspostavljanja adekvatne kontrole neravnina na kolovozu tokom eksploatacije mostovskih konstrukcija, a posebnu pažnju obratiti otklanjanju udarnih rupa, čime bi se sprečilo nepotrebno uvećanje dinamičkog koeficijenta i produžio eksploatacioni vek mostovskih konstrukcija. U tom cilju potrebno je doneti i adekvatnu tehničku regulativu, tj. obavezujuće propise.

Zahvalnost

U radu je prikazan deo istraživanja koje je pomoglo Ministarstvo za obrazovanje i nauku Republike Srbije u okviru tehnološkog projekta TR 36043. Autori se zahvaljuju na finansijskoj podršci.

LITERATURA

[1] Folić, R.: *Saobraćajna opterećenja i stanje postojećih drumskih mostova*, Put I saobraćaj, 2003, br. 3, str. 15-28

[2] Izveštaj o ispitivanju natputnjaka na Auto-putu E-75, deonica Levosoje-Bukurevac, br. IK 02/11, GAF Niš, 2011.

[3] Broch, J. T.: *Mechanical Vibration and Shock Measurments*, 1980.

[4] O. S. Salawu, C. Williams: *Review of full-scale dynamic testing of bridge structures,* Enging Struct. 1995., Volume 17, Number 2.

[5] Paultre, P., Proulx, J., Talbot, M.: *Dynamic Testing Procedures for Highway Bridges Using Traffic Loads*, Jurnal of structural engineering.

[6] Ranković S., Drenić D.: *Dinamički odgovor spregnutih mostovskih konstrukcija izloženih dejstvu pokretnog opterećenja od vozila*. Nauka+praksa, br. 6, Niš, 2004.

[7] Šimić Ž., i dr.: Analiza trajnosti grednih mostova na temelju dinamičkih i statičkih pokazatelja, Građevinar br. 53, str. 61-74, 2001.

[8] Zakić. B.: *Furijeovi redovi u teorijskoj i eksperimentalnoj analizi mostova*, Materijali i konstrukcije, br. 45, str. 3-10, 1-2, 2002.

[9] Zanxun Liu, et al.: *The analysis on the impact coefficient of bridge with response spectrum*, p. 6

[10] *Vibration problems in structures, 4.1 Roads, W. Ammann,* CEB-Bulletin D'Information, No 209, 1991.

[11] Lu Deng, Cai, C.S.: *Dvelopment of dynamic impact factor for performance evaluation of existing multi-girder concreta bridges*, Engineering Structures, Vol. 32 (2010), pp. 21-31.

[12] Wang, T.L. et al.: *Impact in higway prestressed concrete bridges*, Computer and Structures, DOI:10.1016/0045-7949(92)90385-D

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Vladislav Skoko[1], Vicko Letica[2], Predrag Pavlović[3], Mirjana Milojković[4], Ivana Grublješić[5]

TEHNIČKO REŠENJE PODZEMNE HIDROELEKTRANE BAKURMAN SA PRATEĆIM STRUKTURAMA - IRAK

Rezime:

Podzemna hidroelektrana je sastavni deo projekta brane Bakurman. Nalazi se na reci Khazer u Iraku, severoistočno od Mosula, u blizini istoimenog sela. Osnovna namena Bakurman brane je formiranje akumulacije u cilju zadovoljenja irigacionih potreba. Analiza je pokazala, s obzirom na veličinu irigacionih potreba, opravdanost izgradnje hidroelektrane sa tri agregata ukupne snage 70MW, instalisanog protoka 82m^3/s. Topografija terena kao i dužina i širina erozione jame, kao posledica uticaja mlaza vode sa preliva, uslovili su smeštanje hidroelektrane ispod nivoa terena, u levom boku, nizvodno od brane.

Ključne reči: gravitaciona brana, hidroelektrana, mašinska sala

TECHNICAL SOLUTION OF BAKURMAN UNDERGROUND HYDROPOWER STATION WITH APP. STRUCTURES - IRAQ

Summary:

Underground hydropower station is part of Bakurman dam Project. Dam site is located on Khazer river in Iraq, north-east of Mosul, near Bakurman village. Main purpose of Bakurman dam is to form accumulation for satisfaction of irrigation demand. Performed analysis has shown, considering size of irrigation demand, that it is fisible to construct hydropower station with three units, installed capacity of 70MW and discharge of 82m^3/s. Terrain topography as well as dimensions of spillway jet impact zone imposed underground solution of HPP, settled in the left river bank, downstream of the dam.

Key words: gravity dam, hydropower station, machine hall

---

[1] dipl. građ. inž., Šef Projekta, "IK Konsalting i projektovanje" d.o.o., Beograd

[2] Mr. dipl. građ. inž., Direktor Sektora za brane, "IK Konsalting i projektovanje" d.o.o., Beograd

[3] dipl. građ. inž., "IK Konsalting i projektovanje" d.o.o., Beograd

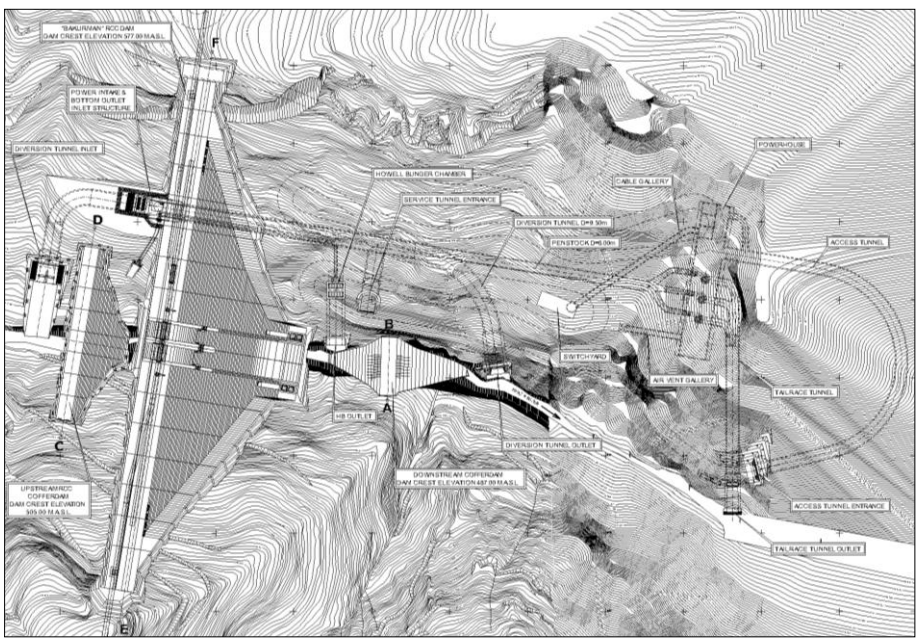
[4] dipl. građ. inž., "IK Konsalting i projektovanje" d.o.o., Beograd

[5] dipl. građ. inž., "IK Konsalting i projektovanje" d.o.o., Beograd

1. UVOD

RCC brana Bakurman je deo projekta Khazer-Gomel koji pored pomenute brane obuhvata i branu Khalilkan i Irigacionu oblast Khazer-Gomel površine 36900ha. Izgradnjom brane Bakurman formirala bi se akumulacija korisne zapremine $430 \cdot 10^6 m^3$ što u potpunosti zadovoljava irigacione potrebe projekta. Izgradnjom mašinske zgrade, voda za potrebe navodnjavanja ispuštena iz akumulacije Bakurman iskoristila bi se za proizvodnju električne energije.

Hidroelektrana Bakurman je podzemni objekat smešten u levom boku 340,0m nizvodno od brane, na dubini od 80,0m. Ovakvo rešenje uslovljeno je nepovoljnom topografijom kao i dimenzijama erozione jame usled rada preliva. Pored mašinske zgrade u sastav hidroelektrane ulaze i vodozahvatna građevina, dovod, odvodna vada, pristupni tunel i razvodno postrojenje. Komandno-upravni deo, montažni prostor i trafo hala projektovani su kao aneksi mašinske zgrade. Opremljena je sa tri vertikalne turbine tipa Fransis na osnom rastojanju od 15,0m. Prilazi joj se pristupnim putem i pristupnim tunelom sa nizvodne strane.



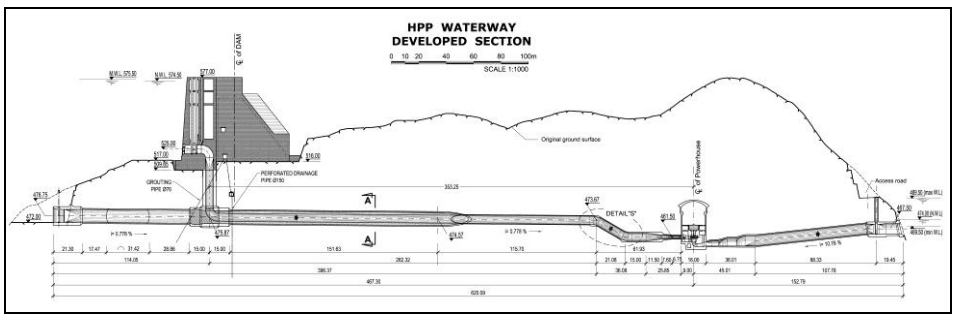
Slika 1 – Dispozicija brane i hidroelektrane

2. OSNOVNI PODACI O HIDROELEKTRANI

Hidroelektrana Bakurman je akumulaciono pribransko postrojenje sa relativno kratkim dovodom i mašinskom zgradom u levom boku. Položaj mašinske zgrade u prostoru određen je tako da najbolje odgovara hidrauličkim zahtevima projekta.

Vodozahvatna građevina je smeštena u akumulaciji u levom boku iznad optočnog tunela i oslonjena je na jednu od neprelivnih lamela brane. Pristup je obezbeđen sa krune brane. Služi

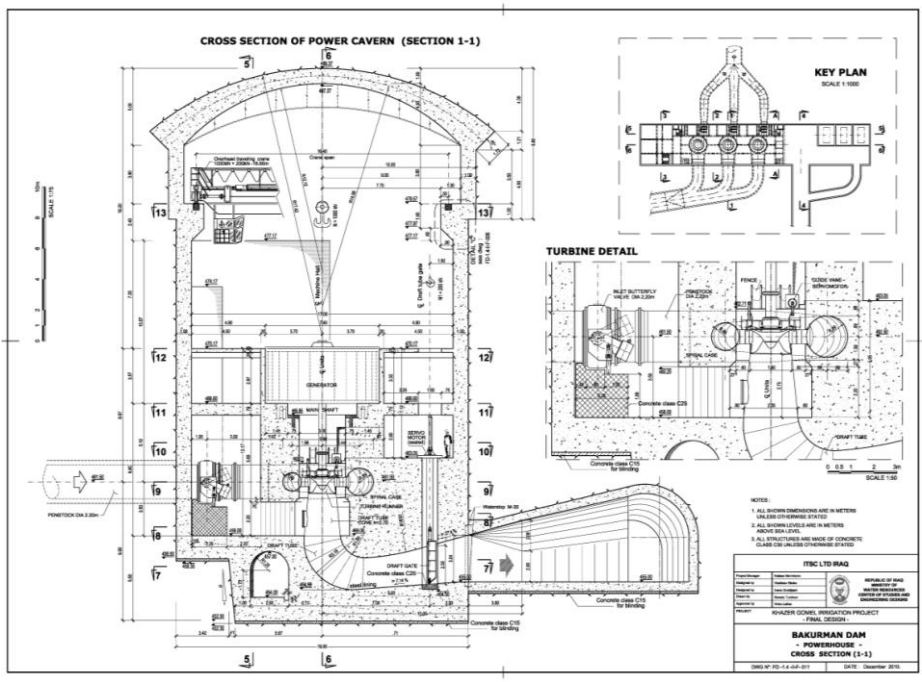
za smeštaj vodozahvata mašinske zgrade i zahvata za temeljni ispust i biološki minimum. Pravougaone je osnove dimenzija 29,65m·17,05m i visine 67,0m. Prvih 180,0m dovodnog cevovoda smešteno je u optočni tunel koji ima dvostruku funkciju. U fazi izgradnje brane služi za skretanje reke dok u drugoj fazi služi za smeštaj dovoda mašinske zgrade i cevi za temeljni ispust i biološki minimum. Ostatak dovoda nalazi se u tunelu koji služi isključivo za ovu namenu. U neposrednoj blizini mašinske zgrade cevovod se deli na tri grane promenljivog prečnika, od 3,90m na početku račve do 2,20m na ulazu u mašinsku zgradu. Pristupni tunel za transport opreme i pristup mašinskoj zgradi, svetlog otvora dimenzija 7,0m·7,0m, dugačak je 279,90m.



Slika 2 – Presek kroz vodozahvatnu građevinu, dovodni cevovod, mašinsku zgradu i tunel odvodne vade

Mašinska zgrada je širine 19,0m, visine 36,0m i dužine 101,0m. Visina zgrade diktirana je u prvom redu dimenzijama opreme. U njoj se nalaze mašinska sala, komandno-upravni blok, montažni prostor i prostor za smeštaj transformatora. Kompletna konstrukcija je armiranobetonska, smeštena u kaverni identičnih dimenzija. Vrh kaverne je polukružnog oblika, radijusa 17,42m, širine 22,43m i visine 4,09m a bokovi su vertikalni. Konstrukcija svoda je promenljive debljine od 1,0m u temenu do 2,0m nad osloncem. Zidovi su debljine 1,0m. Debljina temeljne ploče je od 1,50m u turbinskom prostoru do 2,0m u trafo hali. Mašinska zgrada obezbeđuje potreban prostor za smeštaj 3 vertikalne turbine tipa Francis, pojedinačne snage 25MW koje su direktno povezane sa generatorima pojedinačnog kapaciteta 30MVA. Ukupni instalisani protok kroz turbine je 82m^3/s, a maksimalni neto pad 100,0m. Opremljena je glavnim kranom raspona 16,4m nosivosti 100 tona i pomoćnim nosivosti 20 tona. U donjoj polovini mašinske sale smešteni su generatori, predturbinski zatvarači, kompenzacione spojnice, turbinske spirale i radna kola, sprovodni aparati, sifoni, sifonski zatvarači i ostala prateća mašinska i elektro oprema. Na svaki od tri izlaza sifona nastavlja se po jedan odvodni tunel potkovičastog preseka dimenzija 4,0m·4,0m koji se posle nekih desetak metara ulivaju u zajednički tunel odvodne vade dimenzija svetlog otvora 7,5m·7,5m takođe potkovičastog preseka.

Montažni prostor je širine 19,0m, visine 20,2m i dužine 14,9m. Namenjen je za smeštaj glavnog krana kao i odlaganje delova prethodno pomenute elektro-mašinske opreme pri vršenju remonta. Transformatorski prostor je širine 19,0m, visine 20,2m i dužine 23,5m. Komandno-upravni blok je širine 19,0m, visine 23,57m i dužine 15,0m. Osnovna namena je smeštaj osoblja i opreme za upravljanje sistemom hidroelektrane.



Slika 3 – Karakterističan poprečni presek mašinske zgrade

3. PRORAČUN MAŠINSKE ZGRADE

Statički proračun mašinske zgrade obuhvatio je analizu stabilnosti iskopa kaverne, proračun podgradnog sistema, konstrukcije svoda, spoljašnjih zidova, temeljnih ploča, ramovske konstrukcije unutar objekta i masivnog betona u generatorskom i turbinskom prostoru.

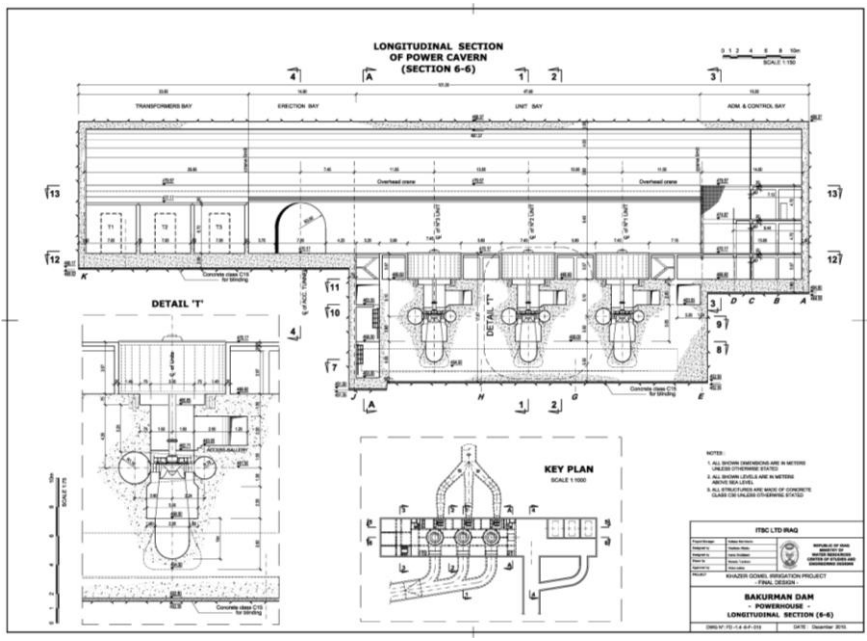
Proračun podzemnog, masivnog dela konstrukcije obuhvatio je, između ostalih, određene specifične pozicije usko vezane za ugrađenu opremu, odnosno prihvatanje uticaja u betonskoj konstrukciji od normalnih i ekstremnih (ispad turbine ili generatora) slučajeva opterećenja koji se javljaju pri ugradnji i operativnom funkcionisanju opreme.

Proračun generatorskog bureta odnosno dela konstrukcije iznad spirale, pored sopstvene težine, obuhvatio je sledeće pozicije i opterećenja:

- nivo gornjeg krsta-oslonca rotora generatora (radijalne i tangencijalne sile od rotora) – kota 466,60mnm

- nivo donjeg krsta-oslonca rotora generatora (vertikalne i radijalne sile od rotora) – kota 465,85mnm

- nivo oslonaca statora generatora (vertikalne, radijalne i tangencijalne sile od statora) – kota 466,60mnm



Slika 4 – Karakterističan podužni presek mašinske zgrade

Proračun masivnog betona oko spirale je obuhvatio proračun armature oko spirale za prihvatanje tangencijalnih sila izazvanih unutrašnjim pritiskom, kao i armature za prihvatanje naprezanja od ovog opterećenja u najtanjim betonskim elementima (beton između spirale i izlaza na koti 458,00mnm i zida između spirale i prostorije za smeštaj leptirastog zatvarača).

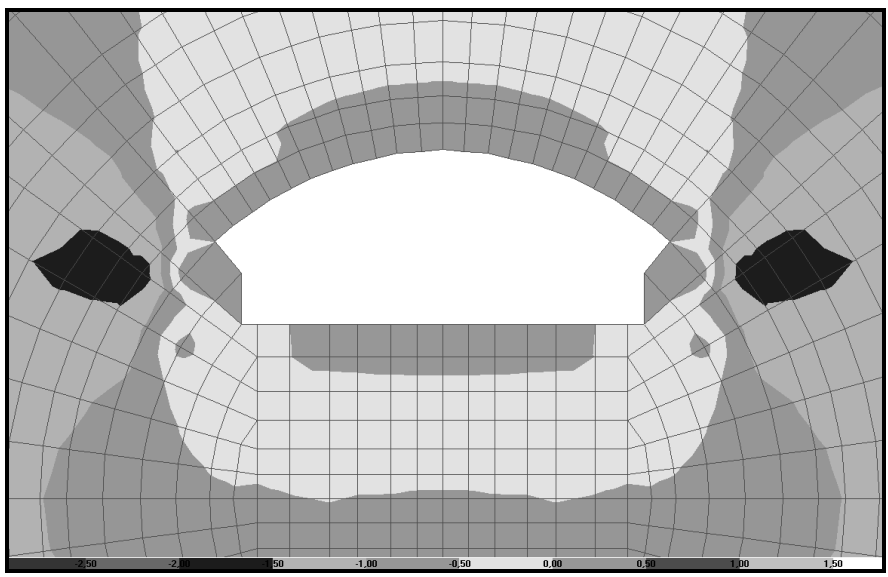
Statički uticaji u navedenim delovima podzemne konstrukcije sračunati su konvencionalno, aproksimovanjem konstruktivnih elemenata linijskim i površinskim nosačima. Sproveden je i proračun uticaja za različite faze izvođenja betonskih radova koje su direktno uslovljene fazama montaže određenih delova opreme. Za uticaje od toplotno-temperaturnih promena, kao i od gore navedenih opterećenja od opreme sproveden je dodatni proračun podzemnog dela upotrebom MKE.

4. TEHNOLOGIJA ISKOPA I PRORAČUN PODGRADNOG SISTEMA KAVERNE MAŠINSKE ZGRADE

Budući da je reč o podzemnom objektu, posebna pažnja posvećena je osiguranju iskopa, a na osnovu karakteristika stenske mase dobijenih geološkim istražnim radovima. Naravno, u fazi izvođenja objekta, obaviće se ispitivanja karakteristika stene na konkretnoj lokaciji kaverne i po potrebi korigovati usvojen način osiguranja. Veličina kaverne mašinske zgrade je znatna i uslovljava izvođenje iskopa u najmanje tri osnovne faze.

U prvoj fazi predviđen je iskop gornje trećine mašinske zgrade odnosno iskop za kalotu i kranske grede do kote približno 477,17mnm. Primarno osiguranje kalote izvršiće se ankerima Ø32mm dužine 5m postavljenim na rastojanju 1,5m kao i torkret betonom ojačanim

armaturnom mrežom. Proračun primarnog osiguranja iskopa sproveden je primenom NATM metode. Posle izrade primarnog osiguranja izvešće se svod mašinske zgrade od armiranog betona koji zapravo predstavlja sekundarni sistem osiguranja svoda kaverne. U statičkom smislu krov je lučni gredni nosač promenljive visine, od 1,0m u temenu do 2,0m nad osloncima. Dimenzionisan je da pored sopstvene težine primi i opterećenje od dela stenske mase neposredno iznad kalote.



Slika 5 – Zone glavnih napona pritiska i zatezanja nakon iskopa I faze

Visina ove zone određena je metodom konačnih elemenata primenom programskog paketa SAP. Realna situacija iskopa prve faze aproksimovana je dvodimenzionalnim modelom koji se sastoji od 1264 elemenata (ravno stanje deformacija). Rezultat proračuna je formiranje zone sa izraženim naponima zatezanja neposredno iznad kalote u visini od 2,5m. Upravo je sopstvena težina ovog dela stenske mase dodata kao eksterno opterećenje armiranobetonskog lučnog krovnog nosača i tako je on i dimenzionisan. Na slici 5 su dati rezultati po MKE sa prikazanim zonama glavnih napona pritiska i zatezanja neposredno nakon završetka iskopa prve faze. S obzirom na značaj konstrukcije, sproveden je i alternativni kontrolni proračun primenom klasičnog linijskog poligonalnog nosača opterećenog rasteretnim svodom po teoriji Protođakonova. Razlike u vrednostima uticaja dobijenim na ovaj način u odnosu na vrednosti dobijene primenom MKE su neznatne.

Nakon završetka iskopa prve faze i postavljenog primarnog i sekundarnog osiguranja prelazi se na drugu fazu koja bi išla do kote približno 466,60mnm što odgovara koti fundiranja komandno-upravnog dela, montažnog prostora i trafo hale. U ovoj bi se fazi takođe kao i u prethodnoj, u odgovarajućem trenutku pristupilo izradi podgradnog sistema. Osiguravaju se bokovi iskopa prednapregnutim ankerima Ø32mm i dužine 15,0m postavljenim na rastojanju 2,0m u kombinaciji sa torkret betonom ojačanim armaturnom mrežom. Treća faza bi obuhvatila iskop do kote 452,35mnm i to u zoni predviđenoj za smeštaj turbina. Naponska slika stenske mase u svim fazama iskopa detaljno je kontrolisana primenom MKE metode.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Boško Stevanović[1], Ivan Glišović[2], Miloš Petrović[3], Dragan Gavrilović[4]

OJAČANJE NOSAČA OD LEPLJENOG LAMELIRANOG DRVETA PRIMENOM KARBONSKIH TRAKA

Rezime:

U radu je opisan eksperimentalni program koji je sproveden sa ciljem ispitivanja efikasnosti karbonskih traka kao ojačanja nosača od lepljenog lameliranog drveta. Ponašanje pri savijanju ojačanih nosača upoređeno je sa neojačanim nosačima koji su služili kao kontrolni uzorci. Eksperimentalni rezultati su prikazani u smislu ponašanja opterećenje-ugib, oblika loma, nosivosti i krutosti. Strateško postavljanje karbonskog ojačanja u zonu najvećih napona zatezanja, sa donje strane nosača, rezultiralo je značajnim poboljšanjem nosivosti i krutosti, kao i duktilnosti.

Ključne reči: lepljeno lamelirano drvo, karbonska vlakna, ojačanje.

FLEXURAL REINFORCEMENT OF GLULAM BEAMS USING CARBON FRP PLATES

Summary:

This paper describes an experimental programme which was conducted in order to investigate the effectiveness of CFRP plates as reinforcement of glulam beams. Flexural behavior of CFRP-reinforced beams was compared with unreinforced beams that were used as control specimens. Experimental results are presented in terms of load-deflection behaviour, failure mode, ultimate load capacity and stiffness. Strategically positioned the CFRP reinforcement in the more highly stressed tension region at the bottom of the glulam beam resulted in significant improvements in strength and stiffness as well as ductility.

Key words: glulam, carbon fibres, reinforcement.

[1] prof., dr, dipl. građ. inž., Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd.
[2] asist., mr, dipl. građ. inž., Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd.
[3] asist., dipl. građ. inž., Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd.
[4] dipl. građ. inž., tehnički direktor, Sika d.o.o., Cara Dušana 207a, Zemun.

1 UVOD

Zbog svoje topline, velike čvrstoće naspram male težine, lake obrade i montaže, drvo je i danas veoma važan građevinski materijal. Međutim, za određenu konstrukcijsku primenu, promenljivost svojstava nosivosti i krutosti, prouzrokovana greškama građe drveta, umnogome otežava predviđanje ponašanja drvenih elemenata pri različitim opterećenjima. Ove prirodne varijacije mogu se, u nekim granicama, umanjiti primenom proizvoda na bazi drveta.

Lepljeno lamelirano drvo je proizvod dobijen lepljenjem dasaka (lamela) u planiranom rasporedu po posebnom tehnološkom procesu. Osnovne karakteristike konstrukcija od lepljenog lameliranog drveta u odnosu na klasične drvene konstrukcije su: bogatstvo dizajna, neograničenost oblika poprečnih preseka i dužina pojedinih konstrukcijskih elemenata, primena najrazličitijih statičkih sistema i strogo kontrolisana industrijska proizvodnja. Sposobnost da premosti veće raspone i prihvati veće opterećenje znatno je unapredila drvo kao građevinski materijal. Međutim, značajan napredak u tehnologiji lepljenog lameliranog drveta mora biti napravljen kako bi se održala konkurentnost sa ostalim građevinskim materijalima, naročito čelikom.

Mada lepljeno lamelirano drvo pruža značajna poboljšanja u odnosu na monolitno drvo, njegova čvrstoća na savijanje često ostaje ograničena defektima koji redukuju čvrstoću, kao što su kvrge i nastavci lamela u zategnutoj zoni. Nenajavljen (krt) lom usled zatezanja inicirao je primenu većih koeficijenata sigurnosti u okviru standarda i propisa, što značajno utiče na količinu utrošenog materijala i cenu ovih konstrukcija.

U prošlosti, različite tehnike ojačanja, sa različitim stepenom efikasnosti, testirane su sa ciljem povećanja nosivosti i krutosti konstrukcija. Istraživanja su uglavnom bila fokusirana na upotrebu metalnih ojačanja, kao što su ploče i šipke od čelika i aluminijuma, sa ili bez prednaprezanja. Sve ove tehnike ojačanja postižu značajne i korisne rezultate, ali samo neke od njih su razvijene i/ili komercijalizovane i skoro nijedna nije dostigla status da bude univerzalno prepoznata i prihvaćena. Neki od mogućih razloga za ovo su: ograničena primena, visoka cena, teškoće pri izvođenju, potreba za specijalizovanim osobljem i nekompatibilnost sa osnovnim materijalom.

Danas, kao jedno od sve češće primenljivih rešenja u oblasti sanacije, rehabilitacije i ojačanja građevinskih konstrukcija, nameću se tzv. CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) kompoziti u okviru kojih su prisutna karbonska (ugljenična) vlakna visoke čvrstoće. To su gotovi fabrički proizvodi najčešće u obliku traka u okviru kojih su vlakna povezana izuzetno čvrstom, hemijski otpornom i trajnom sintetičkom smolom (kao matricom). Pored male sopstvene težine, vrlo visokih mehaničkih karakteristika, korozione otpornosti i elektromagnetne neutralnosti, primena karbonskih traka kao materijala za sanaciju i ojačanje konstrukcija nudi dosta prednosti: jednostavnost, izuzetnu mnogostranost, veliku mogućnost oblikovanja, pogodan i lak transport, primenu i u ograničenom prostoru (smanjenje troškova za skelu i radnu snagu), kao i minimalno remećenje objekta i njegovih korisnika u toku intervencije.

Cilj ovog rada je da istraži ponašanje nosača od lepljenog lameliranog drveta ojačanih karbonskim trakama. Deset nosača ojačanih sa jednom karbonskom trakom zalepljenom sa spoljašnje strane preseka u zategnutoj zoni i pet kontrolnih neojačanih nosača ispitano je na savijanje do loma. Mehaničke karakteristike ojačanih nosača upoređene su sa karakteristikama neojačanih nosača sa aspekta veze opterećenje-ugib, oblika loma, kapaciteta granične nosivosti i krutosti.

2 EKSPERIMENTALNI DEO

2.1 MATERIJALI

Lepljeni lamelirani drveni nosači su proizvedeni u fabrici „Piramida“ u Sremskoj Mitrovici. Nosači su izrađeni od četinarske građe (smreka) I klase kvaliteta. Svaki nosač formiran je spajanjem 7 lamela širine 8 cm i debljine 3 cm, dajući konačne dimenzije poprečnog preseka 8x21 cm. Kako se ispitivanje sprovodi prema EN 408, usvojena je dužina nosača od 4 m koja zadovoljava uslov da dužina treba da bude minimum 19 puta veća od visine preseka. Sve lamele su iz komada, bez poprečnog nastavljanja.

Ojačanje lepljenih lameliranih drvenih nosača izvršeno je karbonskim trakama švajcarskog proizvođača „Sika“, firme koja ima značajno iskustvo u oblasti ojačanja i sanacije betonskih i zidanih konstrukcija. U okviru ovog ispitivanja korišćene su karbonske trake pod nazivom Sika CarboDur S613, širine 60 mm i debljine 1,3 mm. Sika CarboDur trake predstavljaju polimere armirane karbonskim vlaknima sa epoksidnom matricom, a koriste se za ojačanje betonskih, zidanih i drvenih konstrukcija. Reč je o monoaksijalnim trakama sačinjenim od vlakana koja se pružaju samo u longitudijalnom pravcu. U tabeli 1 date su mehaničke karakteristike Sika CarboDur traka tip S prema tehničkom listu proizvođača.

Tabela 1 - Mehaničke karakteristike Sika CarboDur traka tip S

Karakteristika	Vrednost
Čvrstoća na zatezanje	3100 MPa
Modul elastičnosti	165000 MPa
Istezanje pri lomu	> 1,70%

Karbonske trake su zalepljene lepkom Sikadur-30 (proizvođač „Sika“) za nosače od lepljenog lameliranog drveta. Sikadur-30 je dvokomponentni, tiksotropni, epoksidni lepak bez sadržaja rastvarača, na bazi kombinacije epoksidnih smola, predviđen za korišćenje na „normalnim“ temperaturama između +8°C i +35°C. Preporučuje se za lepljenje karbonskih traka za beton, opeku ili drvo, kao i za lepljenje čeličnih ploča za beton.

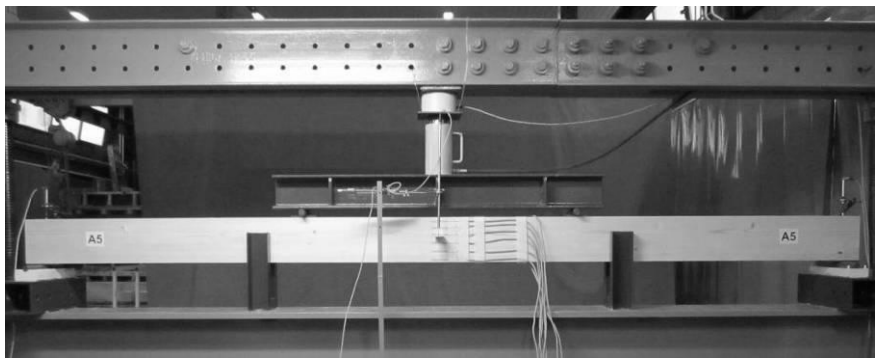
2.2 PRIPREMA I LEPLJENJE KARBONSKIH TRAKA

Drvena površina je pripremljena saglasno instrukcijama za pravilno povezivanje karbonske trake i drveta datih od strane proizvođača. Da bi se uklonili sitni parčići drveta i prašina, najpre je primenjeno šmirglanje u zoni gde se postavlja traka, a zatim i usisavanje. Posle sečenja na potrebnu dužinu, karbonska traka je očišćena rastvaračem Sika Colma Cleaner kako bi se skinula sva prljavština. Lepak Sikadur-30 nanet je pomoću specijalne prevlake na očišćenu karbonsku traku. Tanak sloj lepka nanet je i na pripremljenu drvenu podlogu pomoću špahtle. Unutar „otvorenog“ vremena trajanja lepka, karbonska traka je zalepljena na drvenu površinu. Lepljenje karbonske trake je započeto sa jednog kraja nosača i praćeno je adekvatnim pritiskanjem gumenim valjkom sa ciljem da se suvišan lepak izbaci sa strana trake. Kako bi se obezbedio pravilan spoj, uzorci su čuvani sedam dana na sobnoj temperaturi 22 ± 2 °C.

2.3 METOD ISPITIVANJA

Ispitivanja o kojima je reč sprovedena su na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu. Svi nosači ispitani su na savijanje kao proste grede raspona 378 cm (18 puta visina

nosača) opterećene koncentrisanim silama u trećinama raspona, u skladu sa EN 408. Ovakvim rasporedom sila u srednjoj trećini nosača dobijen je konstantan momenat savijanja, bez transverzalne sile. Opterećenje je aplicirano putem hidrauličke prese i jakog čeličnog profila, a mereno je pomoću dozne. Ugib nosača meren je u sredini raspona i nad osloncima pomoću induktivnih ugibomera. Pored ovoga, mernim trakama u sredini raspona merene su dilatacije po visini nosača. Prikaz jednog nosača u ramu za ispitivanje dat je na slici 1.

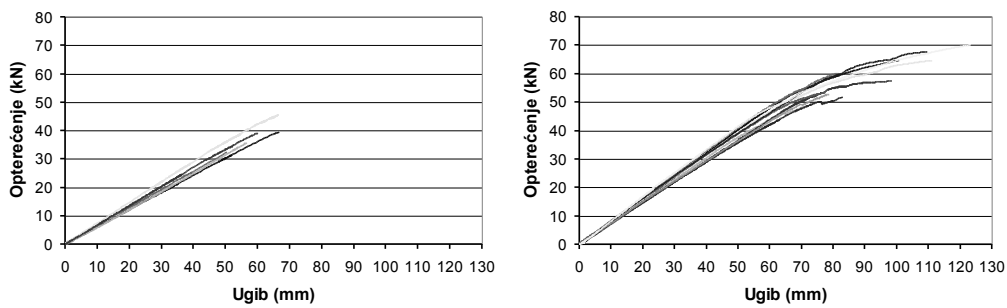


Slika 1 - Nosač u ramu za ispitivanje

Opterećenje je nanošeno kontrolisanom brzinom 4,5 kN/min, sa ciljem postizanja loma nosača za aproksimativno 10-15 min. Pre ispitivanja uzorci su kondicionirani na temeperaturi 20 ± 2 °C i vlažnosti vazduha 65 ± 5 %, posle čega je izmerena vlažnost drveta približno 12%.

3 REZULTATI I DISKUSIJA

Ponašanje do loma neojačanih i ojačanih nosača, izraženo preko dijagrama opterećenje-ugib u sredini raspona, prikazano je na slici 2.

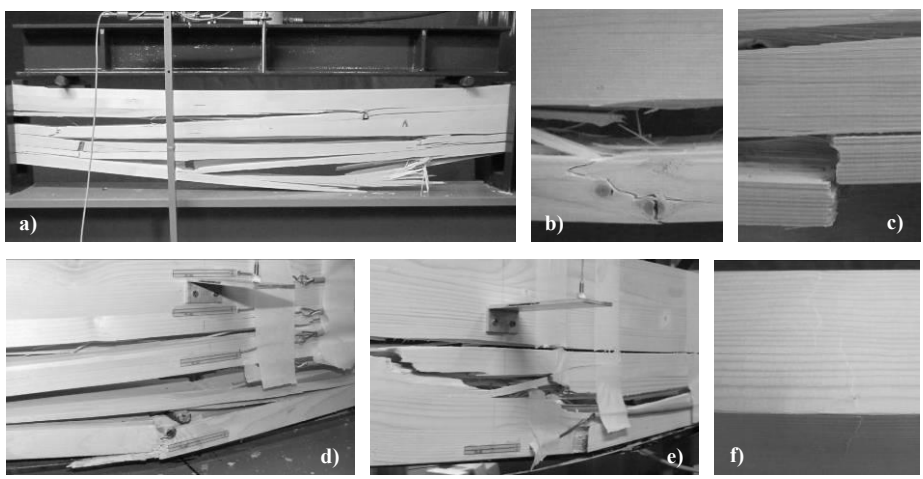


Slika 2 - Dijagrami optrećenje-ugib za neojačane nosače (levo) i ojačane nosače (desno)

Kod svakog od neojačanih nosača kolaps se dogodio unutar elastične oblasti usled loma u zategnutom delu nosača. Kao posledica krtog ponašanja drveta pri zatezanju, lom se dogodio iznenada, bez ikakvih naznaka pre dostizanja graničnog opterećenja. Katastrofalna priroda loma neojačanih nosača prikazana je na slici 3a. U četiri od pet ispitanih uzoraka pukotine su

inicirane na mestima grešaka građe drveta (npr. kvrge) u zategnutoj zoni nosača, nedaleko od sredine raspona (slika 3b). Kod jednog od uzoraka lom se dogodio po čistom drvetu u krajnjoj lameli, takođe, u zategnutoj zoni nosača (slika 3c). Ni u jednom od neojačanih nosača nema tragova plastifikacije kod pritisnutih lamela nosača.

Kod nosača ojačanih sa jednom karbonskom trakom na donjoj (zategnutoj) strani, najčešći mehanizam loma je lom drveta usled zatezanja, sa ili bez delimične plastifikacije pritisnute zone nosača. Sa dijagrama opterećenje-ugib može se videti da je početno ponašanje ovih nosača linearano do pojave lokalnog oštećenja izazvanog prisustvom defekata drveta u zategnutoj zoni. Tečenje drveta je izazivalo nelinearno ponašanje koje se završilo iznenadnim padom opterećenja usled loma drveta u zategnutoj zoni u okviru srednje trećine raspona (slike 3d i3e). Kod pojedinih nosača vidljivi su tragovi plastifikacije u formi zbijanja drvenih vlakana (slika 3f), ali generalno se može reći da je pritisnuta zona ostala nedeformisana. Rezultati su pokazali da se kod sedam od deset ispitanih uzoraka lom dogodio u zategnutim lamelama na mestu defekta i diskontinuiteta u drvetu, dok se kod dva uzorka lom dogodio po čistom drvetu u krajnjoj lameli zategnute strane nosača. Smičući lom, pre dostizanja graničnog opterećenja, dogodio se u jednom nosaču, što je okarakterisano kao posledica razdvajanja između srčevine i beljikovine unutar jedne drvene lamele. U nekim slučajevima, lom izazvan prekoračenjem napona zatezanja u drvetu je bio eksplozivne prirode, što je prouzrokovalo odvajanje kompozitnog materijala (slika 3e).



Slika 3 - Oblici loma nosača

Pregled eksperimentalnih rezultata u smislu maksimalnog opterećenja, ugiba u sredini raspona pri maksimalnom opterećenju, maksimalnog momenta savijanja i krutosti na savijanje dat je u tabeli 2. Za dijagrame opterećenje-ugib prikazane na slici 2, elastična oblast do polovine graničnog opterećenja je razmatrana prilikom određivanja krutosti na savijanje nosača.

Ojačanje u zategnutoj zoni nosača, sa procentom ojačanja 0,46%, dovelo je do povećanja graničnog opterećenja za 54,3% u odnosu na kontrolne neojačane nosače. Primenom materijala sa visokim modulom elastičnosti, krutost na savijanje povećala se za 18,1% u odnosu na kontrolne nosače. Osim toga, varijacija rezultata nosivosi i krutosti je redukovana. Prisustvo

ojačanja u poprečnom preseku efikasno je smanjilo ugibe u elastičnoj oblasti, a sa druge strane je omogućilo povećanje ugiba pri graničnom opterećenju.

Tabela 2 - Pregled rezultata ispitivanja

	Maksimalno opterećenje (kN)	Ugib pri max opterećenju (mm)	Maksimalni momenat (kNm)	Krutost na savijanje EI (kNm^2)
Neojačani nosači				
Srednja vrednost	38,3	60,0	24,1	6543
Koef. varijacije (%)	17,1	15,4	17,1	9,6
Ojačani nosači				
Srednja vrednost	59,1	93,8	37,2	7727
Koef. varijacije (%)	12,4	18,6	12,4	4,9

4 ZAKLJUČAK

Primena karbonskih traka predstavlja povoljno rešenje za ojačanje (sanaciju) nosača od lepljenog lameliranog drveta. Pored svoje jednostavnosti, ova tehnika omogućava značajno poboljšanje nosivosti i krutosti ojačanih konstrukcijskih elemenata. Osim toga, čini ponašanje konstrukcije znatno duktilnim. Prisustvo karbonskih ojačanja sprečava otvaranje pukotina, ograničava lokalna oštećenja i premošćava lokalne defekte u drvetu.

Bez obzira na visoke mehaničke karakteristike i druge pogodnosti koje karbonske trake pružaju, dodatna istraživanja su neophodna pre široke primene ove tehnike ojačanja. Budućim istraživanjima treba da se ispita uticaj različitih karakteristika materijala (drveta, kompozitnog ojačanja, kao i lepka) i različite geometrije na nosivost i krutost drvenih nosača kako za granično stanje nosivosti, tako i za granično stanje upotrebljivosti. Još jedno važno pitanje koje treba razmatrati odnosi se na ponašanje u vremenu ojačanih nosača, sa posebnom pažnjom na zamor i tečenje materijala. Osim ovoga, da bi ovaj metod ojačanja bio praktičan i ekonomičan za svakodnevnu primenu potrebno je utvrditi realan proračunski model i dati odgovarajuće smernice.

LITERATURA

[1] EN 408: *Timber structures - Structural timber and glued laminated timber - Determination of some physical and mechanical properties* // European Committee for Standardization, Brussels, Belgium; 2010.

[2] *Flexural strengthening of timber bridge using FRP* / C. Gentile // Master thesis, University of Manitoba, Winnipeg, Manitoba, Canada, 2000.

[3] *The use of FRP composites in enhancing of structural behavior of timber beams* / J. Gilfillan, S. Gilbert, G. Patrick // Journal of Reinforced Plastics and Composites, 22(15), 2003, pp. 1373-1388.

[4] *Low-grade glued laminated timber reinforced with FRP plate* / G. Raftery, A. Harte // Composite: Part B, 42(4), 2011, pp. 724-735.

[5] *A method for flexural reinforcement of old wood beams with CFRP materials* / A. Borri, M. Corradi, A. Grazini // Composites: Part B, 36, 2005, pp 143-153.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Bratislav Stipanić[1], Lazar Pavić[2]

PRORAČUN EFEKTIVNOG POPREČNOG PRESEKA TANKOZIDNIH NOSAČA PREMA EVROKODU 3

Rezime:

U radu je prikazan postupak proračuna efektivnog poprečnog preseka prema EVROKODU 3. Uticaji „shear lag“ efekta i izbočavanja uzimaju se u obzir pri graničnim stanjima nosivosti, upotrebljivosti i zamora preko efektivne površine koja predstavlja redukovanu bruto površinu poprečnog preseka. U proračunu efektivnog preseka analizira se izbočavanje pojedinačnih polja između ukurćenja i globalno izbočavanje celokupnog ukrućenog lima. Proračunom prema EVROKODU 3 posebno se analiziraju izbočavanje (površinsko ponašanje) i izvijanje (stubno ponačanje) kao i njihova interakcija.

Ključne reči: efektivna širina, „shear lag“, izvijanje, izbočavanje, ukrućeni limovi

CALCULATION OF EFFECTIVE THIN WALLED CROSS SECTION ACCORDING TO EUROCODE 3

Summary:

In this paper, procedure for calculation of effective cross section, according to Eurocode 3, is presented. The effects of shear lag and buckling must be taken into account at ultimate limit states, serviceability limit states and fatigue, utilizing effective cross cestion which represents reduced gross section. In calculation of effective cross section, buckling of subpanels between stiffeners and global buckling of whole stiffened plate are being analized. According to Eurocode 3, plate type and column type behaviour buckling are being analyzed separately as well as their interaction.

Key words: effective width, shear lag, buckling, stiffened plates

[1] Dr, dipl.inž.građ., Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd
[2] Mr, dipl.inž.građ., EC Harris, Beograd

1 KONCEPT EFEKTIVNE ŠIRINE U EVROKODU 3

Za razliku od ranijih standarda (BS 5400-3:2000) gde se koncept efektivne širine primenjivao kako bi se u proračunu prema teoriji elastičnosti uzeo u obzir efekat „shear lag“, Evrokod 3 (EN 1993-1-5:2006) je novim konceptom efektivne širine obuhvatio i efekte izbočavanja limova i uticaje od njihovih ukrućenja. Uzeti su u obzir izvijanje ukrućenog lima tretiranog kao stub, ravansko izbočavanje ukrućenog lima između glavnih nosača, kao i njihova interakcija.

2 KRITIČNI NAPONI IZBOČAVANJA ZA UKRUĆENE LIMOVE

2.1 EKVIVALENTNA ORTOTROPNA PLOČA

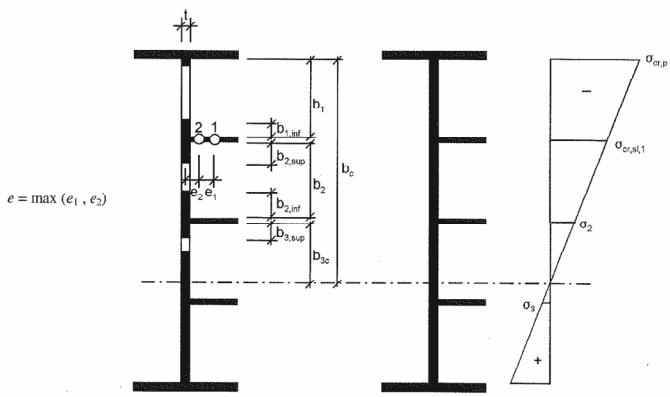
Limovi sa bar tri podužna podužna ukrućenja razmatraju se kao ekvivalentne ortotropne ploče. Elastični kritični napon izbočavanja ekvivalentne ortotropne ploče određuje se iz izraza:

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p}\sigma_E$$

gde je:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2)b^2}$$

$k_{\sigma,p}$ koeficijent izbočavanja lima prema teoriji izbočavanja ortotropnih ploča sa ukrućenjima“ razmazanim“ po čitavom limu



	Širina za bruto površinu	Širina za efektivnu površinu, prema tabeli 4.1	Uslovi za ψ_i
$b_{1,inf}$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} b_1$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} b_{1,eff}$	$\psi_1 = \frac{\sigma_{cr,sl,1}}{\sigma_{cr,p}} > 0$
$b_{2,sup}$	$\frac{2}{5-\psi_2} b_2$	$\frac{2}{5-\psi_2} b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,sl,1}} > 0$
$b_{2,inf}$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} b_2$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} b_{2,eff}$	$\psi_2 > 0$
$b_{3,sup}$	$0{,}4\, b_{3c}$	$0{,}4\, b_{3c,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_3}{\sigma_2} < 0$

Za ukrućene limove sa bar tri ekvidistantna podužna ukrućenja koeficijent izbočavanja $k_{\sigma,p}$ može da se aproksimira sa:

$k_{\sigma,p} = \frac{2\left(\left(1+\alpha^2\right)^2+\gamma-1\right)}{\alpha^2(\psi+1)(1+\delta)}$ ako je $\alpha \leq \sqrt[4]{\gamma}$

$k_{\sigma,p} = \frac{4(1+\sqrt{\gamma})}{(\psi+1)(1+\delta)}$ ako je $\alpha > \sqrt[4]{\gamma}$

gde je:

$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0.5$; $\gamma = \frac{I_{sl}}{I_p}$; $\delta = \frac{\sum A_{sl}}{A_p}$; $\alpha = \frac{a}{b} \geq 0.5$

I_{sl} moment inercije lima sa svim podužnim ukrućenjima

$I_p = \frac{bt^3}{12(1-\nu^2)}$ moment inercije lima bez ukrućenja

$\sum A_{sl}$ suma bruto površina svih podužnih ukrućenja

$A_p = bt$ bruto površina lima bez ukrućenja

3.2 KRITIČAN NAPON IZBOČAVANJA ZA LIMOVE SA JEDNIM ILI DVA UKRUĆENJA U PRITISNUTOJ ZONI

U slučaju ukrućenog lima sa jednim podužnim ukrućenjem u pritisnutoj zoni, elastični kritični napon se sračunava, zanemarujući ukrućenja u zategnutoj zoni, prema izrazu:

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{1.05E}{A_{sl,1}} \frac{\sqrt{I_{sl,1}t^3 b}}{b_1 b_2} \quad \text{za } a \geq a_c$$

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 E I_{sl,1}}{A_{sl,1}a^2} + \frac{Et^3 b a^2}{4\pi^2(1-\nu^2)A_{sl,1}b_1^2 b_2^2} \quad \text{za } a \leq a_c$$

Ako ukrućeni lim ima dva podužna ukrućenja u pritisnutoj zoni, najpre se uzima da se jedno od ukrućenja izbočilo dok drugo funkcioniše kao kruti (nepomerljiv) oslonac, a zatim se uzima istvremeno izvijanje oba ukrućenja, razmatranjem zamenjujućeg jedinstvenog ukrućenja koje ima poprečni presek $A_{sl,}$ i moment inercije I_{sl} jednake zbiru za pojedinačna ukrućenja.

3 EFEKTIVNA ŠIRINA

Efektivni poprečni presek i efektivna širina predstavljaju bruto poprečni presek ili širinu, redukovane usled uticaja izbočavanja, ili „shear lag“ efekta ili kombinovanog dejstva i jednog i drugog. Da bi se napravila razlika između ova dva uticaja uvodi se obeležavanje:

- „efektivna^{p}“ za uticaje usled izbočavanja,
- „efektivna^{s}“ za uticaje usled „shear lag“ efekta,
- „efektivna“ za uticaje usled kombinovanog dejstva izbočavanja i „shear lag“ efekta

3.1 IZVIJANJE – STUBNO PONAŠANJE (COLUMN TYPE BUCKLING BEHAVIOUR)

Relativna vitkost $\bar{\lambda}_c$ (relative column slenderness) definiše se na sledeći način:

- za neukrućene limove $\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}}$
- za ukrućene limove $\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,c}}}$

$\beta_{A,c} = A_{sl,1,eff}/A_{sl,1}$

$A_{sl,1,eff}$ efektivna površina poprečnog preseka ukrućenja i susednih (sadejstvujućih) delova lima uzimajući u obzir odbitak usled izbočavanja.

Koeficijent redukcije usled izvijanja χ_c određujemo prema 6.3.1.2 iz EN 1993-1-1.
U zavisnosti od krive izvijanja određuje se koeficijent imperfekcije α koji iznosi:

- za neukrućene limove $\alpha = 0.21$
- za limove sa ukrućenjima zatvorenog poprečnog preseka $\alpha_e = 0.34 + \frac{0.09}{i/e}$
- za limove sa ukrućenjima otvorenog poprečnog preseka $\alpha_e = 0.49 + \frac{0.09}{i/e}$

$i = \sqrt{I_{sl,1}/A_{sl,2}}$

$I_{sl,1}$ momet inercije bruto poprečnog preseka sa susednim (sadejstvujućim) delovima lima, za izvijanje iznad ravni;

$A_{sl,1}$ bruto površina poprečnog preseka ukrućenja i susednih (sadejstvujućih) delova lima

$e = \max(e_1, e_2)$ veća vrednost od rastojanja težišta lima ili rastojanja težišta jednostranog ukrućenja (odnosno težišta bilo kojeg seta ukrućenja kada ona postoje sa obe strane) do neutralne ose efektivnog stuba.

Zatim određujemo:

$$\Phi = 0.5\left[1 + \alpha_e\left(\bar{\lambda}_c - 0.2\right) + \bar{\lambda}_c{}^2\right]$$

i konačno dobijamo koeficijent redukcije usled izvijanja:

$$\chi_c = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_c{}^2}}$$

3.2 ČISTO IZBOČAVANJE – POVRŠINSKO PONAŠANJE (PLATE TYPE BEHAVIOUR)

Relativna vitkost $\bar{\lambda}_p$ (relative plate slenderness) za ekvivalentnu ploču definiše se kao:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,p}}}$$

$\beta_{A,c} = A_{c,eff,loc}/A_c$

A_c bruto površina pritisnute zone ukrućenog lima izuzimajući delove pojedinačnih polja koji su oslonjeni na susedne pune limene elemente;

$A_{c,eff.loc}$ efektivna površina istog dela ploče uzimajući u obzir odbitak usled mogućeg izbočavanja pojedinih polja i/ili ukrućenja.

$\sigma_{cr,p}$ elastičan kritičan napon izbočavanja ekvivalentne ortotropne ploče koji se određuje prema izrazu:

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p}\sigma_E$$

Koeficijent redukcije usled izbočavanja ρ za ekvivalentne ortotropne ploče:

- za unutrašnje pritisnute delove poprečnog preseka:

$\rho = 1.0$ za $\bar{\lambda}_p < 0.673$

$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p{}^2} < 1.0$ za $\bar{\lambda}_p > 0.673$ gde je $(3+\psi) > 0$

- za konzolne pritisnute delove poprečnog preseka

$\rho = 1.0$ za $\bar{\lambda}_p < 0.748$

$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.188}{\bar{\lambda}_p{}^2} < 1.0$ za $\bar{\lambda}_p > 0.748$

3.3 INTERAKCIJA IZBOČAVANJA I IZVIJANJA

Za neukrućene limove elastični krtitični napon određuje se iz izraza:

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2)a^2}$$

Kod ukrućenih limova $\sigma_{cr,c}$ može da se odredi kao elastični kritični napon za izvijanje ukrućenja koje je najbliže ivici polja sa najvećim pritiskom:

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 E I_{sl,1}}{A_{sl,1} a^2}$$

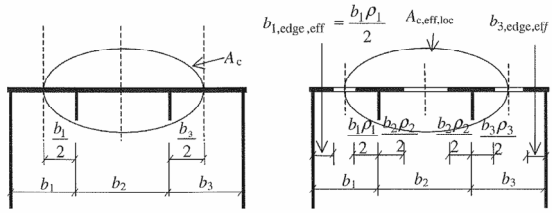
Konačni koeficijent redukcije ρ_c određuje se iz izraza:

$$\boxed{\rho_c = (\rho - \chi_c)\xi(2-\xi) + \chi_c}$$

$\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}}$ uz uslov $0 \le \xi \le 1$

3.4 EFEKTIVNA ŠIRINA USLED IZBOČAVANJA

Ukrućena ploča sa efektivnim[p] površinama ukrućenja treba da se proveri na globalno izbočavanje kao ekvivalentna ortotropna ploča.



Efektivna[p] površina preseka svih ukrućenja i pojedinačnih polja koja su potpuno ili delimično u pritisnutoj zoni, izuzimajući delove koji su oslonjeni na susedne pune limene elemente sa širinom $b_{edge,eff}$, računa se prema izrazu:

$$\boxed{A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum_c \rho_{loc} b_{c,loc} t}$$

gde je:

$A_{sl,eff}$ suma efektivnih preseka svih podužnih ukrućenja koja se nalaze u pritisnutoj zoni, čiji je bruto poprečni presek A_{sl};

$b_{c,loc}$ širina pritisnutog dela svakog pojedinačnog polja

ρ_{loc} koeficijent redukcije za svako pojedinačno polje

Efektivna površina pritisnute zone ukrućenog lima određuje se iz izraza:

$$\boxed{A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc} + \sum b_{edge,eff}\, t}$$

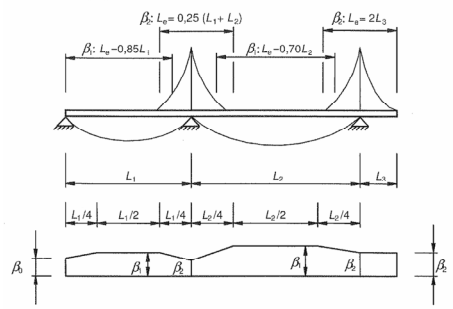
3.5 EFEKTIVNA ŠIRINA USLED „SHEAR LAG“ EFEKTA

Efektivna[s] širina b_{eff} usled „shear lag“ efekta u elastičnoj oblasti određuje se na osnovu izraza:

$$\boxed{b_{eff} = \beta b_0}$$

gde je β koeficijent efektivne[s] širine dat u narednoj tabeli.

κ	Tip provere	Vrednosti koeficijenta β
$\kappa \leq 0{,}02$		$\beta = 1{,}0$
$0{,}02 < \kappa \leq 0{,}70$	za moment u polju (*sagging bending*)	$\beta = \beta_1 = \dfrac{1}{1+6{,}4\,\kappa^2}$
	za moment nad osloncem (*hogging bending*)	$\beta = \beta_2 = \dfrac{1}{1+6{,}0\left(\kappa - \dfrac{1}{2500\,\kappa}\right)+1{,}6\,\kappa^2}$
$\kappa > 0{,}70$	za moment u polju (*sagging bending*)	$\beta = \beta_1 = \dfrac{1}{5{,}9\,\kappa}$
	za moment nad osloncem (*hogging bending*)	$\beta = \beta_2 = \dfrac{1}{8{,}6\,\kappa}$
za sve vrednosti κ	krajnji oslonci	$\beta_0 = (0{,}55 + 0{,}025/\kappa)\beta_1$ ali $\beta_0 < \beta_1$
za sve vrednosti κ	prepusti	$\beta = \beta_2$ na osloncu i na kraju
$\kappa = \alpha_0\, b_0 / L_e$ sa $\alpha_0 = \sqrt{1+\dfrac{A_{sl}}{b_0\, t}}$ gde je A_{sl} površina svih podužnih ukrućenja u okviru širine b_0, a ostale oznake su definisane na slikama 3.1 i 3.2.		



3.6 KOMBINOVANO DEJSTVO „SHEAR LAG“ EFEKTA I IZBOČAVANJA

Kombinovani uticaji „shear lag“ efekta i izbočavanja uzimaju se u obzir korišćenjem efektivne površine:

$$\boxed{A_{eff} = A_{c,eff}\beta_{ult}}$$

β_{ult} koeficijent efektivne širine usled „shear lag“ efekta pri graničnom stanju nosivosti koji može da se usvoji kao β zamenjujući α_0 sa:

$$\alpha_0^* = \sqrt{\frac{A_{c,eff}}{b_0 t_f}}$$

Elasto-plastični „shear lag“ efekti koji uzimaju u obzir ograničeno plastično ojačanje uzimaju se u proračun korišćenjem efektivne površine A_{eff} koja se određuje kao:

$$\boxed{A_{eff} = A_{c,eff}\beta^{\kappa} \geq A_{c,eff}\beta}$$

.....

Opisanim postupkom, preko dobijenih redukovanih geometrijskih karakteristika u proračun napona uvode se „shear lag“ efekat i smanjenje nosivosti usled izbočavanja.

LITERATURA

[1] *Proračun čeličnih konstrukcija Deo 1-5: Puni limeni nosači*/ EN 1993-1-5:2006// Građevinski fakultet univerziteta u Beogradu, 2009

[2] *Design of Plated Structures (ECCS Eurocode Design Manuals)* /D.Beg, U.Kuhlmann, L.Davaine, B.Braun // ECCS, Ernst&Sons, 2010

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Nenad Stojčevski[1]*, Marija Stokuća*[2]

REKONSTRUKCIJA I ADAPTACIJA ZELENOG PIJACA U SP MARKET

Rezime:

Objekti koji se grade u današnje vreme moderniji su i atraktivniji, ali i stare građevine ne zaostaju sa svojim izgledom i atraktivnošću. Ipak ako je izgubljena njihova funkcionalnost ili su nedovoljno iskorišćeni to ne znači da treba da se sruše. Treba ispitati mogućnost za njihovu rekonstruikciju i prenamenu. Takav je slučaj u naselju Taftalidze, Skoplje, gde se stari zeleni pijac rekonstruiše i adaptira u "Market", a gradi se novi zeleni pijac neposredno do njega.

Klučne reči:, rekonstrukcija, adaptacija

RECONSTRUCTION AND ADAPTATION OF VEGETABLE MARKET TO A SUPERMARKET

Summuary:

The objects that are built today are more beautiful and modern, but the old objects are also beautiful and attractive with its look. Nevertheless, if they have lost its functionality and are insufficiently used it doesn't mean that we should destroy them, but to subject to reconstruction and adaptation. The same case is in municipality Taftalidze in Skopje, where the old vegetable market is reconstructed and adapted in "Supermarket" and new vegetable market is built next to it.

Key words: reconstruction, adaptation

[1] Dipl.grad.inž. *STOKUCA dooel* Skopje, Makedonija

[2] Dipl.grad.inž. *STOKUCA dooel* Skopje, Makedonija

UVOD

U ovom radu se daje opis objekata koji se dobijaju rekonstrukcijom već postoejećih i neracionalno iskorišćenih objekata. Pažnja je usmerena ka čeličnom delu konstrukcije i mogućnosti za projektovanje i izvođenje čeličnih elemenata sa montažnim vezama sa vijcima. Posebnu pažnju posvećujemo na veze novih elemenata sa postoećim i mogućnosti za montažu bez korekcije na licu mesta. Ovaj način projektovanja omogućuje brzu i relativno laku izvedbu konsrukcije, koju ćemo opisati dalje u tekstu.

OPIS OBJEKTA

Kompleks "SP-Taftalidze" pretstavlja celinu novih i kompletno rekonstruirani postojeći objekti. Ovaj kompleks je sastavljen iz tri pasebnih celina sa usklađenom i harmoničnom arhitekturom: "Nastrešnica za pijac", "Lokali" i "Market". "Nastrešnica za pijac" je nov objekat, dok su "Lokali" postoječi ali kompletno renoviran deo. Stari pijac zatvorenog tipa rekonstruiran je i adaptiran u "Market". Dimenzije postojećeg objekta nisu promenjene, a nova "Nastrešnica za pijac" je tako uklopljena u lokaciju da omogućuje normalan protok vozila u dve kolovozne trake i obezbeđuje dovoljan broj mesta za parkiranje.

"Nastrešnica za Pijac" je nov objekat sa dimenzijama u osnovi 7,8m x 80,0m i površinom od 624m^2. Konstrukcija se sastoi od poprecnog jednobrodnog rama, konstruisanog od stubova i greda od kutijastih profila 160x5 na međusobnom rastojanju od 4,0m. Tako se formiraju dvadeset jednakih modula. Ramovi su povezani rožnicama od kutijastih profila 60x5 preko kojih se postavljaju krovni paneli sa debejlinom od 40mm. Temeljenje je na armirano-betonske temelje samce sa ugrađenim ankerima za montažu stubova. Izbor montažnih elemenata i veze sa vijcima rezultiraju sa rokom za montažu od samo 5 dana uključujući i finalnu antikorozivnu zaštitu.



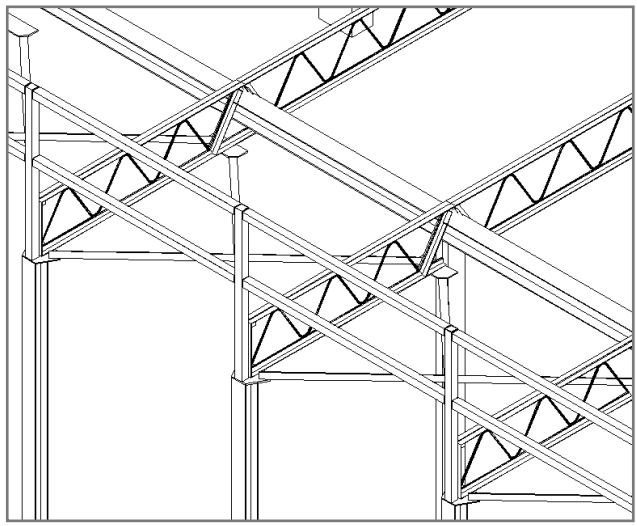
Slika 1, Celična konstrukcija pijace

Postojećii objekat “Lokali“ samo je arhitektonski prerađen i prenamenjen u objekat koji treba da zadovolji potrebe Investitora. U osnovi je sa dimenzijama 60,6m x 7,9m sa površinom od 479m^2. Izvedena je kompletna promena enterijera kako i novo krovno pokrivanje sa trapeznim profiliranim limom. Ovde smo predvideli čelične krovni rešetke od kutijastih profila 60x4 ali posle demontaže krovnog pokrivača od azbescementnih ploča, utvrdili smo da su stare drvene rešetke u dobrom stanju. Sa time ostaje samo rešenje da se od kutijastih profila 70x4 izradi nastrešnica i atika na objektu. Čelična konstrukcija je u formi slova „L“ tako što je horizontalni deo iskorišćen kao glavni nosač-konzola za nastrešnicu po dužini objekta, a vertikala kao stubovi za atiku. Na taj način sa jednom vezom i ankerima sa navojima na betonsku ploču postavljamo montažnu čeličnu konstrukciju sa dvojnom funkcijom. Na kraju postavljanjem termoizolacionih fasadnih panela, objekat dobija nov moderan izgled (slika 2).



Slika 2, Izgled objekta “Lokali”, (projektovano i izvedeno stanje)

“Market“ je izveden rekonstrukcijom i adaptacijom već postoećeg objekta koji je ranije bio zatvoreni zeleni pijac. Sa građevinskim radovima započelo se posle završetka radova na objektu:“Nastresnica za pijac“ i renoviranje objekta “Lokali“. Na taj način korisnici starog pijaca uselili su se u ova dva nova objekta i ispoštovala se želja investitora da nema prekida njhovog kontinuiteta u radu. Dimenzije u osnovi su 55,6m x 36,3m sa ukupnom površinom 2020m^2. Stara konstrukcija sostoji se od čeličnih stubova od 2U200 i glavnih nosača HEA-200. Iznad glavnih nosača su R-rožnice sa pojasima od 2L profila i ispunom od armature. R-rožnice izlaze od gabarita glavnih nosača i stubova za 2,5 m i imaju deformacije i do 10cm. Radi toga su predviđeni fasadni čelični stubovi HEA-160 na svakih 2,5m i 3m po obodu objekta, koji vrše niveliranje svake rožnice postojeće konstrukcije i u isto vreme preuzimaju funkciju prihvatanja fasadnih panela. Na postoeću konstrukciju predviđeni su horizontalni spregovi od 2L70x7 koji se sa jedne strane prihvataju za nove stubove, a sa druge na pločice zavarene za donji pojas R-rožnice. Fasadni stub produžava u kutijast profil 80x5 kao stub za atiku.



Slika 3, Prostorni izgled modela za "Market", postojeća konstrukcija sa dodatnim fasadnim stubom, atikom i horizontalnim spregovima

Nosači atike konstruirani su tako da mogu samo da se oslone i zavare na stub na malu konzlu od manjih kutijastih profila, a ukoliko ima potrebe da se skrate na licu mesta. Pločice za prihvatanje spregova mogu se pomerati po donjem pojasu rožnica prilikom zavarivanja da bi se uklopili spregovi bez dopunskih korekcija. Stubovi na donjem kraju imaju čeonu pločicu sa većim otvorima za ankere da bi se mogli uklopiti na proektovanu lokaciju saglasno postojećoj konstrukciji. Tako projektovani, a onda i izvedeni elementi sa predviđenom tolerancijom omogućuju brzu i jednostavnu montažu bez većih problema.



Slika 4, Izgled objekta "Market", (projektovano i izvedeno stanje)

Kod “Nastresnice za Pijac“ upotrebljeno je 16t čelika i postavljeni su 640m^2 krovnih panela, dok kod objekta “Lokali“ 4t čelika i 130m^2 fasadnih panela. Za najveći objekat, “Market” ugrađeno je 30t čelika, 900 m^2 fasadnih panela i 2020 m^2 krovnih panela. Građevinski radovi i građevinsko zanatski kako i korekcija projekta zbog situacije na terenu za sva tri objekta (zemljani, betonski, krovopolagački, limarski, asfalterski, stolarski, bravarski, izolaterski, podopolagacki itd.) završeni su za manje od 4 meseca odnosno ispoštvan je krajnji rok Investitora za završetak radova, sa napomenom da je početak radova vrlo često odlagan.



Slika5, Izgled objekta “Market”, (staro i izvedeno stanje)



Slika6, Kona;ni izgled kompleksa “Taftalidze”

ZAKLJUČAK

Objekti koji su predviđeni za rekonstrukciju i adaptaciju uvek traže veću pažnju pri proektovanju i izradi objekta. Potrebno je da se posebna pažnja posveti da se novi elementi dobro uklope u postoeću konstrukciju. Potrebna e dobra procena postoeće konstrukcije odnosno nosivost njenih elemenata da bi se došlo do sigurnog i racionalnog resenja. Ako procena nije dobra mogu da se jave velika ostupanja od projekta, a to može da se odrazi na ukupnu cenu koštanja objekta, tako da umesto rekonstrukcije, ekonomičnije bude rušenje objekta i izgradnja novog objekta.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Ljubomir Vlajić[1], *Predrag Blagojević*[2]

VIŠEKOMORNI ARMIRANOBETONSKI SILOSI PRAVOUGAONE OSNOVE PRETHODNO NAPREGNUTI VISOKOVREDNIM ZAVRTNJEVIMA

Rezime:

Skladištenje velikih količina zrnastog materijala u silosima pravougaonih ili kvadratnih osnova zahtevaju skupe i neekonomične armiranobetonske konstrukcije. U radu je dat prikaz **originalnog** rešenja koje višestruko umanjuje cenu koštanja objekta. Prikazana su iskustva u projektovanju i izvođenju armiranobetonskih silosa kapaciteta preko 1000m^3 žitarica po jednoj komori.

Ključne reči: armiranobetonski silosi, prethodnonaprezanje

RECTANGULAR GROUND BASE MULTI-CHAMBER REINFORCED CONCRETE SILOS PRESTRESSED BY HIGH STRENGTH BOLTS

Summary:

Storing large quantities of granular material in rectangular or square shape base silos require expensive and uneconomical reinforced concrete structures. Article presents original solution of wheat silos that lowers structure cost in several times. It is shown design and construction experience of reinforced concrete silos with capacity of over 1000 m^3 of wheat per one chamber.

Key words: reinforced concrete silos, pre-stressing

[1] Dr, dipl.građ.inž, Saobraćajni institut CIP, Beograd

[2] Dr, dipl.građ.inž, Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu

1 UVOD

Ukrupljavanje poljorivrednih parcela u Vojvodini, a posebno u Banatu uslovilo je, u poslednjih nekoliko godina, izraženu potrebu za skladištenjem velikih količina poljoprivrednih proizvoda. Zahtevi poljoprivrednih proizvođača su takvi da skladišni prostori budu velikih kapaciteta, pristupačne investicione vrednosti, brzo isplativi i tehnološki pristupačni našim graditeljima i proizvođačima opreme.

Krajem 2006. i početkom 2007. godine autori ovog rada, zajedno sa kolegama Slobodanom Milidragom, d.i.g. i Draganom Jeftićem, d.i.g. iz PD''HIPEX'' – Smederevo, izradili su i polovinom 2007. godine realizovali **originalni** projekat ''Višekomorni armiranobetonski silosi pravougaone osnove prednapregnuti visokovrednim zavrtnjevima'' u selu Mrammorak u Banatu. Taj četvorokomorni prethodno napregnuti armiranobetonski silos (4 komore dimenzija 7.5/10/9m) već u prvoj sezoni (2007. god.) pokazao se kao izuzetno efikasan i ekonomičan, pa su počeli da stižu zahtevi za projektovanjem novih.

Svi napred navedeni uslovi ispunjeni su ovim **originalnim** rešenjem pa je u ovom radu prikazano najveće koje je pre žetve 2011. godine realizovano u selu Bavanište (4+3 komore). Dimenzije komora su 10/10/12m, što omogućava smešanje 1200m3 zrnastih proizvoda u jednu komoru. Investiciona vrednost objekta zavisi od broja komora, tako da je cena fleksibilna i prilagodiva mogućnostima i potrebama investitora, sa mogućnošću proširenja kapaciteta u narednim fazama. Prema izjavama korisnika ovih objekata, investicije se isplaćuju vec posle dve do tri poljoprivredne sezone.

Geometrija i jednostavni oblici su tehnološki pristupačni i manje opremljenim graditeljima. Tehnologija građenja ne zahteva specijalnu kliznu oplatu ni skupu mehanizaciju za horizontalni i vertikalni transport.

Kompletna oprema je domaće proizvodnje.



Slika 1– Silos u Bavaništu.

2 POSTAVKA PROBLEMA

Dimenzije komora od 10/10/12m i uticaji od dejstva uskladištenih zrnastih proizvoda pri konstelaciji opterećenja kada je komora puna, zahtevaju velike dimenzije poprečnog preseka zidova i ne male procente armiranja. Činjenica da se objekti uvek sastoje od nekoliko komora sa nepropisanim režimom punjenja i pražnjenja, dovodi do većeg broja konstelacija opterećenja koje treba analizirati. Neravnomerni uticaji u horizontalnom i vertikalnom pravcu AB zidova zahtevaju različite poprečne preseke i procente armiranja, što izvođački nije ni jednostavno ni praktično.

Da bi se postiglo ekonomično, jednostavno i praktično rešenje, primenjeno je prethodno naprezanje armiranobetonskih komora na zidove, zategama koje na svojim krajevima imaju visokovredne zavrtnjeve. Ovim zavrtnjevima unosi se zahtevana i kontrolisana sila i ta činjenica daje **originalnost** ovom rešenju.

2.1 DEJSTVA NA KONSTRUKCIJU

Uticaji u poprečnim presecima su dobijeni simulacijom vertikalnog i horizontalnog opterećenja u skladu sa trenutno vazećom regulativom za ovu vrstu objekata i lokaciju na kojoj se objekat nalazi.
Vertikalno i horizontalno opterećenje simulirano je sa sledećim intenzitetima:

- Sopstvena težina krovnog pokrivača 0,30 kN/m2
- Težina snega 0,75kN/m2
- Dejstvo vetra na krovnu konstrukciju 0,44 kN/m2
- Horizontalno dejstvo žitarica na AB zidove sa maksimalnim intenzitetom od 29,40 kN/m2
- Dejstvo usled trenja žitarica o AB zidove je usvojeno kao vertikalno jednako raspodeljeno intenziteta 16,31kN/m2.
- Sila utezanja svake zatege posebno od 10kN.

Napred navedeni intenziteti su uslovljeni delimično i činjenicim da je objekat namenjen za različite vrste žitarica, pa su usvojeni najnepovoljniji parametri u analizi intenziteta dejstava.

Opterećenje od zrnastih materijala u silosima je definisano u skladu sa EC1, za zdepaste silose.

Intenziteti opterećenja usled trenja o zidove p_{wf}, horizontalni pritisak p_{hf} i vertikalni pritisak p_v uskladištenog materijala na nekoj dubini se sračunavaju iz sledećih izraza:

$$p_{wf}(z) = \gamma \frac{A}{U} C_z(z)$$

$$p_{hf}(z) = \frac{\gamma A}{\mu U} C_z(z)$$

$$p_v(z) = \frac{\gamma A}{K_s \mu U} C_z(z)$$

gde je:

$$C_z(z) = 1 - e^{(-z/z_0)}$$

$$z_0 = \frac{A}{K_s \mu U}$$

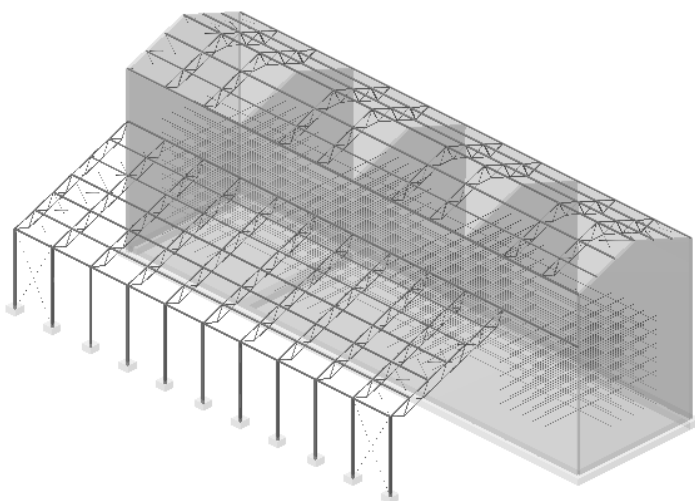
Rezultujuća vertikalna sila u zidu od uskladištenog materijala, po jedinici obima na nekoj dubini z je: $P_w(z) = \int_0^z p_{wf}(z)dz = \gamma \frac{A}{U}\left[z - z_0 C_z(z)\right]$

Faktori uvećanja opterećenja za zdepaste silose ($1,0 < h/d_c < 1,5$) su:

$$C_w = 1,0 + 0,2\left(h/d_c - 1,0\right)$$

$$C_h = 1,0 + 2\left(C_0 - 1,0\right)\left(h/d_c - 1,0\right)$$

2.2 PRORAČUNSKI MODEL I UTICAJI



Slika 2– Proračunski model za silos sa četiri komore.

U konstrukcijskom smislu objekat predstavlja prostornu armiranobetonsku konstrukciju sa zidovima (dijafragmama) u oba pravca koji formiraju četiri komore čije su dimenzije (osovinske) 1025/1025cm. Debljine AB zidova su konstantne celom visinom komore i iznose 25cm. Visina punjenja silosa od gornje kote levka je 12m.

Armiranobetonski zidovi su povezani čeličnim zategama u dva ortigonalna pravca (na sedam nivoa po pet komada). Te zatege su prethodno napregnute silom od 10kN. Ovim silama su smanjene horizontalne deformacije AB zidova , a samim tim i veličine momenata savijanja, što direktno utiče na površinu proračunske armature.

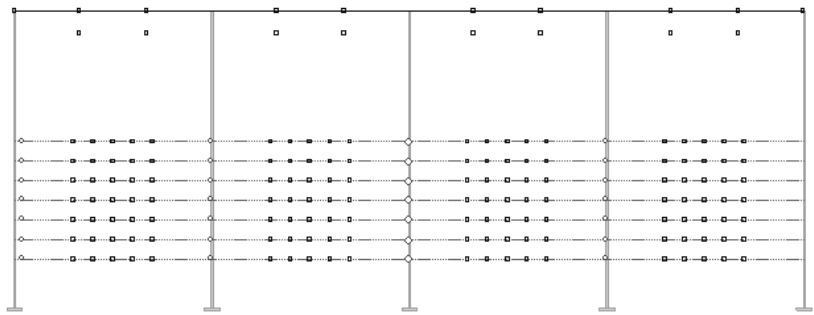
Merodavne konstelacije opterećenja za jednu komoru pri dimenzionisanju su prazna komora prethodno napregnuta zategama i puna komora kao da sila prethodnog naprezanja ne postoji.

Postupak određivanja potrebne sile prethodnog naprezanja je sledeći: iz konstelacije, puna komora sa zategama bez sile prethodnog naprezanja se odrede sile u zategama i uticaji u AB

zidu. Iz nekoliko iteracija se određuje sila prethodnog naprezanja u zategama tako da se samo delimično anuliraju vrednost momenata savijanja u poljima AB zidova uz uslove da se intenziteti momenada savijanja u polju AB zida dobiju simetrični u odnosu na ravan zida. Ovaj uslov omogućava simetrično armiranje AB zidova u odnosu na njihovu srednju ravan čime se dobija ekonomično rešenje.

2.2.1 Simuliranje sile prethodnog naprezanja kao spoljašnje opterećenje

Sila prethodnog naprezanja u modelu može da se simulira kao spoljašnja koncentrisana sila ili preko odgovarajuće negativne temperature. U ovom slučaju autori su se odlučili za simulaciju preko spoljašnjih koncentrisanih sila na mestima zatega. Za zatege je korišćen čelik RA400/500-2 prečnika 19mm, a za kotve visokovredni zavrtnjevi. Sile prethodnog naprezanja u zategama su unošene iterativnim postupkom do konačnog ujednačavanja intenziteta u svim zategama.



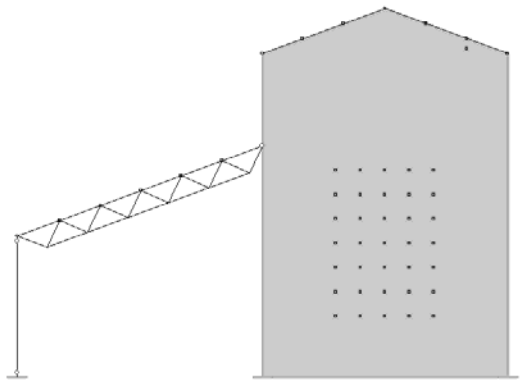
Slika 3– Raspored zatega u podužnom i poprečnom pravcu

2.2.2 Simuliranje sile prethodnog naprezanja preko pomerljivih oslonaca

Silu prethodnog naprezanja je moguće simulirati i preko pomerljivih oslonaca na mestima gde se nalaze kotve zatega. Sračunavanjem vrednosti izduženja zatega u konstelacijama kada je komora prazna a zatege prethodnonapregnute i pri konstelaciji puna komora sa pomerljivim osloncima dolazi se do vrednosti njihovog pomeranja, koje su različite za mesto ankerovanja svake zatege posebno. Simulacijom pomerljivih oslonaca na AB zidovima dobijaju se iste vrednosti uticaja u njima kao pri postupku opisanom u prethodnom poglavlju.



Slika 4– Detalj ukotvljenja zatege (elastični oslonac)



Slika 5– Raspored zatega u poprečnom zidu

Na slici broj 3 i 5 prikazan je raspored zatega na poprečnim i podužnim AB zidovima, odakle se vidi da se zategama interveniše samo na intenzitetima momenata savijanja u polju.

Momenti savijanja na osloncima u uglovima komora u punim intenzitetima poveravaju se AB zidovima bez posebnih intervencija.

3 ZAVRŠNE NAPOMENE

Do sada je izvedeno i u eksploataciji su tri silosa na prostoru banatskih sela, Mramorak, Deliblato i Bavanište. Izvođač radova je Građevinsko preduzeće ''HIPEX'' iz Smedereva. Autori ovog rada su angažovani za proračun konstrukcije, projektantski nadzor i kontrolu prethodnog naprezanja. Iskustva u eksploataciji izvedenih objekata su veoma pozitivna. Prednosti u odnosu na do sadašnje rešenje za skladištenje poljoprivrednih zrnastih proizvoda ogleda se u kapacitetu, fleksibilnosti oblika i dimenzija, ceni koštanja investicije i jednostavnim tehnološkim zahtevima pri izvođenju radova. Eksploatacija i održavanje objekata su jednostavni. Trenutno je opet u toku izgradnja četvrtog silosa sa dva puta po četiri komore dimenzija 10/10/12m, na prostoru Bavaništa.

LITERATURA

[1] *Osnove proračuna i dejstva na konstrukcije. Deo 4: Dejstva u silosima i rezervoarima* /Evrokod 1 // Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 1997., Beograd

[2] *Glavni projekat silosa u mestu Mramorak.* / Lj. Vlajić, P. Blagojević // GP ''HIPEX'', 2006-2007, Smederevo

[3] *Glavni projekat silosa u mestu Deliblato* / Lj. Vlajić, P. Blagojević // GP ''HIPEX'', 2011, Smederevo

[4] *Glavni projekat silosa u mestu Bavanište* / Lj. Vlajić, P. Blagojević // GP ''HIPEX'', 2011, Smederevo

[5] *Glavni projekat silosa u Bavanište* / Lj. Vlajić, P. Blagojević // GP ''HIPEX'', 2012, Smederevo

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Dragoslav Stojić[1] i Radovan Cvetković[2]

PRORAČUN ČELIČNE KONSTRUKCIJE DIMNJAKA KUPOLNE PEĆI FABRIKE KNAUF INSULATION U SURDULICI

Rezime:

U radu je dat prikaz opisa procedure proračuna čelične konstrukcije samostojećeg dimnjaka kupolne peći fabrike Knauf Insulation u Surdulici visine h=49,00m. Samostojeći dimnjak je konusne forme prečnika u osnovi d_1=1500mm i prečnika pri vrhu, d_2=1000mm**.** Rad pokazuje osnovne geometrijske i konstrukcijske karakteristike objekta, delove analize opterećenja, određene proračunske korake i karakteristične detalje same konstrukcije**.**

Ključne reči: čelična konstrukcija, proračun, dimnjak kupolne peći.

DESIGN PROCEDURE OF AFTERBURNING STACK STEEL STRUCTURE KNAUF INSULATION FACTORY IN SURDULICA.

Summary:

The paper presents samo details of design procedure of afterburning stack steel structure in Knauf Insulation factory in Surdulica. The height of freestanding chimney (afterburning stack steel structure) is H=49,0m. Freestanding chimney forms a cone diameter basically d_1=1500mm and diameter at the top, d_2=1000mm Here, the basic geometrical and structural properties of the object, some parts of the load and design analysis and characteristical details of the structure, are shown.

Key words: steel structure, design, afterburning stack steel structure.

[1] Dr, redovni profesor, Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu
[2] Mr, asistent, Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu

1. UVOD

U okviru tehnološke linije za proizvodnju kamene vune firme KNAUF INSULATION iz Surdulice, predviđena je izgradnja čeličnog samostojećeg dimnjaka KUPOLNE PEĆI visine H= 49,00m.

Samostojeći dimnjak je konusne forme prečnika u osnovi d_1=1500mm i prečnika pri vrhu, d_2=1000mm. Priključak ose dimnog kanala prečnika Ø900mm predviđen je i izveden na visini od 17,00m od podnožja dimnjaka. U donjem delu dimnjaka planiran je odgovarajući revizioni otvor. Čelični dimnjak je u gornjem delu, ukupne visine H_1=33,0mm, izolovan mineralnom vunom debljine 100mm u oblozi od aluminijumskog lima debljine d_l=0,75mm. Konstrukcija dimnjaka projektovana je u čeliku na armirano-betonskoj temeljnoj stopi.

Maksimalne temperature gasova u dimnjaku su do 350 ^oC, tako da se pri projektovanju ne moraju koristiti vatrootporni čelici. Sadržaj gasova upućuje na moguću pojavu agresivnih materija, pa se mora računati sa određenim stepenom korozije.

Investitor nije imao posebne zahteve u pogledu primene posebnih vrsta čelika otpornih na hemijski agresivne sredine. Prilikom definisanja globalne geometrije dimnjaka pridržavali smo se preporuka datih u termotehničkom proračunu urađenom od strane Instituta mašinske industrije-Niš.

2. ANALIZA OPTEREĆENJA I PRORAČUN

Analiza opterećenja čelične konstrukcije dimnjaka sprovedena je na osnovu opterećenja od sopstvene težine čeličnih elemenata konstrukcije dimnjaka, horizontalnog opetere-ćenja od vetra za slučaj kada dimnjak radi, odnosno, ne radi i za očekivano seizmičko opterećenje, definisano u skladu sa našim propisima za ovu vrstu objekta. Statičko-dinamička analiza na osnovu merodavne kombinacije opterećenja (opterećenje od vetra za slučaj kada dimnjak radi) sprovedena je primenog softverskog paketa TOWER.

U statičkom smislu dimnjak je tretiran dvojako: kao konzolni štap kružnog poprečnog preseka sa stepenastom opadajućom promenom krutosti sa porastom visine štapa (LINIJSKI MODEL) i kao konusni štap prstenastog poprečnog preseka sa različitom debljinom zidova (prvih 20,0m→ t=20mm, od 20-30m→t =16mm, od 30-40m→t=10mm i od 40-49m→t=8mm), PROSTORNI MODEL.

Pored dokaza napona dat je i dokaz stabilnosti na izvijanje konstrukcije dimnjaka.

Posebna pažnja posvećena je svim propisima definisanim procedurama za što realnije sagledavanje uticaja od vetra, odnosno sprovedena je kontrola krutosti glavnog nosećeg sistema, prema JUS U.C7.111, (postupak 3, slika 2, u standardima) i zaključeno je da je konstrukcija podložna rezonantnom efektu i da spada u vitke konstrukcije. Na osnovu para-metara lokacije, geometrijskih karakteristika objekta, frekvencije 1. tona oscilacija konstrukcije i sračunate vrednosti odnosa R/B definisane su vrednosti aerodinamičkog pritiska vetra u svakih 5m visine konstrukcije. U posebnom delu proračuna data je analiza efekata pri dejstvu vetra na vitke konstrukcije.

2.1 EFEKTI DEJSTVA VETRA NA VITKE KONSTRUKCIJE

Vitke konstrukcije određene postupkom 3 (slika 2) JUS U.C7.111, mogu biti pobuđene dejstvom vetra na torzione oscilacije, oscilacije upravno na pravac vetra zbog odvajanja vrtloga, a mogu postati aerodinamički nestabilne. Ovi efekti se izražavaju odgovarajućim brzinskim pritiscima-kvazistatičkim pritiscima vetra. Da li će nastupiti nabrojani efekti i kolika je veličina odgovarajućih brzinskih pritisaka zavisi od osobina same konstrukcije: krutosti-izražene preko frekvencije slobodnih neprigušenih oscilacija n_1, Rejnoldsovog broja poprečnog preseka konstrukcije Re, Strouhalovog broja St, Skratonovog broja Sc, kao i od osrednjene brzine vetra $v_{m,t,z}$.

Postupkom 6 standarda JUS U.C7.111 određuje se osetljivost konstrukcije pri odvajanju vrtloga i određuje se opterećenje od odvajanja vrtloga, na osnovu napred pomenutih parametara.

3. MATERIJAL

Izabrani materijal za izradu noseće konstrukcije čeličnog dimnjaka je Č 0361. Ukoliko se ugrađuje unutrašnja zaštita omotača čelične konstrukcije dimnjaka, (povećava se eksploatacioni vek dimnjaka), onda taj omotač treba izvesti od čelika Č 1202 ili od sličnog čelika sa odgovarajućim procentom nikla (Ni) i hroma(Cr). Za primenu ovih vrsta čelika neophodno je da temeperatura dimnih gasova ne prekorači 350^0C, kako je, inače, projektom tehnološko-proizvodne linije predviđeno. Kako je već pomenuto, debljine spoljašnjih limova su 20mm, 16mm, 10mm i 8mm, korozioni dodatak d_k=6,0mm, uračunat je u ovim iznosima. Unutrašnji zaštitni omotač, ukoliko se bude izvodio umesto korozionog dodatka, treba celom visinom dimnjaka da ima konstantnu debljinu t=6mm.

4. MONTAŽA

Dimnjak je izveden povezivanjem segmenata određene dužine (četiri segmenta imaju dužinu od 10,0m, a poslednji, najviši segment dužinu od 9,0m) pomoću montažnih nastavaka. Spajanje montažnih nastavaka izvedno je primenom visokovrednih zavrtnjeva 10.9 i to sa po 20 komada po jednom montažnom nastavku raspoređenih u skladu sa proračunom i grafičkim prilozima koji su sastavni deo glavnog projekta (Slika 1). Sa konstrukcijom AB temelja dimnjak je povezan ležišnim prstenom debljine 30mm, širine 270mm, posebno oblikovanih ankernih stolica i 18 ankera Ø42mm, ravnomerno raspoređenih po krugu poluprečnika r_a=870mm. (Slike 2 i 3). Ankeri su od običnog čelika klase čvrstoće 5.6. Odgovarajući grafički prilozi dati su u glavnom projektu.

Čelični dimnjak je celom visinom izolovan mineralnom vunom debljine 100mm u oblozi od aluminijumskog lima debljine d_l=0,75mm. Kompletna montaža dimnjaka izvršena je na zemlji, odnosno, pripremljeni segmenti koji su radionički izrađeni i dopremljeni na gradilište

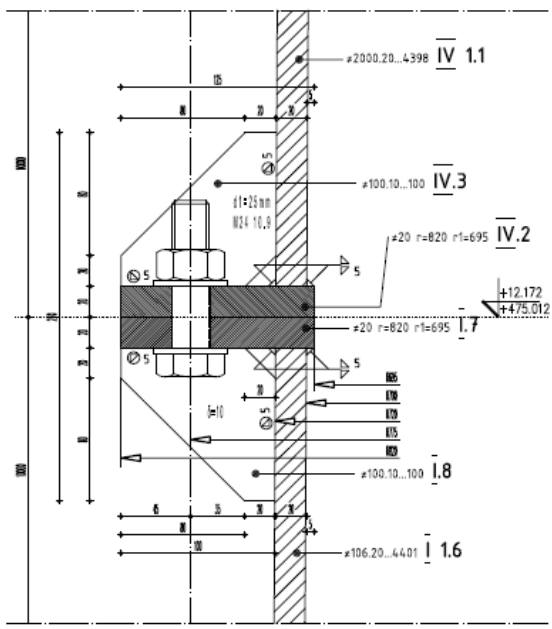
sklopljeni su na samom mestu ugradnje, što je bila i najpogodnija pozicija za dizanje konstrukcije dimnjaka.

Potrebno je uraditi i pripremne radove postavljanje segmenta dimnjaka uz pomoć auto dizalice na odgovarajuće mesto. Spojeni dimnjak treba da bude na najpogodnijem mestu za dizanje u zavisnosti od položaja drugih objekata.

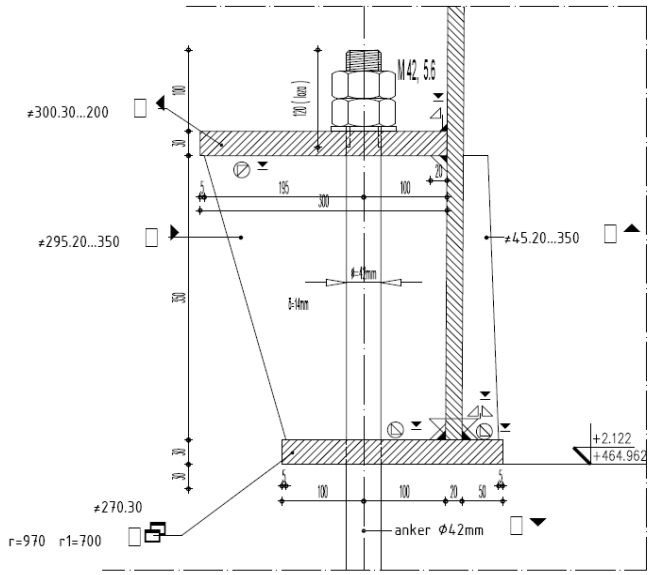
Gledano od dna dimnjaka na rastojanju oko 30m (što je na oko 2/3 ukupne dužine), dimnjak je vezan podignut. Postavljanje dna je izvedeno na već pripremljenu armirano betonsku stopu, preko metalnog prstena #30.270...5463. i ankera Ø42mm prethodno ubetoniranih u temelj dimnjaka prema datom rasporedu. Nakon montaže konstrukcije dimnjaka montirana su platforme, penjalice i izrađena izolacija dimnjaka u skladu sa datim radioničkim detaljima. Sve radnje pričvršćivanja konstrukcije dimnjaka, montiranja penjalica i platformi izvedene su iz korpe auto dizalice.

Ukupna težina celog dimnjaka je oko 30100 kg.

Poslove izrade segmenata čelične konstrukcije dimnjaka, njihovo spajanje, odnosno montažu cele konstrukcije dimnjaka izveli su inženjeri i radnici Fabrike vagona iz Kraljeva.



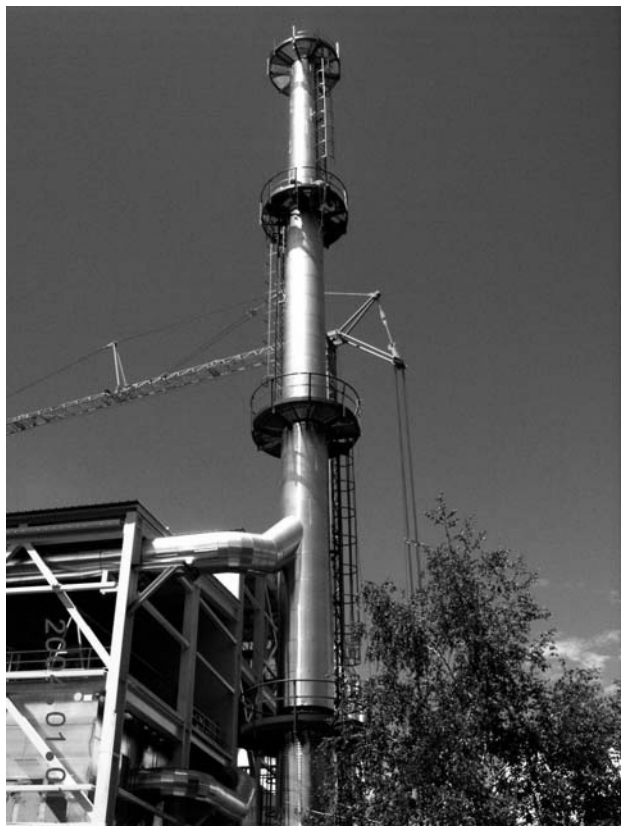
Slika 1- Spajanje segmenata konstrukcije dimnjaka pomoću montažnih nastavaka i visokovrednih zavrtnjeva 10.9



Slika 2- Detalj ankerne stolice



Slika 3-Veza dimnjaka sa AB temeljnom konstrukcijom pomoću ankernih stolica i ankera Ø42mm



Slika 4- Dimnjak u fazi montaže

LITERATURA

[1] *Glavni projekat čelične konstrukcije dimnjaka visine h=40m,* Đ. Canić, Građevinski fakultet Univerziteta u Nišu, Niš, 1974.

[2] *Evrokod 1: Osnove proračuna i dejstva na konstrukcije, Deo 1: Osnove proračuna*, editor A. Pakvor, Građevinski fakultet Univerziteta u Beograd, Beograd, 1997

[3] *Evrokod 3: Proračun čeličnih konstrukcija, Deo 1.1: Opšta pravila i pravila za proračun zgrada,* editor D. Buđevac, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu , Beograd 1995.

[4] *Metalne konstrukcije – Osnove proračuna i konstruisanja*, D. Buđevac, Z Marković, D. Bogavac, D. Tošić, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd 1997.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Nenad Šušić[1], Dušan Berisavljević[2]

DINAMIČKO ISPITIVANJE ŠIPOVA

Rezime:

U radu su opisane dve metode dinamičkog ispitivanja šipova, sonic integrity testing (SIT) i Dynamic load testing (DLT). Osnovni zadatak DLT metode je određivanje nosivosti šipa, zadatak SIT metode je da se odredi integritet šipa.

Ključne reči: SIT, DLT, integritet, nosivost

DYNAMIC PILE TESTING

Summary:

Two methods for dynamic pile testing are described, namely: Sonic integrity testing (SIT) and Dynamic load testing (DLT). The main task of DLT method is determination of pile capacity, the task of SIT method is evaluation of pile integrity.

Key words: SIT, DLT, integrity, pile capacity

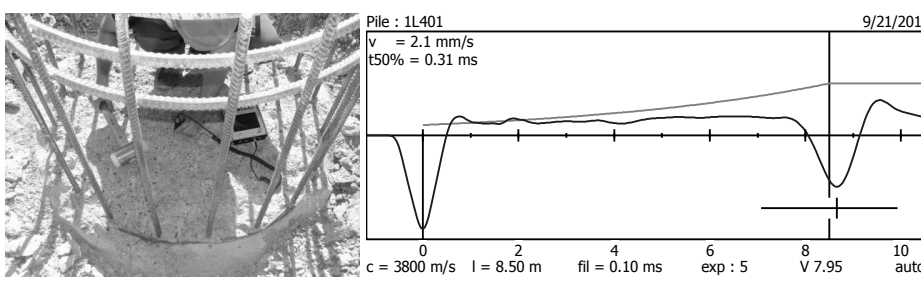
[1] dr, dipl. građ. inž., Institut IMS, Beograd
[2] MSc, dipl. inž. geol., Institut IMS, Beograd, dusan.berisavljevic@institutims.rs,0631068052

1 UVOD

Poslednjih nekoliko godina od Izvođača šipova zahteva se da dostave dokument kojim se potvrđuje kvalitet izvedenog šipa ili određenog broja od ukupne količine šipova. Postoje dve grupe metoda za ispitivanje kvaliteta šipova. U prvu grupu spadaju metode testiranja primenljive pri malim specifičnim deformacijama (dilatacijama), kao što je "Sonic integrity testing" (SIT) koja je orijentisana ka ispitivanju integriteta šipa. U drugu grupu metoda spada "Dynamic load testing" (DLT), a osnovni zadatak je procena nosivosti šipa sa mogućnošću procene i njegovog integriteta. Obe metode počivaju na postavkama teorije mehanike talasa (1-D prostiranja naponskih talasa) detaljnije opisanoj u [1]

1.1 SONIC INTEGRITY TESTING (SIT)

Da bi se šip ispitao SIT metodom potrebno je da se postavi senzor (obično akcelerometar) na vrh šipa i izazove kompresioni talas udarom o vrh šipa ručnim čekićem, slika 1. Kompresioni talas prostire se kroz šip i reflektuje se od njegove baze (kontakt betona i prirodne sredine). Reflektovani talas može biti ili kompresioni ili tenzioni, zavisno od odnosa krutosti betona i prirodne sredine. Ukoliko postoje promene poprečnog preseka ili pukotine, one takođe izazivaju refleksiju. Akcelerometar registruje ubrzanje glave šipa pri udaru, kao i svako sledeće ubrzanje izazvano refleksijom talasa unutar šipa, koji dostiže do njegovog vrha. Signal prikupljen akcelerometrom u analognoj formi se digitalizuje i integriše da bi se dobio zapis brzine (v) pomeranja glave šipa u vremenu. Tipičan zapis brzine (v) u vremenu (t) prikazan je na slici 1 desno. Ovakav zapis zove se reflektogram i predstavlja osnovu za procenu integriteta šipa. Tako dobijeni reflektogrami interpretiraju se i klasifikuju. Jedan jednostavan klasifikacioni sistem preporučuju Nemačke norme koje izdvajaju četiri klase, međutim autori ovog rada prednost daju klasifikaciji publikovanoj u [2] jer preciznije "opisuje integritet šipa".

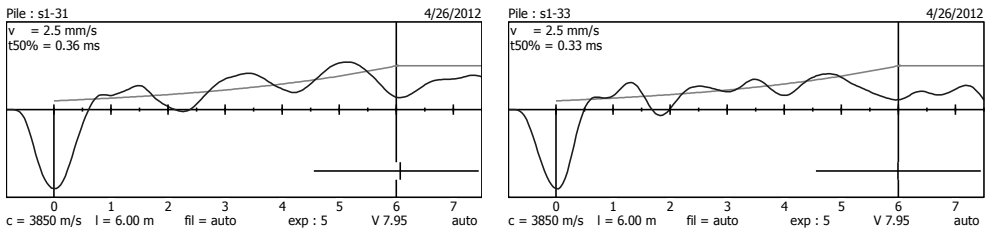


Slika 1 – Oprema za ispitivanje (levo), reflektogram (desno).

1.2 PRIMERI SIT METODE

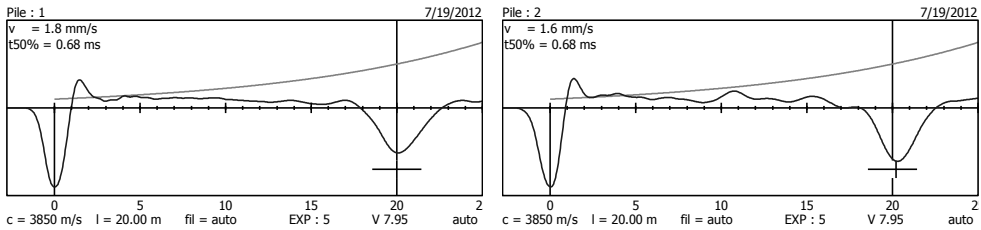
Na slici 1 prikazan je reflektogram dobijen ispitivanjem bušenog šipa sa kontinualnim zacevljenjem bušotine dužine 8.5 m, prečnika ∅500 u naselju „Stepa Stepanović". Reflektogram ukazuje da je šip uniformnog poprečnog preseka, dobrog kvaliteta betona i dužine prema Projektu. Slika 2 prikazuje reflektograme dobijene ispitivanjem bušenih šipova ∅600 sa kontinualnim zacevljenjem bušotine. Planirana dužina šipova iznosi 6.0 m. Defekat kod svih šipova uočljiv je na cca 2.0 m od vrha šipa, što se na signalu vidi kao negativna refleksija na tom mestu. Pored prikazanih šest reflektograma još kod nekolicine reflektograma

primećen je isti problem. Treba zapaziti da refleksija od baze ne postoji. Da je reč o defektu ukazuje i činjenica da na istom gradilištu (isto stubno mesto) postoje šipovi čiji reflektogrami ukazuju na uniforman šip. Međutim, očigledno je da je kod ovih šipova došlo do problema prilikom njihovog građenja. Verovatno da je došlo do urušavanja okolnog tla u bušotinu prilikom vađenja čeličnih cevi. Prema pasošu šipova i u razgovoru sa izvođačem šipovi su fundirani oko 3.0 m u sive lapore iznad kojih se nalazi 2 -3 m nasutog materijala koji je sklon obrušavanju. Otežavajuća okolnost prilikom građenja ovih šipova bila je pojava podzemne vode koja je odvođena drenažnim sistemom izvan područja izvođenja građevinskih radova. Verovatno da su jake filtracione sile uticale na ispiranje betona na pomenutoj dubini od 2.0 m.

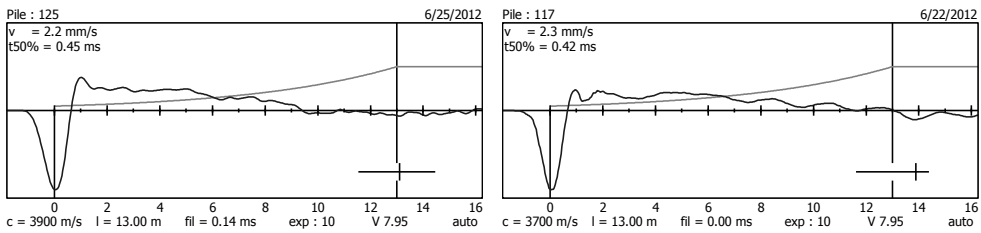


Slika 2 – Reflektogrami koji ukazuju da postoji defekat na cca 2.0 m.

SIT metoda pokazala se kao veoma uspešna i kod ispitivanja šipova većih prečnika (D ≥ 1.2 m). Na slici 3 prikazana je grupa reflektograma dobijena ispitivanjem šipova prečnika ∅1500 mm dužine 20 m. Ti šipovi izvedeni su za potrebe fundiranja obalnih stubova„Novog Žeželjevog mosta“ u Novom Sadu. Utvrđeno je da je većina šipova uniformnog poprečnog preseka i da je beton dobrog kvaliteta. Manji broj šipova ima proširenja stabla šipa, što je potvrđeno povećanim utroškom betona u odnosu na planiranu količinu. Ispitano je ukupno 14 šipova i svi su izvedeni do projektom predviđene dužine. Interesantno je da je prvobitno planirano da se umesto SIT metode radi CSL metoda na oko 10 % od ukupnog broja šipova, ali se na kraju od nje odustalo jer je Nadzor zahtevao da se dostavi dokaz o kvalitetu svakog pojedinačnog šipa. Na kraju se ispostavilo da je SIT metoda bila optimalno rešenje. U praksi nije redak slučaj da se susretnemo sa reflektogramom prikazanim na slici 4. Ovde se radi o pobijenom šipu ∅520, L=13.0 m, Simplex tehnologije izrade, čiji je postupak izrade sledeći: dizel maljem pobija se čelična cev sa zatvorenim donjim krajem do projektovane kote, zatim se postavlja armaturni koš i cev se puni betonom uz sukcesivno izvlačenje cevi vibriranjem. Postupak izvlačenja odvija se sa otvorenim donjim krajem cevi. Kod tih šipova često ne postoji jasan odziv od baze. Posmatrajući problem sa teorijskog aspekta veliki deo energije koji sadrži talas apsorbuje okolno nabijeno tlo, odnosno sile trenja po omotaču. S druge strane proces pobijanja povećava impedancu tla neposredno ispod baze šipa što dodatno utiče na smanjenje amplitude reflektovanog talasa. Interesantno je da su statičkim probnim opterećenjem ostvarena jako mala sleganja pri radnom i maksimalnom opterećenju što ukazuje na znatnu nosivost okolnog tla. Integritet i dužina nekoliko decenija starih šipova može da se utvrdi SIT metodom. Na slici 5 prikazani su reflektogrami šipa koji je ispitan u dva navrata, pre i nakon krajcovanja AB nastavka kvadratnog poprečnog preseka dužine 2.0 m prikazanog na slici 6. Na slici 5 levo jasno se vidi da na cca 2.0 m postoji negativna refleksija, koja je posledica generisanog tenzionog talasa od mesta kontakta nastavka i šipa.

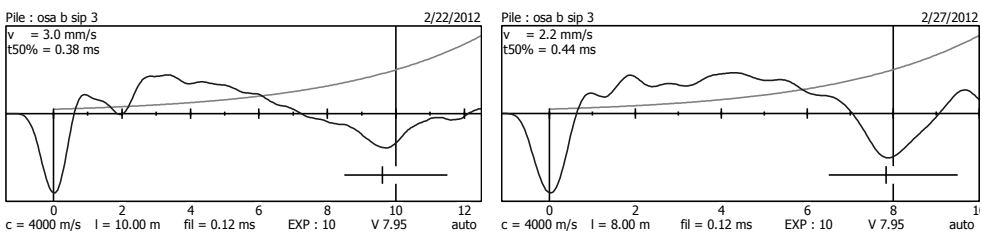


Slika 3 – Reflektogrami šipova ∅1500 za "Novi Žeželjev most" u N.Sadu.



Slika 4 – Reflektogrami pobijenih šipova sa slabim odzivom od baze.

Taj reflektogram ukazuje da je ukupna dužina šipa i nastavka 9.6 m. Reflektogram prikazan na desnoj strani slike dobijen je nakon uklanjanja nastavka. Vidi se da je dužina samo šipa 7.8 m. Takođe, signal dobijen ispitivanjem šipa bez nastavka daje jaču refleksiju od baze.



Slika 5 – Reflektogrami dobijenitestiranjem šipa pre i nakon krajcovanja AB nastavka.

2.1 DINAMIČKO PROBNO OPTEREĆENJE (DLT)

U našoj zemlji DLT metoda intenzivno se koristi za određivanje nosivosti šipova kao alternativa statičkom probnom opterećenju. Glavna prednost DLT metode u odnosu na statičku je ušteda u novcu i vremenu Investitora koji ne mora da obezbedi skupoceni kontra teret. Princip ispitivanja sličan je kao kod SIT metode, s tim što su kod DLT metode težine tega znatno veće (nekoliko tona), Slika 6 desno. Teg udarom u šip indukuje naponski talas, a ubrzanja i deformacije u šipu nastale generisanim talasom registruju akcelerometri i ekstenziometri postavljeni na rastojanju 1.5 do 2 prečnika od vrha šipa. Za ispitivanje treba imati najmanje dva para ekstenziometara i akcelerometara postavljena dijametralno suprotno u odnosu na osu šipa kako bi mogla da se kontroliše ekcentričnost udara.



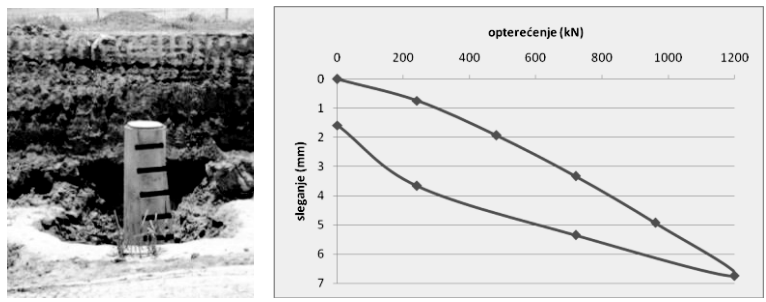
Slika 6 – Ispitivanje šipa nakon uklanjanja AB nastavka (levo) i dispozicija dinamičkog ispitivanja (desno).

Iz izmerenih deformacija i ubrzanja računa se sila i brzina u funkciji vremena koji čine osnovu za interpretaciju. Odabir odgovarajuće težine tega je od suštinskog zančaja za uspešno ispitivanje bušenih šipova [3]. Težina, visina pada i detalji vezani za materijal koji se postavlja između tega i šipa treba da budu odabrani tako da udar tega omogući dovoljno pomeranje (penetraciju) šipa za mobilizaciju tražene otpornosti tla, a da pri tome dinamički naponi nastali udarom ne prekorače čvrstoću na pritisak i zatezanje šipa. Visina sa koje teg pada varira od 0.3 m do 3.0 m. Veće težine malja zahtevaju manje visine pada i obratno. Hussein i dr. [3] simulirali su test dinamičkog opterećenja bušenih šipova različitih prečnika i dužine pomoću GRLWEAP softvera na osnovu kojih daju opštu preporuku da težina tega treba da iznosi 1.5 % statičke nosivosti koju treba dokazati ispitivanjem. Postoji nekoliko načina pripreme šipa za ispitivanje, a cilj je da se omogući postavljanje senzora na stablo šipa na dovoljnom rastojanju od vrha i da teg bude centrično postavljen u odnosu na osu šipa. Ukoliko su unapred određeni šipovi koje teba ispitati onda je poželjno da se stablo šipa izvede duže 1-2 prečnika šipa u odnosu na planiranu dužinu i zatim se okrajcuje (npr. 0.5 m) da bi beton pri vrhu bio što boljeg kvaliteta. Drugi način je da se napravi iskop oko šipa dubine 1-2 prečnika šipa i dovoljne širine da radnik može bezbedno da postavi senzore. Treći način je najbolji za šipove neuniformnog poprečnog preseka i betonske mešavine čiji kvalitet varira po dužini šipa (npr. bušeni šipovi sa bentonitskom isplakom), a podrazumeva da se uradi produžetak na izvedeni šip, Slika 7. Betonski produžetak treba da bude ojačan unutrašnjom armaturom ili spoljnim ojačanjem u vidu tanke čelične cevi. Senzori se direktno postavljaju na beton (kod čelične cevi potrebno je napraviti kvadratne otvore stranice približno 200 mm). Površina na koju naleže teg treba da bude ravna, glatka i upravna na osu šipa zbog optimalnog prenosa energije tega na šip. Posebnu pažnju treba obratiti na mesto na kome se postavljaju ekstenziometri jer su u lošijem betonu izmerene deformacije veće, što direktno utiče na rezultate ispitivanja.

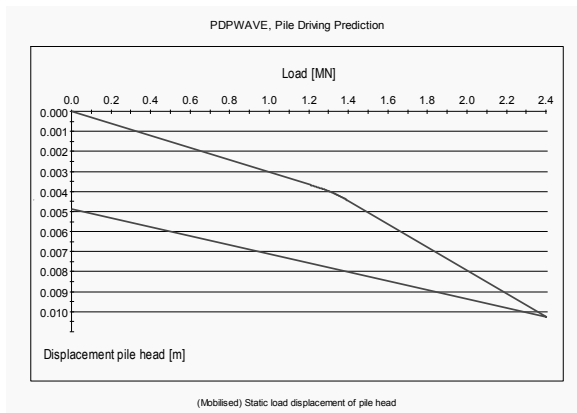
2.2 PRIMER ODREĐIVANJA NOSIVOSTI BUŠENOG ŠIPA DLT METODOM

Primer se odnosi na šip ispitan u okviru fabrike Zorka Šabac. Šip je dužine L= 11.6 m, nominalnog prečnika 600 mm. U pogledu tehnologije izvođenja predstavlja pobijeni “Simplex“ šip. Rezultat dinamičkog probnog opterećenja najčešće se prikazuje u vidu dijagrama

zavisnosti sleganja od opterećanja, Slika 8. Paralelno sa dinamičkim rađen je i test statičkog probnog opterećenja, a rezultat je prikazan na slici 7. Statički test je sproveden do nivoa radnog opterećenja (120 t), a ostavreno sleganje iznosi 6.7 mm. Zavisnost opterećenje-sleganje je linearna, a ostvarena sleganja su suviše mala da bi granična nosivost mogla pouzdano da se utvrdi. S druge strane dinamičkim opitom dobijena je granična nosivost koja iznosi 2403 kN, pri čemu nosivost baze iznosi 1696 kN, a omotača 707 kN.



Slika 7 –AB nastavak (levo) i rezultat statičkog probnog opterećenja (desno).



Slika 8 –Rezultat dinamičkog probnog opterećenja.

LITERATURA

[1] ***Osnove ispitivanja integriteta šipova s primerima iz prakse*** / Berisavljević, D.., Šušić, N. // Građevinski materijali i konstrukcije, vol. 55, 2012; 55-64.

[2] ***Quality assesment procedure and classifications of cast-in place shafts using low strain dynamic test*** / Liquin L., Rausche. F. // Proceedings from DFI 36th Annual Conference; 553-562.

[3] ***Selection of a Hammer for High-Strain Dynamic Testing of Cast-in-Place Shafts*** / Hussein M.H., Likins G. E., Rausche F. // Proceedings of the Fifth International Conference on the Application of Stress-wave Theory to Piles 1996, FL; 759-772.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Dragoslav Tošić[1], Nikola Tošić[2]

MODELIRANJE PONAŠANJA STAKLA POD OPTEREĆENJEM

Rezime:

Staklo je materijal koji sadrži veliki broj površinskih prlsina koje utiču na njegovu nosivost. Hemijski proces naponske korozije ima za posledicu povećanje dubine prslina kroz vreme, pod dejstvom opterećenja. Ovaj rad ima za cilj predstavljanje modela ponašanja stakla pod opterećenjem. Prvo je izveden model ponašanja jedne površinske prsline koristeći integral rizika. Nakon toga, model je proširen na elemente od stakla čije stanje površine opisuje slučajna populacija površinskih prslina. Na kraju rada dolazi se do izraza za vremenski zavisnu verovatnoću loma proizvoljnog elementa od stakla.

Ključne reči: staklo, naponska korozija, prslina, integral rizika,verovatnoća loma

MODELLING OF GLASS BEHAVIOUR UNDER LOADING

Summary:

Glass is a material which contains a large number of surface flaws that influence it's strength. As a consequence of the chemical process of stress corrosion, under loading, the depth of a surface crack increases. This work aims to present a model of glass behavior under loading. First, a model of the behaviour of a single surface crack is derivated using the risk integral. After that, the model is extended to an element whose surface condition is best represented by a random surface flaw population. At the end an equation that represents the time-dependent failure probability of a general glass element is formulated.

Key words: glass, stress corrosion, crack, risk integral, failure probability

[1] mr, dipl.inž.građ., Arhitektonski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd

[2] mast.inž.građ., Čelikinvest d.o.o., Beograd

1 UVOD

Postoje dve najvažnije osobine stakla koje su uslovljene tehnološkim procesom proizvodnje i hemijskim sastavom:

- prilikom topljenja i hlađenja stakla, zaustavljen je process kristalizacije, pa se dobija staklo kao amorfan material,
- prilikom izlivanja i hlađenja stakla, na površini se stvara veliki broj prslina, različite dubine i položaja

Ove osobine stakla imaju presudan uticaj na ponašanje elemenata od stakla pod opterećenjem. Eksperimentalno je utvrđeno da se u zonama izloženim naponima zatezanja, prsline povećavaju kroz vreme. Taj process se naziva *naponska korozija.*

2 NAPONSKA KOROZIJA I PODKRITIČNI RAST PRSLINA

Pionirske radove koji se bave fenomenom naponske korozije odn. hemijskom reakcijom koja dovodi do podkritičnog rasta prslina, dali su Grene (Grenet, 1899), Grifit (Griffith, 1920) i Levengud (Levengood, 1958). Viderhorn (Wiederhorn) je izveo zaključak da naponskom korozijom rukovodi hemijska reakcija između vode i stakla.

Osnov klasične teorije naponske korozije Charles-a i Hilling-a (Charles and Hilling, 1962) čini hemijska reakcija molekula vode sa silicijum dioksidom na vrhu prsline:

$$\mathrm{Si-O-Si+H_2O \quad \Rightarrow \quad Si-OH+HO-Si} \tag{3}$$

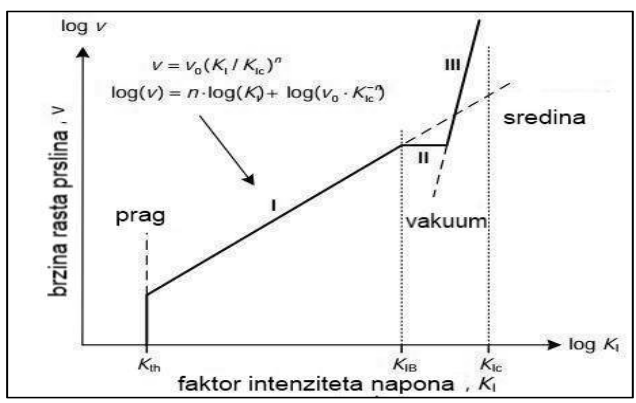
Prema ovoj teoriji brzina rasta prslina je direktno proporcionalna brzini odvijanja ove reakcije. Energija aktivacije reakcije zavisi od lokalnog napona i radijusa vrha prsline.

Evans i Viderhorn su 1974. razvili model predviđanja životnog veka koji daje odnos između brzine rasta prslina v i faktora intenziteta napona K_I ($v - K_I$ odnos za prvi mod loma) u sledećem obliku:

$$v = S \times K_I^n \tag{1}$$

gde parametre S i n treba eksperimentalno odrediti. Dalja istraživanja na polju kvantifikacije parametara jednačine (1) su vodili Rihter (Richter, 1974) i Kerkhof et al. (1975, 1977). Ova istraživanja su dovela do formulisanja prvog sveobuhvatnog modela predviđanja životnog veka stakla sa poznatom početnom dubinom prsline (Kerkhof, Richter, Stahn, 1981). Ti radovi su postali osnov za sva dalja istraživanja i metode proračuna elemenata od stakla u Evropi.

Idealizovani odnos između brzine rasta prslina v i intenziteta napona K_I dat je na Slici 1. Za vrednosti K_I bliske žilavosti loma K_{IC} ili iznad, v je nezavisno od sredine i brzo se približava karakterističnoj vrednosti brzine rasta prslina (oko 1500m/s za natrijum-kalcijum-silikatno staklo).



Slika 1 – Idealizovani odnos $v - K_I$

Empirijski odnos dat jednačinom (1) predstavlja dobru aproksimaciju oblasti I. S obzirom da veličina S zavisi od n, to se uvođenjem smene $S = v_0 \times K_{IC}^{-n}$ dobija praktičniji izraz:

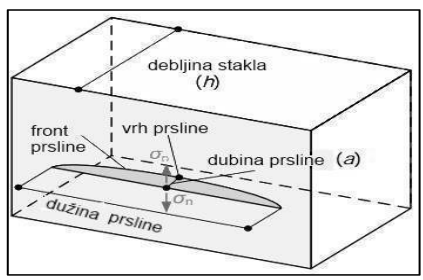
$$v = v_0 \left(\frac{K_I}{K_{IC}}\right)^n \quad (2)$$

Kada se jednačina (2) grafički predstavi u logaritamskoj skali, v_0 predstavlja odsečak prave na ordinati, a n njen nagib. K_{IC} je konstanta materijala koja se može pouzdano i precizno izmeriti. Oblasti I i III su povezane oblašću II u kojoj je v praktično nezavisno od K_I ali zavisno od količine vlage u sredini. Ispod određenog praga K_{th} nema rasta prslina.

3 MEHANIČKO PONAŠANJE JEDNE POVRŠINSKE PRSLINE

Linearno-elastična mehanika loma je idealna teorija za modeliranje ponašanja stakla. U linearno-elastičnoj mehanici loma ponašanje materijala se opisuje posmatrajući prsline. Prsline mogu biti površinske ili zapreminske. Za konstruktivnu primenu stakla, od interesa su isključivo površinske prsline, Slika 2.

Nakon Grifitovih radova s početka XX veka, Irvin (Irwin, 1957) i drugi su na osnovama njegovog rada, razvili koncept *faktora intenziteta napona*. Time je omogućeno efikasno izražavanje osnovnog kriterijuma loma stakla: „Lom elementa od stakla nastupa u trenutku kada faktor intenziteta napona K_I, usled napona zatezanja, na vrhu prsline dostigne kritičnu vrednost K_{IC} “.



Slika 2 – Osnovni pojmovi pomoću kojih se opisuju površinske prsline

Faktor intenziteta napona je definisan kao:

$$K_I = Y \times \sigma_n \times \sqrt{\pi \times a} \quad (4)$$

gde je: K_I – faktor intenziteta napona
σ_n – nominalni napon zatezanja upravan na ravan prsline
Y - korekcioni faktor
a - određeni reprezentativni geometrijski parametar, obično dubina prsline ili polovina njene dužine

Žilavost loma ili kritični faktor intenziteta napona K_{IC} je faktor intenziteta napona koji dovodi do trenutnog loma.

Koristeći Irvinov kriterijum loma $K_I \geq K_{IC}$ i jednačinu (4), dobija se napon koji dovodi do loma prsline dubine a tzv. *kritični napon* σ_c:

$$\sigma_c(t) = \frac{K_{IC}}{Y \times \sqrt{\pi \times a(t)}} \quad (5)$$

kao i dubina prsline do čijeg lom dolazi pri nekom naponu σ_n, tzv. *kritična dubina prlsine* a_c:

$$a_c(t) = \left(\frac{K_{IC}}{\sigma_n(t) \times Y \times \sqrt{\pi}}\right)^2 \quad (6)$$

Pošto su i napon σ_n i dubina prsline a promenljivi kroz vreme to znači da su i vrednosti σ_c i a_c takođe promenljive kroz vreme. Kritični napon predstavlja čvrstoću prsline kada nema podkritičnog rasta prslina i naziva se inertna čvrstoća.

Diferencijalna jednačina rasta prslina dobija se u obliku:

$$v = \frac{da}{dt} = v_0 \left(\frac{K_I}{K_{IC}}\right)^n \quad (7)$$

Pretpostavljajući da ona važi u celom rasponu K_I, koristeći jednačinu (4) i usvajajući da je n konstantno, razdvajanjem diferencijala dobija se *vremenski zavisna veličina prsline* izložene istoriji napona $\sigma(t)$:

$$a(t) = \left[a_i^{\frac{2-n}{2}} + \frac{2-n}{2} \times v_0 \times K_{IC}^{-n} \times (Y \times \sqrt{\pi})^n \times \int_0^t \sigma_n^n(t)\,d\tau\right]^{\frac{2}{2-n}} \quad (8)$$

Razdvajanjem promenljivih i integracijom po vremenskom intervalu $[0,\ T]$ i odgovarajućim dubinama prsline $[a_\mathrm{i},\ a]$ dobija se sledećea relacija:

$$\int_0^T \sigma_\mathrm{n}^n(t)\mathrm{d}\tau = \frac{2}{(n-2)\times\nu_0\times K_{IC}^{-n}\times(Y\times\sqrt{\pi})^n\times a_\mathrm{i}^{(n-2)/2}}\left[1-\left(\frac{a_\mathrm{i}}{a}\right)^{(n-2)/2}\right] \quad (9)$$

Dubina prsline pri lomu a_f je kritična dubina prsline pri naponu $\sigma(t_\mathrm{f})$:

$$a_\mathrm{f} = \left(\frac{K_{IC}}{\sigma_\mathrm{n}(t_\mathrm{f})\times Y\times\sqrt{\pi}}\right)^2 \quad (10)$$

gde je t_f vreme do loma ili životni vek posmatrane prsline. Prethodni izraz je sada moguće zameniti u jednačinu (9). Kako je n veliko (≈16), izraz u zagradama u jednačini (9) teži 1 za duge životne vekove sa $a_\mathrm{f} \gg a_\mathrm{i}$. Dobijeni uprošćeni izraz glasi:

$$\int_0^T \sigma_\mathrm{n}^n(t)\mathrm{d}\tau = \frac{2}{(n-2)\times\nu_0\times K_{IC}^{-n}\times(Y\times\sqrt{\pi})^n\times a_\mathrm{i}^{(n-2)/2}} \quad (11)$$

Ovo je osnovna jednačina svih današnjih metoda proračuna elemenata od stakla. Uz poznatu istoriju opterećenja, početnu dubinu prsline ili dopuštenu dubinu prsline s obzirom na zahtevani životni vek, jednačina (11) omogućava proračun životnog veka elementa od stakla. Leva strana jednačine (11) se naziva *integral rizika* ili *Braunov integral*.

U slučaju malih brzina rasta prslina ili u slučaju kratkog trajanja opterećenja dubina prsline pri lomu neće biti znatno veća od početne dubine prsline. Iz toga sledi da pretpostavka $a_\mathrm{f} \gg a_\mathrm{i}$ ne važi u tim uslovima. Iz jednačina (8) i (10) moguće je formulisati opštiji izraz:

$$\tilde{a}_c(\tau) = \left[\left(\frac{\sigma_\mathrm{n}(\tau)\times Y\times\sqrt{\pi}}{K_{IC}}\right)^{n-2} + \frac{n-2}{2}\times\nu_0\times K_{IC}^{-n}\times\left(Y\times\sqrt{\pi}\right)^n\times\int_0^t \sigma_\mathrm{n}^n(\tilde{\tau})\mathrm{d}\tau\right]^{\frac{2}{2-n}} \quad (12)$$

Dubina prsline $\tilde{a}_c(\tau)$ je početna dubina prsline koja će pretrpeti lom u trenutku τ ako je izložena istoriji napona $\sigma_\mathrm{n}(\tau)$.

4 PROŠIRENJE MODELA NA SLUČAJNU POPULACIJU POVRŠINSKIH PRSLINA

4.1 OSNOVI MODELA I HIPOTEZE

Model opisan u poglavlju 3 se zasniva na rastu jedne prsline. Za određeni broj slučajeva to nije odgovarajući način modeliranja ponašanja elemenata od stakla, npr. staklo odmah nakon proizvodnje i obrade. Takvo staklo sadrži homogeno raspoređene prsline približno jednakih dubina i verovatnoća loma. Ovakvo stanje površine se mnogo preciznije opisuje putem *slučajne populacije površinskih prslina*. Neophodno je proširiti model jedne prsline tako da opisuje ponašanje elemenata od stakla čiju nosivost uslovljava ovakvo stanje površine.

Proširenje modela se zasniva na nekoliko hipoteza:

- materijal sadrži veliki broj prslina različitih dubina
- dubina prslina je slučajna promenljiva i moguće ju je opisati pomoću funkcije distribucije verovatnoće
- do loma elementa dolazi u trenutku loma prve prsline (model najslabije karike)
- orijentacija svih prslina je ista i upravna na homogeni napon zatezanja σ
- nema podkritičnog rasta prslina

Polazeći od ovih veoma restriktivnih pretpostavki model mora biti generalizovan, korak po korak, eliminišući jedno uprošćenje za drugim da bi se na kraju stiglo do najopštijeg mogućeg rešenja.

4.2 KONSTANTNO JEDNOAKSIJALNO NAPREZANJE

Pri konstantnom naponu, a bez podkritičnog rasta prslina, dubina prsline a i kritična dubina prsline a_c su iste. Verovatnoća loma prsline je jednostavno verovatnoća da će slučajna vrednost dubine prsline a biti veća od kritične dubina prsline a_c:

$$P_{\mathrm{f,inert}}^{(1)}(a) = \mathcal{P}(a \geq a_c) = \int_{a_c}^{\infty} f_a(a)\mathrm{d}a = 1 - F_a(a_c) \quad (13)$$

F_a je kumulativna funkcija raspodele, f_a je funkcija gustine verovatnoće dubine prsline.

Kumulativna funkcija raspodele dubine prsline $F_a = \int f_a$ je po Paretovoj distribuciji:

$$F_a(a) = \begin{cases} 0 & \text{za } a \leq a_0 \\ 1-(a_0/a)^{r-1} & \text{za } a > a_0 \end{cases} \quad (14)$$

Do loma elementa dolazi ako bilo koja prslina pretrpi lom, a do loma ne dolazi (element će preživeti) ako nijedna prslina ne pretpi lom. *Verovatnoća preživljavanja* jedne prsline je:

$$P_{\mathrm{s,inert}}^{(1)} = 1 - P_{\mathrm{f,inert}}^{(1)} \tag{15}$$

Verovatnoća preživljavanja elementa sa k prslina je proizvod verovatnoća preživljavanja svih prslina. U stvarnom uzorku ukupan broj prslina je slučajna promenljiva i k ostaje nepoznato. To znači da se jedino srednji broj prslina M može smatrati poznatom promenljivom. Opravdano je pretpostaviti da srednji broj prslina sledi Poasonovu distribuciju. Verovatnoća preživljavanja nekog elementa od stakla se dobija množenjem verovatnoće $P^{(k)}$ da element površine A ima tačno k prslina sa odgovarajućom verovatnoćom preživljavanja i sumiranjem preko celog skupa mogućeg broja prslina:

$$P_{\mathrm{s,inert}} = e^{(-M \times P_{\mathrm{f,inert}}^{(1)})} \tag{16}$$

čime se dolazi do verovatnoće loma u funkciji kritične dubine prslina a_c:

$$P_{\mathrm{f,inert}}(a_c) = 1 - P_{\mathrm{s,inert}} = 1 - \exp\{-M[1 - F_a(a_c)]\} = 1 - \exp\left\{-M\left(\frac{a_0}{a_c}\right)^{r-1}\right\} \tag{17}$$

Unošenjem veličine a_c iz jednačine (6) i izražavanjem M u funkciji srednjeg broja prslina M_0 po jedinici površine A_0 moguće je definisati *verovatnoću inertnog loma* $P_{\mathrm{f,inert}}$ elementa od stakla:

$$P_{\mathrm{f,inert}}(\sigma) = 1 - \exp\left\{-\frac{A}{A_0}\left(\frac{\sigma}{\theta_0}\right)^{m_0}\right\} \tag{18}$$

$$\theta_0 = \frac{K_{IC}}{{M_0}^{1/m_0} \times Y \times \sqrt{\pi} \times \sqrt{a_0}} \qquad m_0 = 2(r-1) \tag{19}$$

4.3 NEHOMOGENA DVOAKSIJALNA NAPONSKA STANJA

Analogno slučaju jednoaksijalnog naprezanja (jednačina (13)), ali uz kritičnu dubinu prsline zavisnu od položaja i orijentacije $a_c(\vec{r}, \varphi)$, verovatnoća loma jedne prsline iznosi:

$$P_{\mathrm{f,inert}}^{(1)} = 1 - F_a(a_c(\vec{r}, \varphi)) \tag{20}$$

Budući da je staklo homogen i izotropan materijal, opravdano je pretpostaviti da svi položaji $\vec{r} = (x, y)$ i orijentacije φ prslina imaju jednaku verovatnoću pojave. Funkcije gustine verovatnoće položaja i orijentacije prsline su dakle, ravnomerne raspodele. Verovatnoća pojave prsline sa orijentacijom φ na poziciji $\vec{r}$ u okviru infinitezimalno malog dela površine dA je:

$$P_{\varphi,\vec{r}} = \frac{1}{A}\mathrm{d}A\frac{1}{\pi}\mathrm{d}\varphi \tag{21}$$

Verovatnoće $P_{\mathrm{f,inert}}^{(1)}$ i $P_{\varphi,\vec{r}}$ je potrebno pomnožiti i zatim sumirati sve moguće orijentacije i položaje prslina. Time se dolazi do verovatnoće $Q^{(1)}$ da jedna prslina dovodi do loma uzimajući u obzir zavisnost od položaja i orijentacije:

$$Q^{(1)} = \frac{1}{A}\int_{\mathrm{A}} \frac{2}{\pi}\int_{\varphi=0}^{\pi/2}\left(1 - F_a(a_c(\vec{r}, \varphi))\right)\mathrm{d}A\mathrm{d}\varphi \tag{22}$$

Koristeći izraze za F_a i a_c, kao i izraz $P_{\mathrm{s,inert}} = \exp(-M \times Q^{(1)})$ dobija se izraz za *verovatnoću inertnog loma elementa sa slučajnim položajem i orijentacijom površinskih prslina*:

$$P_{\mathrm{f,inert}} = 1 - \exp\left\{-\frac{1}{A_0}\int_{\mathrm{A}} \frac{2}{\pi}\int_{\varphi=0}^{\pi/2} M_0\left(\frac{\sqrt{a_0} \times \sigma_{\mathrm{n}} \times Y \times \sqrt{\pi}}{K_{IC}}\right)^{2(r-1)}\mathrm{d}A\mathrm{d}\varphi\right\} =$$
$$= 1 - \exp\left\{-\frac{1}{A_0}\int_{\mathrm{A}} \frac{2}{\pi}\int_{\varphi=0}^{\pi/2}\left(\frac{\sigma_{\mathrm{n}}(\vec{r},\varphi)}{\theta_0}\right)^{m_0}\mathrm{d}A\mathrm{d}\varphi\right\} \tag{23}$$

4.4 OPTEREĆENJA PROMENLJIVA KROZ VREME

Da bi se verovatnoća loma proširila i na slučajeve u kojima je opterećenje promenljivo kroz vreme, može se iskoristiti formulacija vremenski zavisne kritične dubine prsline $a_c(t)$. U slučaju kada nema podkritičnog rasta prslina, lom prsline će nastupiti u trenutku t ako je njena dubina veća od trenutne vrednosti kritične dubine $a_c(t)$. Veorvatnoća da će pojedinačna prslina pretrpeti lom do vremena t je:

$$P_{\mathrm{f,inert}}^{(1)}(t) = \mathcal{P}\left(\exists\tau \in [0,t]: a \geq a_c(\tau)\right) = \mathcal{P}\left(a \geq \min_{\tau\in[0,t]} a_c(\tau)\right) =$$
$$= 1 - \mathcal{P}\left(a < \min_{\tau\in[0,t]} a_c(\tau)\right) = 1 - F_a(\min_{\tau\in[0,t]} a_c(\tau)) \tag{24}$$

Zamenom kumulativne funkcije raspodele F_a i uvođenjem parametra m_0 iz jednačine (19) dobija se:

$$P_{\mathrm{f,inert}}^{(1)}(t) = \left(\frac{a_0}{\min_{\tau\in[0,t]} a_c(\tau)}\right)^{m_0/2} \tag{25}$$

Sledeći logiku prethodnih izraza na kraju se dolazi do izraza za *verovatnoću loma elementa sa slučajnim položajem i orijentacijom površinskih prslina opterećenog promenljivim opterećenjem*:

$$P_{\mathrm{f,inert}}^{(1)}(t) = 1 - \exp\left\{-\frac{1}{A_0}\int_{\mathrm{A}}\frac{2}{\pi}\int_{\varphi=0}^{\pi/2}\left(\frac{\max_{\tau\in[0,t]}\sigma_{\mathrm{n}}(\tau,\vec{r},\varphi)}{\theta_0}\right)^{m_0}\mathrm{d}A\mathrm{d}\varphi\right\} \tag{26}$$

4.5 PODKRITIČNI RAST PRSLINA

Usled prisustva podkritičnog rasta prslina, populacija površinskih prslina je zavisna od vremena. Posmatrajući jednačinu (24) zaključuje se da je ne samo kritična dubina prsline već i trenutna dubina prsline zavisna od vremena:

$$P_{\mathrm{f}}^{(1)}(t) = \mathcal{P}\big(\exists\tau\in[0,t]\colon a(\tau)\geq a_c(\tau)\big) \tag{27}$$

Uvođenjem izraza za početnu dubinu prsline iz jednačine (12) dobija se:

$$P_{\mathrm{f}}^{(1)}(t) = \mathcal{P}\big(\exists\tau\in[0,t]\colon a_{\mathrm{i}}\geq \tilde{a}_c(\tau)\big) \tag{28}$$

Jednačina (27) omogućava da se umesto kriterijuma za trenutnu dubinu prsline $a(\tau)$, posmatra kriterijum za početnu dubinu prsline a_{i}. Sada je moguće nastaviti kao u poglavlju 4.4:

$$P_{\mathrm{f}}^{(1)}(t) = \mathcal{P}\big(a_{\mathrm{i}}\geq \min_{\tau\in[0,t]}\tilde{a}_c(\tau)\big) = \left(\frac{a_0}{\min_{\tau\in[0,t]}\tilde{a}_c(\tau)}\right)^{m_0/2} \tag{29}$$

S obzirom da je jednačina (29) potpuno analogna jednačini (25) moguće je primeniti istu proceduru uopštavanja za proizvoljan broj prslina slučajnog položaja i orijentacije. Nakon dodatnog reorganizovanja jednačine, dolazi se do izraza za *vremenski zavisnu verovatnoću loma proizvoljnog elementa od stakla* koji uzima u obzir podkritični rast prslina, nehomogeno, vremenski promenljivo, dvoaksijalno stanje napona, proizvoljan oblik elementa i istorije opterećenja:

$$P_{\mathrm{f}}(t) = 1 - \exp\left\{-\frac{1}{A_0}\int_{\mathrm{A}}\frac{2}{\pi}\int_{\varphi=0}^{\pi/2}\left[\max_{\tau\in[0,t]}\left\{\left(\frac{\left(\frac{\sigma_{\mathrm{n}}(\tau,\vec{r},\varphi)}{\theta_0}\right)^{n-2}+}{\frac{1}{U\times\theta_0^{n-2}}\int_0^{\tau}\sigma_{\mathrm{n}}^{n}(\bar{\tau},\vec{r},\varphi)\mathrm{d}\bar{\tau}}\right)^{\frac{1}{n-2}}\right\}\right]^{m_0}\mathrm{d}A\mathrm{d}\varphi\right\} \tag{30}$$

A_0 – jedinična površina ($A_0 = 1\ \mathrm{m}^2$)

A – površina elementa od stakla (obe strane)

t - trenutak u vremenu

$\sigma_{\mathrm{n}}(\tau,\vec{r},\varphi)$ – komponenta napona u ravni površine elementa, upravna na prslinu orijentacije φ u tački $\vec{r}=(x,y)$ i trenutku τ

θ_0,m_0 - parametri stanja površine definisani izrazima (19), potrebno ih je eksperimentalno utvrditi; [θ_0]=napon, [m_0]=bez dimenzije

U – kombinovani koeficijent koji sadrži parametre koji se odnose na mehaniku loma i podkritični rast prslina; $U = 2K_{IC}^2/[(n-2)\times\nu_0\times Y^2\times\pi]$; [$U$]=napon^2 x vreme

K_{IC}- žilavost loma

ν_0,n - parametri brzine rasta prslina

Y - faktor oblika

5 ZAKLJUČAK

Staklo se značajno razlikuje od drugih građevinskih materijala po tome što njegove mehaničke karakteristike nisu konstantne nego se menjaju kroz vreme i moraju se opisivati pomoću teorije verovatnoće i statistike. Osobine stakla zavise od velikog broja faktora koje nije lako precizno predstaviti i kvantifikovati. Ovaj rad je pokušaj da se koncizno predstavi formulacija jednog mogućeg modela ponašanja stakla pod opterećenjem.

LITERATURA

[1] *Festigkeit von Glas – Zur Abhängigkeit von Belastungsdauer und verlauf/* F. Kerkhof, H. Richter, D. Stahn// Glastechnische Berichte, 1981, 54(8):265-277

[2] *Stress corrosion and static fatigue of glass/* S.M. Wiederhorn, L.H. Bolz// Journal of the American Ceramic Society, 1970, 53(10):543-548

[3] *Crack growth in soda-lime-silicate glass near the static fatigue limit/* S.M. Wiederhorn, A. Dretzke, J. Rödel, Journal of the American Ceramic Society, 2002, 85(9):2287-2292

[4] *Proof testing of ceramic materials – an analytical basis for failure prediction/* A.G. Evans, S.M. Wiederhorn, International Journal of Fracture, 1984, 26(4):355-368

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Dragoslav Tošić[1], Nikola Tošić[2]

PREGLED I ANALIZA PRORAČUNSKIH MODELA KONSTRUKTIVNIH ELEMENATA OD STAKLA

Rezime:

Staklo je materijal koji sadrži veliki broj površinskih prlsina koje utiču na njegovu nosivost. Kao posledica naponske korozije, čvrstoća stakla je promenljiva kroz vreme. Ovaj rad ima za cilj da predstavi i uporedno analizira postojeće modele proračuna konstruktivnih elemenata od stakla. Upoređeni su evropski modeli, zasnovani na DELR metodi i američki, zasnovani na GFPM. Upoređene su postavke ovih modela i parametri kojima se koriste. Istaknuti su njihovi nedostaci i ograničenja.

Ključne reči: staklo, nosivost, čvrstoća, eksperimenti, rast prslina, DELR, GFPM,

OVERVIEW AND ANALYSIS OF DESIGN MODELS FOR STRUCTURAL GLASS ELEMENTS

Summary:

Glass is a material which contains a large number of surface flaws that influence it's strength. As a consequence of stress corrosion, glass strength is time-dependant. This work aims to represent and comparatively analyze existing design models for structural glass elements. The comparison is made between European models, based on the DELR model and American models, based on the GFPM model. The hypotheses of the models and the parameters used by them are compared. Their flaws and limitations are also presented.

Key words: glass, resistance, strength, experiments, crack growth, DELR, GFPM

[1] mr, dipl.inž.građ., Arhitektonski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd

[2] mast.inž.građ., Čelikinvest d.o.o., Beograd

1 UVOD

Postoji duga tradicija korišćenja pravougaonih staklenih panela za prihvatanje opterećenja vetrom. Svi najšire korišćeni standardi i modeli proračuna se fokusiraju na varijacije ovog slučaja. Ovi standardi takođe poseduju znatne nedostatke:

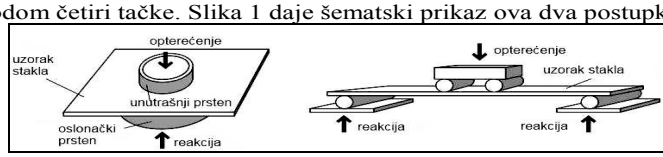
- Pretpostavke, granice primenjivosti i izvođenja modela su često nejasna. Ovo je uglavnom posledica mešanja empirijskih pristupa i fizičkih modela kao i prevelikih pojednostavljenosti modela.
- Neki parametri u sebi kombinuju više fizičkih aspekata. Posledica toga je da parametri reflektuju i druge uticaje osim onih za koje su zamišljeni kao i da zavise od postavke eksperimenata iz kojih su određivani
- Modeli sadrže nedoslednosti. Daju nerealne rezultate za specijalne slučajeve. Rezultati različitih modela se znatno razlikuju
- Zbog fundamentalnih implicitnih i eksplicitnih pretpostavki na kojma počivaju, nijedan postojeći model ne uzima u obzir sve faktore koji utičku na životni vek elementa od stakla. Nijedan postojeći model nije primenljiv u opštim uslovima.
- Kroz primenu uzoraka korišćenih za eksperimentalno određivanje podataka, u modele je integrisana pretpostavka o površinskom stanju (homogena slučajna populacija površinskih prslina). Stanje površine nije predstavljeno nezavisnim parametrima koje projektant može da menja

Rezultat je nezadovoljavajuća situacija sa brojnim negativnim posledicama.

2 EKSPERIMENTALNE METODE ISPITIVANJA

Numeričko modeliranje je blisko povezano sa eksperimentalnim ispitivanjem te se o metodologijama proračuna ne može diskutovati odvojeno od odgovarajućih eskperimentalnih metoda.

Najčešće korišćene metode ispitivanja u Evropi su dvostruko prstenasto ispitivanje i test savijanja metodom četiri tačke. Slika 1 daje šematski prikaz ova dva postupka.



Slika 1 - Dvostruko prstenasto ispitivanje (levo) i testa savijanja metodom četiri tačke (desno)

Postavke eksperimenata su standardizovane u EN 1288-1:2000 (osnove), EN 1288-2:2000 (postavka R400), EN 1288-5:2000 (postavka R45 и R30) i EN 1288-3:2000 (test četiri tačke savijanja).

Eksperimenti koji se koriste u severnoj Americi se razlikuju od evropskih. Parametri površinskog stanja koje koristi severnoamerički model predviđanja loma stakla ($\tilde{k}$ и $\tilde{m}$) se određuju nanošenjem poprečnog opterećenja na pravougano staklene panele. Do parametara se dolazi vizuelnim određivanjem mesta početka loma, istorijom napona na mestu loma i složenim iterativnim postupkom.

3 DELR MODEL PRORAČUNA

3.1 OSNOVI PRORAČUNSKOG MODELA

Model proračuna poznat kao ekvivalentno opterećenje i nosivost pri lomu (*damage equivalent load and resistance, DELR*) je prva evropska metodologija koja je pokušala da na adekvatan način uzme u obzir sve faktore koji utiču na ponašanje stakla. DELR metoda je predstavljena u Sedlacek et al. (1999). Maksimalna vrednost glavnog napona $\sigma_{max,d}$ se poredi sa ekvivalentnom nosivošću na sledeći način:

$$\sigma_{max,d} \leq \frac{\sigma_{bB,A_{test},k}}{\alpha_\sigma(q,\sigma_V) \times \alpha(A_{red}) \times \alpha(t) \times \alpha(S_V) \times \gamma_{M,E}} + \frac{\sigma_{V,k}}{\gamma_{M,V}} \quad (1)$$

$\alpha_\sigma(q, \sigma_V)$ – koeficijent kojim se uzima u obzir raspodela napona na površini; q=poprečno, jednako podeljeno opterećenje, σ_V =zaostali naponi usled termičke obrade

$\alpha(A_{red})$ – koeficijent kojim se uzima u obzir veličina dekompresovane površine

$\alpha(t)$ – koeficijent dužine trajanja opterećenja

$\alpha(S_V)$ – koeficijent koji zavisi od kombinacije opterećenja i uslova sredine

$\sigma_{max,d}$ – proračunska vrednost maksimalnog napona u elementu

$\sigma_{bB,A_{tcSt},k}$ – karakteristična vrednost inherentne čvrstoće (čvrstoća koja nije posledica zaostalih napona, već svojstava samog materijala) pri dvostruko prstenastom ispitivanju R400

$\sigma_{V,k}$ – karakteristična vrednost (5%-ni fraktil) apsolutne vrednosti zaostalog napona na površini usled termičke obrade

$\gamma_{M,V}$ – parcijalni koeficijent sigurnosti za zaostale napone

DELR model koristi set koeficijenata da bi kompenzovao razliku između laboratorijskih uslova pod kojima je određena čvrstoća stakla i stvarnih uslova u eksploataciji.

Nehomogena raspodela napona na površini stakla se uzima u obzir na sledeći način:

$$\alpha_\sigma(q, \sigma_V) = \left[\frac{1}{A_{red}} \int_{A_{red}} \left(\frac{\sigma_1(x,y)}{\sigma_{max,d}}\right)^\beta dxdy\right]^{1/\beta} \quad (2)$$

$\sigma_1(x,y)$ je veći glavni napon u tački na površini (x,y) i poput A_{red}, zavisi od σ_V. Za Vejbulov parameter oblika β se usvaja vrednost 25. Za standardne slučajeve postoje tabulisane vrednosti α_σ (dobijene metodom konačnih elemenata), ali konzervativna pretpostavka je $\alpha_\sigma = 1.0$.

Efekat veličine elementa od stakla se uzima u obzir na sledeći način:

$$\alpha(A_{red}) = \left(\frac{A_{red}}{A_0}\right)^{1/\beta} \quad (3)$$

Koeficijent $\alpha(t)$ uzima u obzir dužinu trajanja opterećenja. Zavisi od podkritičnog rasta prslina, dužine trajanja svih opterećenja u datoj kombinaciji, čvrstoće na savijanje dobijene u testovima, inkrementa napona korišćenog u testovima, stanja površine i zahtevanog životnog veka elementa. Za uobičajene uslove i projektovani životni vek od 50 godina, Sedlacek et al. (1999) predlažu $\alpha(t) = 3.9$.

Koeficijent $\alpha(S_V)$ uzima u obzir relativnu magnitude različitih opterećenja u okviru kombinacije opterećenja kao i uslove sredine. Njegovo određivanje je kompleksno i dugotrajno te će ovde samo biti napomenuto da postoje dva seta parametara brzine rasta prslina koja se koriste u njegovom računanju: jedan set za „zimske“ uslove ($S_{Winter} = 0.82\ (m/s \times (MPa\ m^{0.5})^{-n}$) i jedan se za „letnje“ uslove ($S_{Sommer} = 0.45\ (m/s \times (MPa\ m^{0.5})^{-n}$). U oba seta se koristi vrednost $n = 16$.

U Sedlacek et al. (1999) predložen je parcijalni koeficijent sigurnosti $\gamma_M \approx 1.80$ za konstrukcije srednje važnosti. Vrednost je određena prilično specifičnim pristupom koji je uključivao dve Vejbulove distribucije. Ovde se neće detaljnije ulaziti u taj postupak ali će biti napomenuto da je taj pristup bez izmena unet u prEN 13474-1:1999.

3.2 EVROPSKA PREDNORMA prEN 13474

Proračunski model prednorme prEN 13474 (prEN 13474-1:1999, prEN 13474-2:2000 и prEN 13474-3:2009) se zasniva na DELR modelu. Kontrola nosivosti se sprovodi na sledeći način:

$$\sigma_{max} \leq f_{g,d} \quad (4)$$

Sa leve strane jednačine se nalazi maksimalni napon zatezanja određen za najnepovoljniju kombinaciju opterećenja. Dopušteni napon je definisan kao:

$$f_{g,d} = k_{mod} k_{sp} \frac{f_{g,k}}{\gamma_{M,A}} + k_v \frac{(f_{b,k} - f_{g,k})}{\gamma_{M,v}} \quad (5)$$

$f_{b,k}$ – karakteristična vrednost čvrstoće termički obrađenog stakla (5%-ni $f_{b,k} = f_{g,k}$

fraktil); za obično staklo, 70 MPa za polukaljeno i 120 MPa za kaljeno staklo

$f_{g,k}$ - karakteristična vrednost čvrstoće stakla (5%- ni fraktil); 45 MPa za natrijum-kalcijum-silikatno i borosilikatno staklo

$f_{b,k} - f_{g,k}$ – doprinos zaostalih napona čvrstoći stakla; 0 za obično staklo

$\gamma_{M,v}$ – parcijalni koeficijent sigurnosti za zaostale napone (1.20 prema prEN 13474)

$\gamma_{M,A}$ - parcijalni koeficijent sigurnosti za inherentnu čvrstoću (1.80 prema prEN 13474)

k_{mod} – koeficijent kojim se uzima u obzir dužina trajanja opterećenja, kombinacija opterećenja i uslovi sredine. Dat je kao $k_{mod} = 0,663 \times t^{-1/16}$. Za dominantno dejstvo kratkotrajnog opterećenja (vetar) ima vrednost 0.74, za opterećenja srednje dužine trajanja (sneg) 0.44 i za dugotrajna (sopstvena težina) 0.29

k_{sp} - koeficijent kojim se uzima u obzir površinsko stanje elementa u smislu posebne obrade (emajlirano, armirano staklo) i za obično flot staklo ima vrednost 1

k_v – korekcioni faktor kojim se uzima u obzir vrsta procesa termičke obrade. Za horizontalno položene elemente tokom kaljenja ima vrednost 1, a za vertikalno držane elemente 0.6

Jednačina (5) uzeta iz prEN 13474-3:2009 se razlikuje od prvobitne kontrole nosivosti predložene u prEN 13474-1:1999. Najveća razlika je odsustvo koeficijenta kojim bi se uzeo u obzir efekat veličine stakla, $\alpha(A_{red})$. Ovo je verovatno posledica izrazito konfuznog definisanja koeficijenta k_A kojim je u prEN 13474-1 uziman u obzir efekat veličine. Naime $k_A(= A^{0.04})$ je bio definisan na osnovu ukupne, a ne dekompresovane površine elementa, kao i na osnovu površine 1m^2, a ne 0.24m^2 (površina iz testa R400). Ovako definisan koeficijent je onda korišćen sa čvrstoćom dobijenom na osnovu $A_0 = 0.24m^2$. U prEN 13474 je usvojen konzervativan pristup uticaju raspodele napona odn. usvojeno je $\alpha_\sigma(q) = 1$.

Poređenje prEN 13474 sa DELR model je komplikovano jer koeficijenti ove dve metode nisu uporedivi. Evropska prednorma je još u fazi razvoja i zasigurno joj predstoje značajne izmene dok ne stigne blizu faze usvajanja. Za neke standardne primene poput staklenih panela oslonjenih na dve, tri ili četiri strane i opterećenih poprečnim, jednako podeljenim opterećenjem, prednorma se može relativno pouzdano koristiti. Za bilo kakvu primenu na konstruktivnim elementima poput greda ili stubova potreban je izuzetan oprez.

4 MODEL PREDVIĐANJA LOMA STAKLA

4.1 OSNOVI PRORAČUNSKOG MODELA

Model predviđanja loma stakla (*Glass Failure Prediction Model, GFPM*) koji su 1980. godine predstavili Beason i Morgan se direktno oslanja na statističku teoriju loma krtih materijala koju je razvio Vejbul 1939. godine. Prema Vejbulu, verovatnoća loma krtog materijala se može iskazati kao:

$$P_f = 1 - e^{-B} \tag{6}$$

gde B odslikava verovatnoću loma kao funkciju svih bitnih parametara, naročito površinskog stanja i raspodele napona. U optštem slučaju GFPM predlaže funkciju rizika:

$$B = \tilde{k} \int_A [\tilde{c}(x,y) \times \sigma_{eq,max}(q,x,y)]^{\tilde{m}} dA \tag{7}$$

gde je $\tilde{c}(x,y)$ korekcioni faktor naponskog stanja, A površina elementa i $\sigma_{eq,max}(q,x,y) = \sigma(q,x,y)\left(t_d/60\right)^{1/16}$ maksimalni ekvivalentni glavni napon u funkciji poprečnog opterećenja q na mestu (x,y). $\tilde{m}$ i $\tilde{k}$ su tzv. „parametri površinskih prslina“.

Uveden je sledeći izraz za pravougaone ploče opterećene poprečnim, jednako podeljenim opterećenjem konstantnog trajanja:

$$B = \tilde{k}(ab)^{1-\tilde{m}}\left(Eh^2\right)^{\tilde{m}}\left(\frac{t_d}{60}\right)^{\tilde{m}/16}\tilde{R}\left(\tilde{m},\tilde{q},\frac{a}{b}\right) \tag{8}$$

a i b su dimenzije pravougaone ploče ($a > b$), h je efektivna debljina, t_d je dužina trajanja opterećenja u sekundama, a E je Jungov modul elastičnosti. Bezdimenzionalna funkcija:

$$\tilde{R}\left(\tilde{m},\tilde{q},{}^{a}/_{b}\right) = \frac{1}{ab}\int_A \left[\tilde{c}(x,y)\times\tilde{\sigma}_{\max(\tilde{q},x,y)}\right]^{\tilde{m}} dA \tag{9}$$

zavisi od parametra površinskih prslina $\tilde{m}$ i raspodele bezdimenzionalnog napona na površini. je bezdimenzionalno opterećenj, a $\tilde{\sigma} = {}^{\sigma(q,x,y)ab}/_{(Eh^2)}$ je bezdimenzionalni napon.

Parametri površinskih prslina $\tilde{m}$ и $\tilde{k}$ se ne mogu izmeriti direktno. Oni se određuju prilično komplikovanim iterativnim postupkom koristeći ispitivanja pravougaonih ploča opterećenih konstantnim inkrementom napona.

4.2 AMERIČKI NACIONALNI STANDARD ASTM E 1300

Američki nacionalni standard „Standard Practice for Determining Load Resistance of Glass in Buildings“ ASTM E 1300-09a daje obiman broj dijagrama za određivanje potrebne debljine stakla. Osnovu standarda čini GFPM Beason-a i Morgan-. Nosivost je definisana korišćenjem ciljane verovatnoće loma od 8‰ (8/1000). ASTM E 1300 je primenjiv na vertikalne staklene panele i na panele pod nagibom opterećene poprečnim jednako podeljenim opterećenjem. Paneli mogu biti od monolitnog, laminiranog ili izolacionog stakla, pravougaonog oblika, sa kontinualnim oslanjanjem duž dve, tri ili četiri ivice. Proračunsko opterećenje se može sastojati od opterećenja vetrom, snegom i sopstvenom težinom, ukupne veličine od maksimalno 10 kN/m^2. Kontrola nosivosti je:

$$q \le \mathbf{LR} = \mathbf{NFL} \times \mathbf{GTF} \tag{10}$$

gde je q poprečno, jednako podeljeno optrećenje, LR nosivost (*load resistance*), NFL nefaktorisano opterećenje (*non-factored load*) na osnovu trajanja opterećenja od 3 sekunde, a GTF faktor vrste stakla (*glass type factor*).

Bitna razlika u odnosu na evropske metodologije proračuna je što se kontrola nosivosti sprovodi koristeći opterećenja, a ne napone. Nefaktorisano opterećenje NFL se određuje iz dijagrama datih za ralzičite oblike, načine oslanjanja, debljine stakla i zavisno od toga da li se radi o monolitnom ili laminiranom staklu. Faktor vrste stakla GTF kombinuje efekte vrste stakla i trajanja opterećenja

Svi dijagrami i vrednosti su sračunati koristeći GFPM sa vrednostima $\tilde{m} = 7$ i $\tilde{k} = 2.86 \times 10^{-53}\,\mathrm{N}^{-7}\mathrm{m}^{12}$, Jungovim modulo elastičnosti $E = 71.7\ \mathbf{GPa}$ i efektivnim (ne nominalnim) debljinama stakla (ASTM E 1300-09a; Beason et al., 1998).

5 UPOREDNA ANALIZA POSTOJEĆIH METODOLOGIJA PRORAČUNA KONSTRUKTIVNIH ELEMENATA OD STAKLA

U tabeli 1 su upoređene evropski i američki modeli proračuna u pogledu glavnih koncepata na kojima su zasnovani. Može se videti da se ove dve grupe ne mogu direktno porediti. Podaci iz eksperimenata osmišljenih za jednu metodologiju ne mogu se direknto koristiti u drugoj.

Tabela 1 – Poređenje evropskih i severnoameričkih metodologija proračuna

	Evropski modeli proračuna	***Američki modeli proračuna***
Postupci ispitivanja za određivanje čvrstoće	Dvostruko prstenasto ispitivanje sa konstantnim inkrementom napona (2±0.4MPa/s) i na uzorcima površine 0.24m^2	Pravougaone ploče opterećene poprečnim, jednako podeljenim opterećenjem

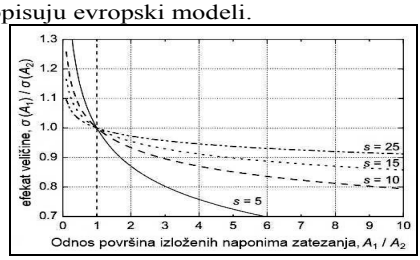
Površinsko stanje uzoraka	Veštački naneto, homogeno, površinsko oštećenje	Oštećeno (korišćeno) prozorsko staklo
Definicija „proračunske“ čvrstoće	Koristi se jedna vrednost, „karakteristična vrednost inherentne čvrstoće“. Definisana je kao 5%-ni fraktil (nivo poverenja 95%) napona pri lomu izmerenog u eksperimentima	Koriste se dva međusobno zavisna parametra površinskih prslina $\tilde{m}$ i $\tilde{k}$. Njihovo eksperimentalno određivanje je na osnovu istorije napona na mestu nastanka loma i komplikovanog iterativnog postupka.
Podkritični rast prslina	Uzet u obzir preko dužine trajanja opterećenja. Faktori su zasnovani na empirijskom odnosu	Eksplicitno je primenjen samo jedan parametar brzine rasta prslina. Ekvivalentan je parametru *n* iz evropskih metodologija
Uzimanje u obzir vrste stakla	Dodajući apsolutnu vrednost zaostalih napona, pomnoženih koeficijentom sigurnosti, dozvoljenom naponu zatezanja	Množenjem nosivosti običnog stakla određenim faktorom vrste stakla, zavisnim od dužine trajanja opterećenja.

Kao direktna posledica upotrebe Vejbulove distribucije, čvrstoća elemenata od stakla, u svim proračunskim modelima, zavisi od veličine njihove površine. Kako samo naponi zatezanja mogu dovesti do loma, veličina nije zavisna od ukupne, već dekompresovane površine. Dekompresovana površina u opštem slučaju zavisi od intenziteta opterećenja i stoga je vremenski promenljiva. Evropski modeli definišu efekat veličine na osnovu ukupne površine što ga čini nezavisnim od vremena. Američki modeli množe nosivost običnog stakla određenim faktorom. Kako je celokupna površina običnog stakla dekompresovana odmah po opterećivanju, to se svodi na isto. Efekat veličine je moguće izraziti kao:

$$\frac{\sigma(A_1)}{\sigma(A_2)} = \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^{1/s} \tag{11}$$

gde $\sigma(A_1)$ i $\sigma(A_2)$ predstavljaju napone zatezanja elemenata sa površinama A_1 i A_2 izloženim naponima zatezanja. U evropskim modelima, s je faktor oblika β distribucije čvrstoće na zatezanje. U modelima zasnovanim na GFPM-u, s je parametar površinskih prslina $\tilde{m}$.

Parametri $\tilde{m}$ и β nemaju isto značenje. Na Slici 2 se vidi da je efekat veličine izražen za vrednost $\tilde{m} = 7$ datu u ASTM E 1300, dok je praktično zanemarljiv za vrednost $\beta = 25$ koju najčešće propisuju evropski modeli.



Slika 2 - Zavisnost efekta veličine od parametra s

Trenutni proračunski modeli pretpostavljaju da su parametri modela rasta prslina sa sigurnošću poznati i da su deterministčke vrednosti koje su identične u laboratorijskim uslovima kao i u u slovima eksploatacije. Stvarne vrednosti su zasnovane na malom broju eksperimenata i nejasno je da li ti eksperimenti realno oslikavaju uslove u eksploataciji.

Svi moderni modeli proračuna konstruktivnih elemenata od stakla su zasnovani na pretpostavci da se rast prslina i sa njim i verovatnoća loma prsline ili celog elementa od stakla, može modelirati korišćenjem integrala rizika. Sa tim su povezana dva problema:

- Integral rizika je funkcija samo istorije opterećenja. To znači da verovatnoća loma u određenom trenutku ne zavisi od trenutnog opterećenja u tom trenutku

- Integral rizika teži nuli kada vreme trajanja opterećenja teži nuli. Za veoma kratka vremena opterećivanja čvrstoća materijala određena pomoću ovih modela, teži beskonačnosti. Neophodno je da konvergira ka inertnoj čvrstoći koja predstavlja gornju granicu čvrstoće.

Ova pitanja su među mnogim razlozima koji su doveli do konfuzije i nedostatka poverenja u proračunske modele konstruktivnih elemenata od stakla. Brojni istraživači tvrde da je bilo kakav model zasnovan na Vejbulovoj distribuciji, u osnovi pogrešan i nerealan (Calderone (2001, 2005), Reid (1991, 2000)). Dati su različiti predlozi kako pristupiti ovom problemu:

- Odrediti „karakterističnu vrednost čvrstoće" koristeći normalnu ili log-normalnu raspodelu umesto Vejbulove (Fink (2000), Laufs (2000b)), Efekat veličine koji je direktna posledica upotrebe Vejbulove statistike, ostaje korišćen u neizmenjenoj formi.
- Potpuno napustiti proračunske modele zasnovane na statistici i verovatnoći loma i koristiti klasičnu teoriju čvrstoće materijala, zasnovanu na nultoj varijaciji u čvrstoći

LITERATURA

[1] *prEN 13474-1:1999 Glass in building – Design of glass panes – Part 1: General basis of design//* CEN, 1999.

[2] *prEN 13474-2:1999 Glass in building – Design of glass panes – Part 2: Design for uniformly distributed loads//* CEN, 2000.

[3] *prEN 13474-3:2009 Glass in building – Determination of the strength of glass panes Part 3: General method of calculation and determination of strength of glass by testing //* CEN, 2009.

[4] *Glas im Konstruktiven Ingenieurbau/* G. Sedlacek, K. Blank, W. Laufs, J. Güsgen/ Ernst & Sohn, 1999, Berlin, ISBN 3-433-01745-X

[5] *ASTM E 1300-09a Standard Practice for Determining Load Resistance of Glass in Buildings//* American Society for Testing Materials, 2009.

[6] *Glass Failure Prediction Model/* W.L. Beason, J.R. Morgan// Journal of Structural Engineering, 1984, 110(2):197-212

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Radovan Tošković [1], Slavoljub Tošić[2], Vladeta Matović [3]

MONTAŽA ČELIČNE KROVNE KONSTRUKCIJE STADIONA U FRANSVILU

Rezime:

U radu je prikazana montaža čelične krovne konstrukcije krova stadiona u Fransvilu u Franceville-u (Gabon). Izrada i montaža konstrukcije je ostvarena na osnovu Glavnog građevinskog projekta, a radove je izvelo preduzeće „AMIGA“ Kraljevo.

Ključne reči: Izrada konstrukcije, montaža,

WORKSHOP DOCUMENTS AND PRODUCTION OF STADIUM STEEL ROOF STRUCTURE IN FRANCEVILLE

Abstract:

The paper presents the assembling of the steel roof structure for the stadium in Francevile-in (Gabon). Production and assembling of the structure was performed according to the Main Design. The contractor was “AMIGA”, Kraljevo.

Key words: Structure construction, assembly

[1] inž.saradnik, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu

[2] maš. inž. AMIGA d.o.o. Kraljevo

[3] VSS, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu

1. UVOD

Projekat konstrukcije stadiona u Fransvilu, Gabonu urađen je na bazi arhitektonskog projekta u kome je detaljno prikazano arhitektonsko rešenje načina pokrivanja tribina stadiona. Rešenje pokrivanja stadiona podrazumevalo je izradu po dve armirano - betonske kule u okviru istočne i zapadne tribine. Kule su na međusobnom razmaku od cca 40,00 m i one, između ostalog, služe kao oslonci konstrukcije za pokrivanje stadiona, koja se pruža između kula i levo odnosno desno od kula u dužini od po 75,00m prateći liniju prostiranja tribina. Konstrukcije za pokrivanje tribina raspona 75,00 m se oslanjaju na već pomenute AB kule i preko čeličnog rešetkastog stuba (koji je sastavni deo glavnog nosača) na poseban temelj. Posebne delove čine nadstrešnice nad ulazima na zapadnoj i istočnoj strani stadiona.

U toku 2010. i 2011. godine Preduzeće „AMIGA“ doo iz Kraljeva izvelo je čeličnu krovnu konstrukciju stadiona. Predmetna konstrukcija je proizvedena u pogonu „AMIGA“ u Kraljevu do nivoa koji je omogućavao da se proizvedeni elementi mogu pakovati u brodske kontejnere koji su drumskim prevozom transportovani do luke Antverpen, odakle je transport vršen brodom do luke u Libervilu u Gabonu. Od Libervila do Fransvila (oko 1000 km) transport je nastavljen vozom.

2. KOMPLETIRANJE MONTAŽNIH ELEMENATA KONSTRUKCIJE

Celokupna čelična krovna konsrukcija ukupne težine oko 1500 tona i oko 250 tona konstrukcije ograda i raznih drugih elemenata lagerovana je na radnom placu u blizini stadiona gde je bila formirana radionica za ukrupnjavanje montažnih elemenata..



Fot. 1 –Ukrupnjavanje montažnih delova na placu

Montažni elementi su formirani saglasno projektnoj dokumentaciji i prema dinamici montaže a težina pojedinih elemenata je varirala od cca 2 t do elemenata rešetkaste konstrukcije koji su bili teški i do maksimum 20 t. Na fotografiji 1 dat je prikaz montaže na placu – „radionici“, koji je formiran uz gradilište.

Napominje se da je u proizvodnom pogonu u Kraljevu konstrukcija završena u procentu od oko 60% (završeno kompletno sečenje svih elemenat, delimično zavarivanje i dr.), a na gradilištu u Gabonu je procenat radova na kompletiranju elemenata bio oko 40%, što je u glavnom sačinjavalo zavarivanje već pripremljenih elemenata u montažne sklopove.

3. MONTAŽA KONSTRUKCIJE

U cilju sprovođenja montaže montirana je ppomoćna Peri skela na koju je vršeno privremeno oslanjanje montažnih elemenata petopojasne rešetke. Skela je montirana tako da se mogu oslanjati montažni elementi dužine 12m. Prvo su montiraqne prostorne rešetke raspona cca 75,0 m tako što je montaža počela postavljanjem prvog elementa na formirane oslonce u okviru armirano betonskih kula i na formiran privremeni oslonac i nastavljena je dodavanjem sledećih montažnih elemenata prema rešetkastom stubu. Pojedinačni montažni elementi u ovom slučaju su bili težine cca 20t koji su prevoženi specijalnim vozilima (Fof.2) a montirani su dizalicom nosivosti 100t.



Fot. 2- Transport montažnih delova

Transport sa placa – radionice i montaža jednog ovakvog elementa trajala je oko 60 minuta. Na fotografiji 3 prikazana je montiža rešetke raspona 75,0m.

Na isti način je vršena montaža i rešetki raspona od 40,0m koje su formirane između armiranobetonskih kula.

Nakon završene montaže rešetkastih nosača montirana krovna konstrukcija i rožnjače za prihvatanje krovnog pokrivača (Fot. 4)



Fot. 3- Montaža prostorne rešetetke L=75,00m



Fot. 4-Montaža krovne konstrukcije i rožnjača

4. POKRIVANJE

Nakon završene montaže čelične konstrukcije izvršeno je pokrivanje talasastim limom proizvodnje francuske firme Acelor. Ovde je karakteristično da je na krovnoj ravni prisutno izuzetno mnogo prodora kroz krovni pokrivač, što je uslovljeno arhitektonskim rešennjem pokrivanja stadiona. Na fotografiji 5 se vidi izgled krovne ravni sa rešenjem detalja prodora zatege kroz krovni pokrivač.



Fot. 5- Izgled krovne ravni sa detalom na mestu zatega

Na fotografiji 6 dat je izgled završene konstrukcie pokrivanja stadiona raspona 75,00m sa armiranobetonskom kulom za oslanjanje konstrukcije, a na fotografiji 7 dat je izgled kompletno završenok stadiona.



Fot. 6-Završena montaža i pokrivanje



Fot. 7 - Izgled završenog stadiona

LITERATURA

[1] Izvođačka dokumentacija preduzeće Aniga d.o.o. Kraljevo

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Nevena Vojinović [1], *Slobodanka Kračun* [2]

PROJEKTOVANJE I IZGRADNJA KONSTRUKCIJE OBJEKATA OLIMPIJSKOG SELA U SOČIJU

Rezime:

U Sočiju, ruskom gradu na obali Crnog mora, 2014. godine održaće se XXII Zimske Olimpijske igre. U radu je dat prikaz projektovanja i izgradnje konstrukcije objekata olimijskog sela u Sočiju, u Ruskoj federaciji. Funkcionalno, komleks je podeljen na 8 zona. Objekti su pravougaone osnove, spratnosti od tri do sedam etaža i jednom podzemnom etažom. Konstrukcija je monolitna armiranobetonska.

Ključne reči: projektovanje, gradnja, konstrukcija

DESIGN AND CONSTRUCTION OF OLIMPIC VILLAGE

Summary:

This paper presents design and construction of Olimpic village in Sochi, Russian Federation. Functionaly, Olimpic vilage is divided in eight zones. Building structures are rectangular base, with three to seven floors and additinal underground level. Construction is monolithic reinforced concrete.

Key words: design, construction, structure

[1] Dipl.inž.građ., vodeći projektant, "Mašinoprojekt Kopring", Dobrinjska 8, Beograd
[2] Dipl.inž.građ., glavni inženjer struke, „Mašinoprojekt Kopring", Dobrinjska 8, Beograd

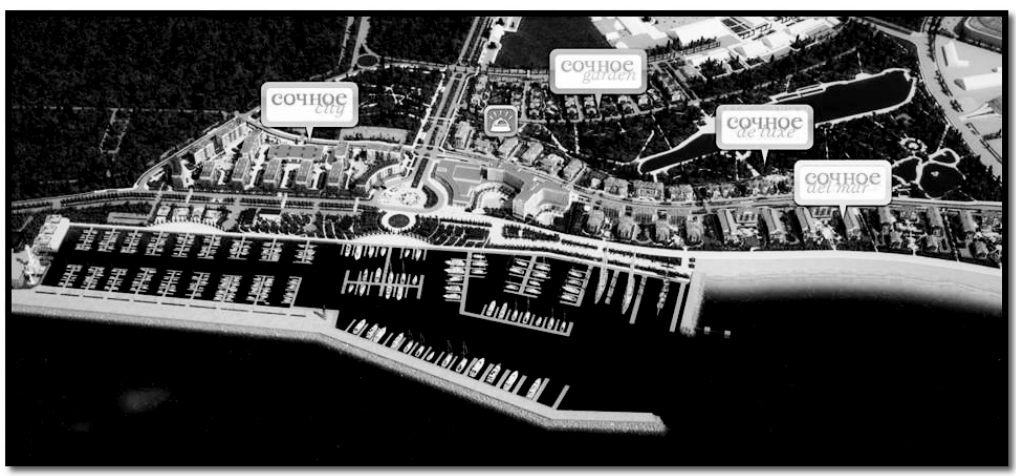
1 UVOD

XXII Zimske olimijske igre biće održane u Sočiju, Rusija, u februaru 2014. godine. Zimske olimpijske igre nikada nisu održažane u Rusiji (Sovjetskom Savezu) do sada, a Letnje još 1980. godine. Značaj ovog projekta za Rusku federaciju je veliki i u tom smislu veliki je pritisak na projektovanje i izvodjenje olimpijskih objekata. Trenutno, najveće gradilište u Ruskoj federaciji je upravo u Sočiju, gradilište na kome se grade objekti za potrebe Olimpijskih igara.

Osnovni sportski objekti i hotelski kompleksi se nalaze u dve oblasti, uz morsku obalu i u planini koja je udaljena svega oko 40 km od mora. U priobalnom delu je smešten Olimpijski park gde će se sprovesti i ceremonija otvaranja i zatvaranja Igara 2014, kao i sva takmičenja na ledu. Zbog toga je tu predviđena i izgradnja Osnovnog Olimpijskog sela (uključijući i Paraolimpijsko selo) i kompleks objekata za smeštaj Olimpijske porodice i Međunarodnog Paraolimpijskog komiteta.

Izgradnja objekata je u reonu Imeretinske nizije Adlerskog reona grada Sočija. Investitor objekata je kompanija „РогСибАл“, a generalni izvođač radova je austrijska kompanija „STRABAG“. Projektant je kompanija „Mašinoprojekt Kopring“ iz Beograda. Ugovorom je obuhvaćen projekat svih faza (arhitektura, konstrukcija, instalacije), tako da su u projekat uključeni svi projektni centri kompanije.

Posle Olimpijskih i Paraolimpijskih Igara 2014 objekti će se koristiti kao banjsko-hotelski kompleks, koji će imati svu infrastrukturu, neophodnu za boravak i odmor stanovnika i gostiju grada Sočija.



Slika 1: Olimpijsko selo

2 OPŠTI PODACI O PROJEKTU

Konstruktivno rešenje objekata Osnovnog Olimpijskog Sela za 3.000 takmičara, kao kompleksa objekata sa apartmanima i stalnom (privremenom – olimpijskom) infrastrukturom urađeni su po važećim normativnim dokumentima Ruske federacije, Građevinskim normama i

pravilima (SNiP) [2], a takođe po Tehničkim preporukama Međunarodnog Olimpijkog komiteta (MOK) i Međunarodnog Paraolimpijskog komiteta (MPK).

Projektom je predviđena mogućnost korišćenja projektovanih objekata :

1. U olimpijskom periodu za smeštaj takmičara i članova Nacionalnih Olimijskih timova u periodu trajanja zimskih Olimpijskih igara 2014 godine
2. Postolimpijskom periodu - prenamena objekata u višefunkcionalan rekreativni komleks za privremeni boravak, kao i stambene jedinice za stanovanje.

Površina teritorije na kojoj se gradi Olimpijsko selo (Slika 1) je oko 25 ha. Za 18.53 ha površine (oko 75% ukupne površine Olimpijskog sela) projekte je izradila kompanija "Mašinoprojekt Kopring" (Tabela 1).

Kompleks je podeljen u 8 zona, Zone 1 i 2 (Slika 2), kao i zone 4, 5 i 6 (Slika 3) je projektovala kompanija "Mašinoprojekt Kopring".

Tabela1: Objekti u Olipmijskom selu koje je projektovao "Mašinoprojekt Kopring"

Zona	*Objekti*	*Broj objekata*	*Površina parcele [ha]*	*Površina osnove [m^2]*	*Korisna površina [m^2]*
1	1.1 – 1.8	8	3.8	13.200	60.000
2	2.1 – 2.5	5	2.6	8.500	40.000
4	4.1 – 4.10	10	3.3	10.000	40.000
5	5.1 – 5.11	11	5.15	11.500	65.000
6	6.1 – 6.10	10	3.68	8.000	38.000
Ukupno		**44**	**18.53**	**51.200**	**243.000**

Ukupna korisna površina svih objekata za koju je projekte izaradila kompanija "Mašinoprojekt Kopring" je 243.000 m^2 (Tabela 1).



Slika 2: Olimpijsko selo – zona 2



Slika 3: Olimpijsko selo – zone 4, 5, 6

3 OPIS KONSTRUKCIJE

Konstrukcija svih objekta je monolitna armiranobetonska - AB noseći zidovi u oba ortogonalna pravca, sa AB međuspratnom konstrukcijom.

Međuspratnu konstrukciju čine AB ploče betonirane na licu mesta debljine 18 cm. Međuspratnu konstrukciju tavana čini ploča istih dimanzija kao i ostale međuspratne konstrukcije. Ploča stepeništa je monolitna AB ploča debljine 16 cm.

AB zidovi – nalaze se u oba ortogonalna pravca po celom objektu na međusobnom rastojanju u podužnom pravcu od 5.1 i 7.2 m, i u porečnom pravcu 2.1 i 7.05 m, kao i 6.2 m u podužnom i 7.8 i 2.35 m u porečnom pravcu itd., u zavisnosti od objekta. U konstruktivnom pogledu ovi zidovi predstavljaju seizmičko jezgro i obezbeđuju celoj konstrukciji objekta dovoljnu krutost za dejstvo horizontalnih sila. Debljina zidova je 18 cm, osim ukopanih obodnih AB zidova koji su debljine 20 cm. Na objektima dužine preko 60 m projektovana je antiseizmička dilatacija.

Objekti su fundirani na temeljnoj AB ploči debljine 40 cm, marke betona B25, marke vodonepropustljivosti W6. Zbog visokog nivoa podzemne vode za vreme iskopa predviđeno je snižavanje nivoa. Uticaj podzemne vode je rešen postavljanjem odgovarajuće hidroizolacije, ispod temeljne ploče i po visini ukopanih AB obodnih zidova objekta. U slučajevima, gde nije na koti dna temeljne ploče bilo nosivo tlo, radila se zamena tla.

Krovna konstrukcija je kosa, krov na dve "vode" u nagibu od 22° prema horizontali, drveni rogovi se preko rožnjača, slemanjača, grebenjača i drvenih stubova oslanjaju na AB ploču tavana.

Između višespratnih objekata projektovani su jednospratni objekti bez podzemnog etaža. Objekti su skeletnog konstruktivnog sistema sa stubovima 30 x 30 cm. AB ploča debljine 18 cm oslonjna je na stubove i ukrućena je gredama dimenzija 30 x 60 cm.

Teritorija kompleka se nalazi u klimatskom reonu IVБ. Opterećenje od snega iznosi 120 kg/m2, pritisak vetra – 53 kg/m2. Reon gradnje se nalazi u IX seizmičkoj zoni.

Svi konstruktivni elementi su marke betona B 25 armirani armaturom klase A500C.

Pregradni zidovi su prvenstveno projektovani iz gipskartona. Pregradni zidovi od lakih blokova ili od opeke debljine 12 cm vezani su sa nosećim zidovima elastičnim vezama, koje onemogućavaju predaju seizmičkog opterećenja na njih.



Slika 4: Izvođenje radova u zoni 6 (novembar i decembar 2011., februar i jun 2012.)

4 ZAKLJUČAK

U ovom radu nije dat akcenat konstruktivnim rešenjima, jer su konstruktivna rešenja svih objekata jednostavna. Ovaj projekat je zahtevao organizovanje posla i angažovanost zaposlenih na ovom projektu na vrlo visokom nivou zbog obimnosti projekta i vrlo kratkih rokova. Izrada projekta je tekla paralelno sa izvođenjem radova (Slika 4), što je uslovljavalo i stalni kontakt sa gradilištem.

Takođe, treba napomenuti da je zbog važnosti projektovanih objekata celokupna radna dokumentacija trebala da bude prihvaćena od državne komisije koju je angažovao "Олимпстрой", državna korporacija odgovorna za izgradnju olimpijskih objekata, pa u tom smislu pridržavanje GOST-ova , SNiP-ova i ostale važeće dokumentacije Ruske federacije je moralo da bude u potpunosti, tj. do najmanjih detalja. Kompanija „Mašinoprojekt Kopring" je uspešno iznela ovaj posao i trenutno na najvećem gradilištu u Rusiji radovi se odvijaju bez zastoja.

LITERATURA

[1] *Glavni projekat olimijskog sela u Sočiju* / "Mašinoprojekt- Kopring"// Statički proračun, detalji oplate i armature, itd, 2011

[2] *Стоительные нормы и правила* / *СНиП 2.01.07-85*, СНиП 2.02.01-83*, СНКК 22-301-2000*, СП 52-101-2004, itd.*

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Dragica Lj. Jevtić[1], Dimitrije M. Zakić[2], Aleksandar R. Savić[3], Aleksandar V. Radević[4]

PROMENA SVOJSTAVA MALTERA UPOTREBOM RECIKLIRANE GUME

Rezime: *U radu su prikazani rezultati eksperimentalnih istraživanja na malterima sa recikliranim gumenim agregatom. U malterima je variran sadržaj gume u ukupnoj zapremini agregata (10 do 60%). U svežem stanju ispitivana su zapreminska masa, procenat uvučenog vazduha i konzistencija, a u očvrslom čvrstoća pri savijanju i pritisku, athezija, modul elastičnosti i otpornost matera na dejstvo mraza. Rezultati ispitivanja pokazuju da se reciklirana guma može koristiti u malterima kao zamena dela agregata i da je moguće postići bolja svojstva u smislu trajnosti, istovremeno zadržavajući zadovoljavajući nivo mehaničkih svojstava.*

Ključne reči: *malteri, reciklaža, gumeni agregat, čvrstoća, otpornost na mraz.*

THE CHANGE OF PROPERTIES OF MORTARS WITH THE USE OF RECYCLED RUBBER

Summary: *This paper presents the results of experimental research conducted on mortars with recycled rubber aggregate. The content of recycled rubber aggregate varied in total volume of aggregate (10 to 60%). Fresh mortar tests included: density, percentage of entrained air and mortar flow, while tests on hardened mortars included flexural and compressive strength, modulus of elasticity and adhesion. Freeze-thaw resistance of these composites was also tested. Test results show that the recycled rubber can be used in mortars as a replacement for aggregate, and that achieving better properties in terms of durability, while maintaining a satisfactory level of mechanical properties, is possible.*

Key words: *mortars, recycling, rubber aggregate, strength, freeze-thaw resistance.*

[1] *Professor, B.Sc.M.Sc.Ph.D., Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, SERBIA, dragica@imk.grf.bg.ac.rs,*
[2] *Assistant professor, B.Sc.M.Sc.Ph.D., Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, SERBIA, dimmy@imk.grf.bg.ac.rs,*
[3] *Teaching fellow, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, SERBIA, sasha@imk.grf.bg.ac.rs,*
[4] *Teaching assistant, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, SERBIA, aradevic@grf.bg.ac.rs*

1. UVOD

Savremena građevinska industrija bazira se na produkciji velikih količina kompozita tipa betona i maltera. Sastav, tehnologija spravljanja, način upotrebe i ugrađivanja ovih kompozita razlikuju se u zavisnosti od konkretene oblasti primene materijala.

Sa druge strane, ljudsko društvo generiše sve veće količine otpada, a shodno tome problem njegovog deponovanja postaje sve ozbiljniji [1]. Za izvesne vrste otpada (papir, razni metali itd.) već su pronađena više ili manje održiva rešenja koja omogućuju njihovu reciklažu i ponovnu upotrebu. Neke druge vrste materijala potrebno je reciklirati specijalnim, ponekad i izuzetno složenim procesima, da bi se ponovo stvorila njihova upotrebna vrednost i omogućila njihova ponovna primena. Istrošeni i upotrebljeni (otpadni) pneumatici vozila spadaju u takve materijale.

Problem otpadnih pneumatika dodatno je povećan činjenicom da oni na deponijama zauzimaju srazmerno velik prostor u odnosu na svoju masu. Ovaj otpadni materijal se uklanja sa deponija tako što se upotrebljava u svojstvu energenta (zbog svoje visoke kalorijske vrednosti – oko 30.2 MJ/kg za automobilske gume), jedan deo se revitalizira i ponovo upotrebljava u istom svojstvu (za nove pneumatike raznih vozila), dok se velika količina apsorbuje u građevinskoj industiji [2].

Zahvaljujući svojim povoljnim svojstvima kao što su elastičnost, trajnost, otpornost na cikluse smrzavanja i odmrzavanja, gumeni granulat već ima veliku primenu u niskogradnji. Već nekoliko decenija reciklirana guma se koristi kao dodatak asfaltima u izgradnji puteva, obzirom da se upotrebom takvih kompozita ostvaruje niz prednosti: smanjenje buke, puta kočenja, povećanje otpornosti na dejstvo mraza, kao i duži upotrebni vek kolovoza uz povećanu otpornost na pojavu pukotina na većem temperaturnom rasponu. Kompoziti na bazi gumenog granulata takođe se koriste za izradu galanterije za putnu industriju: parking i stubići za signalizaciju, ivičnjaci, pružni prelazi, pragovi, saobraćajne barijere, itd. Gumeni granulati, takođe, zbog napred navedenih svojstava, našli su veliku primenu pri izradi elemenata za železnice kao što su gumeni paneli, pragovi, ublaživači brzina i dr. [3, 4].

Upotreba recikliranog gumenog agregata u betonima i malterima (frakcionisanog u standardne frakcije, poput prirodnog agregata) datira još iz sedamdesetih godina prošlog veka. Međutim, proučavanje njihovih fizičko-mehaničkih svojstava i plasiranje ovih kompozita u oblastima gde mogu da daju svoj maksimum još je u početnoj fazi.

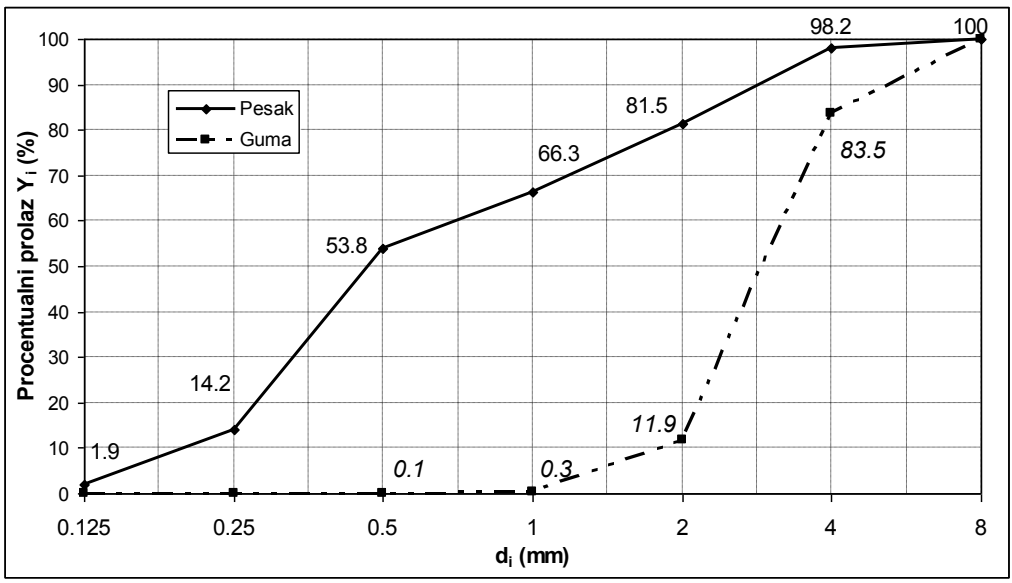
Jedna od potvrđenih prednosti takve primene gumenog agregata je unapređenje trajnosti kompozita koji sadrže gumeni agregat. Postoji nekoliko istraživanja sprovedenih u cilju utvrđivanja mogućnosti postizanja optimalnog sastava betonske mešavine sa dodatkom gume, koja poseduje maksimalnu otpornost na dejstvo mraza, uz istovremeno zadržavanje čvrstoće kompozita u zadovoljavajućim granicama [5].

2. MATERIJALI

Rezultati prikazani u ovom radu predstavljaju deo obimnijih eksperimentalnih istraživanja, sprovedenih u Laboratoriji za materijale Instituta za materijale i konstrukcije Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu. Predmetna ispitivanja imala su za cilj optimizaciju sastava različitih mešavina cementnih kompozita, odnosno postizanje najboljih performansi u smislu trajnosti, uz istovremeno očuvanje fizičko-mehaničkih svojstava na zadovoljavajućem nivou.

Upotrebljen je cement tipa CEM II, PC 35M (V-L-S) 42.5 N "Holcim", Novi Popovac, sa specifičnom masom od 2960 kg/m^3 i sa zapreminskom masom u rastresitom stanju u iznosu od 890 kg/m^3.

Prirodni rečni agregat "Moravac", proizveden u separaciji "Branko Moravac", sa veličinom zrna između 0/4 mm (pesak) je korišćen prilikom predmetnih ispitivanja. Granulometrijski sastav upotrebljenog agregata prikazan je na slici 1. Utvrđene su i specifična i zapreminska masa peska, u iznosu od 2617 kg/m^3 i 1640 kg/m^3, respektivno.



Slika 1. Granulometrijske krive upotrebljenih agregata

Granulometrijska kriva gumenog agregata (proizvedenog od strane firme "Tigar" iz Pirota) je takođe prikazana na slici 1. Zapreminska masa zrna agregata i zapreminska masa gumenog agregata u rastresitom stanju (određene prema [6]) iznosile su 1150 kg/m^3 i 470 kg/m^3, respektivno.

3. REZULTATI

Pored kontrolne, referentne mešavine E, napravljene bez dodatka gumenog agregata, spravljeno je još šest serija maltera (G1, G2, G3, G4, G5 i G6), sa sadržajem gume koji je varirao u rasponu od 10% do 60% iste zapremine prirodnog agregata (pesak), videti tabelu 1. Sve serije maltera su napravljene sa istim masenim odnosima komponenti, karakterističnim za standardni cementni malter, tj agregat:cement = 3:1 i voda: cement = 1:2. Sastav malterskih mešavina je za sve serije prikazan u tabeli 1.

Količine prikazane u tabeli 1 predstavljaju količine sračunate za zapreminu jednog trodelnog kalupa, odnosno za tri standardne prizme 4x4x16cm cementnog maltera.

Tabela 1. Sastav malterskih mešavina

Serija	Sadržaj gume %(vol)	Voda m_v (g)	Cement m_c (g)	Guma m_g (g)	Pesak m_p (g)
E	0	225	450	-	1350.0
G1	10	225	450	35.2	1227.0
G2	20	225	450	64.5	1125.0
G3	30	225	450	89.3	1038.0
G4	40	225	450	110.5	964.3
G5	50	225	450	129.0	900.0
G6	60	225	450	145.1	843.8

Za spravljanje maltera je upotrebljena laboratorijska mešalica RILEM/CEM, prema sledećoj proceduri: prvo su mešani voda i cement u trajanju od 30 sekundi, a nakon ovoga, za serije sa gumenim agregatom, dodat je gumeni agregat u toku narednih 30 sekundi, i na kraju prirodni rečni agregat. Celukupan proces mešanja je trajao 120 sekundi za sve mešavine. Nakon mešanja, malteri su ugrađeni u kalupe, pomoću standardnog vibrostola. Nakon ugrađivanja, uzorci su negovani na standardni način, prema [7].

Fizičko-mehanička svojstva maltera napravljenih sa gumenog agregata upoređena su sa odgovarajućim osobinama referentnog maltera, označenog sa E. Ispitivanja maltera u svežem stanju obuhvatila su sledeća svojstva: zapreminska masa (γsv), razlivanje (d) i procenat (Δr) uvučenog vazduha. Ova svojstva su prikazana u tabeli 2, za sve serije. Procenat uvučenog vazduha je određen u skladu sa standardom [8], a konzistencija u svemu prema [9], uz korišćenje potresnog stočića (sl. 2).

Tabela 2. Svojstva maltera u svežem stanju

Serija:	*E*	*G1*	*G2*	*G3*	*G4*	*G5*	*G6*
γ_{sv} (g/cm^3)	*2.290*	*2.262*	*2.182*	*2.108*	*2.107*	*2.104*	*2.068*
d (mm)	*156*	*165*	*177*	*180*	*181*	*182*	*182*
Δp (%)	*4.25*	*4.00*	*4.50*	*4.35*	*4.50*	*4.60*	*5.60*



Slika 2. Metoda potresnog stočića za utvrđivanje konzistencije maltera

Fizičko-mehanička ispitivanja maltera u očvrslom stanju (sprovedena pri starosti od 28 dana) obuhvatila su sledeća svojstva: zapreminsku masu (γ_{28}), čvrstoću pri savijanju (f_s) i pritisku (f_p), atheziju (f_{ad}) i modul elastičnosti (E); oni su prikazani u tabeli 3.

Prilikom ispitivanja adhezije su upotrebljene betonske ploče dimenzija 40x40x5cm, u svojstvu podloge. Nakon pripreme, sveže malterske mešavine su ručno nanete na površinu ploča, u sloju od 3 cm. Betonske ploče su prethodno očišćene pomoću čelične četke i natopljene vodom jedan sat pre nanošenja maltera. Nega nanetog maltera je vršena tokom narednih 28 dana pokrivanjem vlažnom tkaninom. Adhezija je testirana pomoću "Pull-off" uređaja proizvedenog od strane firme "Controls", brzinom od 0.5kN/s±0.1kN/s.

Tabela 3. Svojstva očvrslih maltera pri starosti od 28 dana

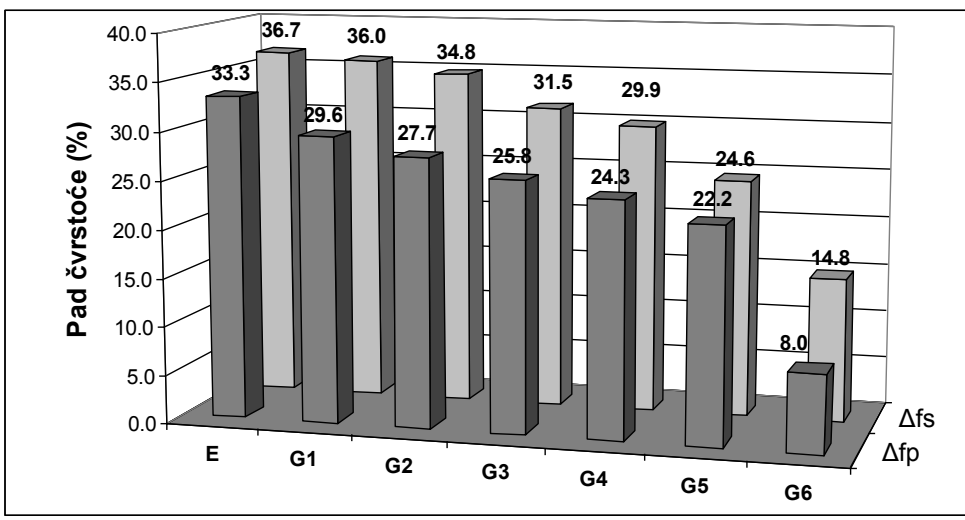
Serija:	*E*	*G1*	*G2*	*G3*	*G4*	*G5*	*G6*
γ_{28} *(g/cm^3)*	2.143	2.130	2.080	1.990	1.970	1.970	1.890
f_s *(MPa)*	7.63	7.38	6.50	5.88	5.63	5.00	4.37
f_p *(MPa)*	46.6	39.8	32.8	29.4	20.6	18.8	16.6
f_{ad} *(MPa)*	2.22	2.03	1.99	1.81	1.79	1.72	1.59
E (GPa)	25.6	23.0	22.4	21.6	20.1	19.5	19.2

Osim navedenih ispitivanja, na predmetnim malterima je pri starosti od 28 dana vršeno i ispitivanje trajnosti, u vidu otpornosti na dejstvo mraza. Uzorci napravljeni od svih sedam mešavina maltera su najpre zasićeni vodom, a zatim izloženi ciklusima zamrzavanja (u trajanju od 4 sata na temperaturi od -20°C) i odmrzavanja (još 4 sata na +20°C). Nakon 15 ovakvih ciklusa utvrđene su čvrstoće uzoraka koji su izlagani predmetnom tretmanu i uzoraka koji su sve vreme čuvani u vodi na +20°C (etalona). Ovi rezultati su prikazani u tabeli 4, zajedno sa rezultatima etalona. Zbog stanja uzoraka serije E i G1, u njihovom slučaju je bilo nemoguće dobiti rezultate ispitivanja. Već je vizuelna inspekcija tretiranih uzoraka otkrila pozitivan uticaj upotrebe gumenog agregata.

Tabela 4. Rezultati ispitivanja dejstva mraza na uzorke maltera sa dodatkom gume

	Savijanje [MPa]		Pritisak [MPa]	
	Etaloni	Izloženi uzorci	Etaloni	Izloženi uzorci
E	7.9	5.0	52.3	34.9
G1	7.5	4.8	44.2	31.1
G2	6.9	4.5	37.5	27.1
G3	6.1	4.2	33.0	24.5
G4	4.8	3.4	28.5	21.6
G5	4.7	3.5	26.1	20.3
G6	3.4	2.9	17.3	16.0

Na bazi rezultata prikazanih u tabeli 4, sračunate su vrednosti pada čvrstoće u odnosu na uzorke koji nisu izlagani ciklusima. Ovaj pad čvrstoće prikazan je grafički na slici 3.



Slika 3. – Pad čvrstoće (pri pritisku i pri savijanju) maltera izloženih cikličnom dejstvu mraza

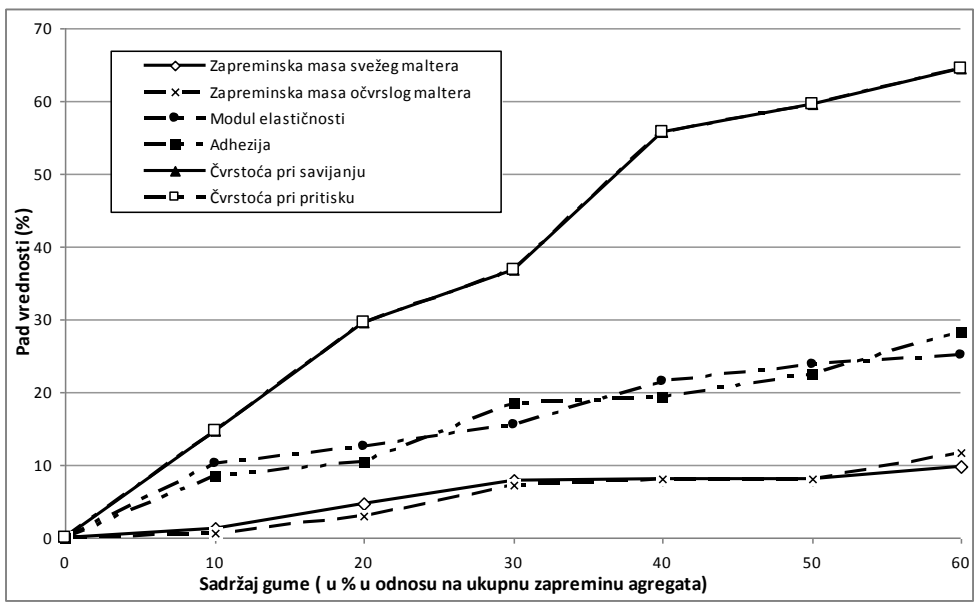
4. ZAKLjUČAK

U radu su prikazani rezultati eksperimentalnih istraživanja fizičko-mehaničkih svojstava maltera sa dodatkom gumenog agregata. Sadržaj gumenog agregata varirao je u granicama od 0% (za etalon) do zamene 60% zapremine upotrebljenog prirodnog rečnog agregata (peska). Dobijeni rezultati su pokazali pad vrednosti svih istraživanih svojstava osim otpornosti na

dejstvo mraza. Ovaj pad je prikazan na slici 4, za sve parametre osim trajnosti, pri starosti od 28 dana.

Što se tiče fizičkih svojstava, zapreminska masa u svežem i očvrslom stanju opale su do oko 10% sa povećanjem sadržaja gumenog agregata, dok su razlivanje i sadržaj vazduha blago povećani. Kod modula elastičnosti pad je iznosio oko 25%.

U pogledu mehaničkih svojstava, najveći pad je zapažen kod čvrstoće pri savijanju i pri pritisku. Sprovedena ispitivanja su pokazala da je zamena od 60% (zapreminski) agregata u cementnom malteru gumenim agregatom dovela do smanjenja od 64,4% čvrstoće pri pritisku maltera, pri starosti od 28 dana. U pogledu mehaničkih osobina, pad adhezije bio je najmanji, i iznosio je 28,4% za seriju sa 60% gume (zapreminski). Pored toga, iz tabele 3 je očigledno da su sve vrednosti adhezije prelazile uobičajeni minimum od 1,5 MPa. Sve osobine izgleda da padaju gotovo linearno, u skladu sa rezultatima istraživanja sprovedenih od strane drugih istraživača [10, 11, 12].



Slika 4. Promena svojstava maltera sa gumenim agregatom

Što se otpornosti na mraz ispitivanih maltera tiče, pad čvrstoće kod etalona iznosio je 33.3% i 36.7% za čvrstoću pri pritisku i savijanju, respektivno, dok je kod maltera sa dodatkom gume taj pad samo 8.0% i 14.8%. Ukoliko bi se dozvolio pad čvrstoće od 25%, sa slike 3 se vidi da bi posle tretmana izlaganja dejstvu mraza samo malteri sa 50% i 60% gume zadovoljili taj kriterijum. To je posledica činjenice da guma omogućuje svojevrsnu elastičnu relaksaciju unutrašnjih pritisaka koji se javljaju usled širenja leda u malteru.

Sa inženjerske tačke gledišta, jasno je da upotreba reciklirane gume u svojstvu agregata u malterima i betonima može biti uspešna u izvesnoj meri, u pogledu fizičko-mehaničkih svojstava [13]. Smanjena zapreminska masa pruža mogućnost da se projektuju laki betoni i malteri. Imajući u vidu druge prednosti ovih kompozita (npr. zvučna i toplotna izolacija,

otpornost na mraz, otpornost na udar), postoji realna mogućnost njihove primene u određenim slučajevima, nakon postizanja optimalnog balansa između sadržaja gumenog agregata s jedne strane, i prihvatljivog nivoa fizičko-mehaničkih svojstava dobijenih kompozita sa druge.

S obzirom da cementni kompoziti sa dodatkom gumenog agregata imaju odličnu apsorbciju vibracija, visoku apsorbciju zvuka, nižu osetljivost na temperaturne promene, ovi kompoziti sa dodatkom reciklirane gume takođe imaju primenu u izradi obloga za izolaciju krovova, zvučnih barijera u građevinarstvu, vodootpornih membrana, podloga za sportske terene i dečja igrališta, popločavanje šetališta, bašta, prostora oko bazena, itd.

6. ZAHVALNOST

U radu je prikazan deo istraživanja koje je pomoglo Ministarstvo prosvete, nauke i tehnološkog razvoja Republike Srbije u okviru tehnološkog projekta TR 36017 pod nazivom: "Istraživanje mogućnosti primene otpadnih i recikliranih materijala u betonskim kompozitima, sa ocenom uticaja na životnu sredinu, u cilju promocije održivog građevinarstva u Srbiji".

LITERATURA

[1] United Nations. 1987., *Report of the World Commission on Environment and Development*, General Assembly Resolution 42/187, 11 December 1987.,

[2] Stanojević, D. D., Rajović, M. B., Rajković, D.V., *Management of used tires, accomplishments in the world, and situation in Serbia*, Hem. Ind. 65, 2011, 627-738 (In Serbian),

[3] R.M. Mercedes, J.S.C. Astorqui and M.G. Cortina, *Viability analysis and constructive applications of lightened mortar (rubber cement mortar)*, Constr Build Mater 21 (2007), pp. 1785–1791.

[4] D. Raghavan, H. Huynh and C.F. Ferraris, *Workability, mechanical properties and chemical stability of a recycled tyre rubber-filled cementitious composite*, J Mater Sci 33 (1998), pp. 1745–1752.

[5] Richardson, A., Coventry, K., Ward, G., *Freeze/thaw protection of concrete with optimum rubber crumb content*, J. of Cleaner Prod. 23, 2012, 96-103,

[6] *SRPS B.B8.031:1982 "Crushed aggregate - Determination of particle density and water absorption",*

[7] *SRPS EN 196 -1 "Methods of testing cement - Part 1: Determination of strength"*,

[8] *SRPS B.C8.050:1981 "Air content of hydraulic cement mortar"*

[9] *SRPS EN 1015-3:2008 "Methods of test for mortar for masonry - Part 3: Determination of consistence of fresh mortar (by flow table)"*

[10] J. C. Pais, P. A. A. Pereira, *The improvement of pavement performance using asphalt rubber hot mixes*, International Symposium on Highway and Bridge Engineering, Romania (2007).

[11] M. C. Zanetti, G. Genon, Recycle of used tyres: *Cryogenic disintegration and reuse of the obtained products*, Sustainable Waste Management and Recycling: Challenges and Opportunities. Volume 3, Used/Post-Consumer Tyres, (2004) 119-126.

[12] R. Siddique, *Waste Materials and By-Products in Concrete*, Scrap Tires, Chapter 4, Springer; 1 edition, (2007) 121-145.

[13] Jevtić D, Zakić D, Savić A: *Investigation of cement based composites made with recycled rubber aggregate*, Hemijska industrija, 2012, DOI:10.2298/HEMIND111203010J

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

SIMPOZIJUM VRNJAČKA BANJA 19-21. SEPTEMBAR 2012.

Dimitrije Zakić[1], Dragica Jevtić [2], Aleksandar Savić[3], Aleksandar Radević[4]

ISPITIVANJE KVALITETA MIKROARMIRANOG BETONA UGRAĐENOG U KONSTRUKCIJU

Rezime:

U radu su prikazani standardni i nestandardni postupci koji se mogu primeniti za ispitivanje i ocenu kvaliteta mikroarmiranog betona ugrađenog u konstrukciju. S obzirom da se ovaj tip kompozita najčešće koristi za izradu industrijskih podova, temeljnih ploča i cementnih košuljica, razmatran je - kao opšti, slučaj ispitivanja konstrukcije tipa betonske ploče na zemlji.

Ključne reči: Mikroarmirani beton (MAB), ispitivanje in situ, ocena kvaliteta betona, industrijski podovi, betonske konstrukcije.

QUALITY ASSESSMENT OF FIBER REINFORCED CONCRETE IN SITU

Summary:

Several standard and non-standard methods which may be used for testing and quality assessment of fiber reinforced concrete inside the concrete structure are presented in this paper. Having in mind the fact that this type of composite is mainly used for industrial floors, foundation plates and cement screeds, the general case of testing the concrete plate on the ground is analyzed.

Key words: Fiber reinforced concrete (FRC), testing in situ, concrete quality assessment, industrial floors, concrete structures.

[1] *Doc. dr, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bul. kralja Aleksandra 73, dimmy@imk.grf.bg.ac.rs*
[2] *Prof.dr, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bul. kralja Aleksandra 73, dragica@imk.grf.bg.ac.rs*
[3] *Asist.prip., Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bul. kralja Aleksandra 73, sasha@imk.grf.bg.ac.rs*
[4] *Asist.pr., Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bul. kralja Aleksandra 73,aradevic@imk.grf.bg.ac.rs*

1 UVOD

Poznata je činjenica da mikroarmirani betoni (MAB) predstavljaju kompozitne materijale dobijene ojačanjem cementne matrice pomoću ravnomerno raspoređenih - dispergovanih vlakana. Ova vlakna mogu biti prirodnog ili veštačkog porekla, a danas se u građevinarstvu najviše primenjuju čelična, sintetička (obično polipropilenska) i staklena vlakna.

S obzirom da se mikroarmirani kompoziti najčešće koriste za izradu industrijskih podova, temeljnih ploča i cementnih košuljica (preko 90% slučajeva primene u razvijenim zemljama), u radu će u daljem biti razmatran - kao opšti slučaj, primer ispitivanja industrijskog poda, odnosno konstrukcije tipa betonske ploče na zemlji.

Industrijski podovi su u principu višeslojni sistemi, koji se najčešće primenjuju u industrijskim halama, skladištima, garažama, prodajnim i izložbenim prostorima i sličnim objektima. Ovakve konstrukcije se projektuju i izvode tako da izdrže često ekstremna opterećenja, a da pri tome zadovolje i sve neophodne zahteve investitora u pogledu trajnosti, funkcionalnosti i estetskih parametara. S tim u vezi, izražena je potreba za stalnim usavršavanjem svojstava materijala koji se primenjuju u ovoj oblasti, a u koje spadaju i mikroarmirani betoni. S druge strane, primena savremenih materijala podrazumeva i nove metode za ispitivanje i ocenu kvaliteta tih materijala, kako u laboratorijskim uslovima, tako i prilikom ispitivanja in situ (na gradilištu, odnosno u okviru već izgrađenog objekta).

U oblasti industrijskih podova javljaju se uticaji koji se po svom karakteru, intenzitetu i frekvenciji pojavljivanja u velikoj meri razlikuju od opterećenja karakterističnih za, na primer, zgradarstvo ili mostogradnju. Naime, oštećenja industrijskih podova najčešće su posledica intenzivnog saobraćaja, učestalih udara, pokretanja i zaustavljanja (odnosno podizanja i spuštanja) teških tereta, delovanja agresivnih supstanci (kiselina, baza i sl.) i/ili temperaturnih promena.

S obzirom na specifičnosti mikroarmiranog betona kao kompozitnog materijala, a takođe imajući u vidu i prethodno navedena svojstva industrijskih podova kao specifičnih betonskih konstrukcija, u daljem tekstu će biti analizirane neke standardne i nestandardne metode koje se mogu primeniti za ispitivanje i ocenu kvaliteta već ugrađenog mikroarmiranog betona.

Kada se govori o aktuelnosti problematike o kojoj je ovde reč, treba naglasiti činjenicu da su - naročito počev od 80-tih godina prošlog veka pa sve do danas, održani brojni međunarodni kongresi i savetovanja koji se bave industrijskim podovima, a podjednako brojni su bili i skupovi koji se bave tematikom mikroarmiranja. Pored toga, 1999. godine formirana je i tehnička komisija RILEM-a TC 184-IFE ("Industrijski podovi otporni na agresivne uticaje, uključujući sanaciju i održavanje"), čiji je cilj harmonizacija postojećih nacionalnih metoda i formulisanje međunarodnih preporuka za ispitivanje i ocenu kvaliteta materijala i konstrukcija. U tom smislu, jedan od najvažnijih ciljeva ove Komisije predstavlja usvajanje metodologije procene performansi i relevantnih svojstava materijala koji se koriste za izvođenje industrijskih podova, kao i utvrđivanje jednostavnih i pouzdanih postupaka ispitivanja – po mogućstvu tipa metoda bez razaranja koje su primenjive in situ.

Slojevi industrijskog poda, kako pojedinačno, tako i kao celina, moraju imati zadovoljavajuća svojstva u pogledu: čvrstoće pri pritisku, čvrstoće pri savijanju, adhezije (prianjanja), udarne otpornosti, habanja (abrazije), vodonepropustljivosti, skupljanja, hemijske otpornosti, žilavosti, elektroprovodljivosti, otpornosti na klizanje, ravnosti, itd.

2 STANDARDNE METODE ISPITIVANJA

Potreba da se ispita kvalitet i performanse betona koji je već ugrađen u konstrukciju (in situ), sve češće se javlja u savremenom građevinarstvu. To je naročito izraženo kod industrijskih i drugih tipova podova (skladišta, garaža), kod kojih nakon noseće betonske ploče koja je armirana klasičnom i/ili mikroarmaturom, sledi još jedan ili više slojeva poda napravljenih od različitih materijala (kompozita na bazi cementa, epoksidne smole, poliuretana, poliestra, gume, asfalta, keramičkih pločica, itd.). Naime, pre ugradnje ovih slojeva, praktično je obavezno da se proveri kvalitet podloge – betona, barem u smislu osnovnih mehaničkih svojstava - čvrstoće pri pritisku i athezije (prianjanja).

Uobičajene tehnike, odnosno standardne metode ispitivanja, podrazumevaju da se u takvim slučajevima napravi kombinacija destruktivnih i nedestruktivnih metoda ispitivanja. To najčešće znači da se na licu mesta vadi određen broj uzoraka betona iz konstrukcije (tzv. kernova), na kojima je kasnije moguće u laboratorijskim uslovima ispitati čvrstoću pri pritisku, čvrstoću pri zatezanju cepanjem, modul elastičnosti, zapreminsku masu, itd. Istovremeno, in situ se primenjuju i jedna ili više metoda bez razaranja (sklerometar - Šmitov čekić, ultrazvuk), odnosno metoda lokalne destrukcije ("pull-off", "pull-out" ili "break-off" test).

S obzirom da su ove metode standardizovane i već uglavnom dobro poznate stručnoj javnosti, one ovom prilikom neće biti detaljnije razmatrane. Međutim, treba naglasiti činjenicu da, kada je reč o ispitivanju mikroarmiranih betona, napred navedene metode nisu ni u kom slučaju dovoljne da bi se izvršila ocena kvaliteta ovakvog betona ugrađenog u konstrukciju, odnosno da bi se dao merodavan sud o efektima mikroarmiranja. Naime, brojna ispitivanja su pokazala da se čvrstoća pri pritisku betona malo ili uopšte ne menja nakon dodavanja vlakana u cementnu matricu. S druge strane, čvrstoća pri zatezanju (koju možemo da ispitamo na kernovima pomoću metode cepanja – tzv. "Brazilskog opita"), može se u većoj ili manjoj meri povećati mikroarmiranjem, ali to zavisi od brojnih parametara (najviše od vrste i količine upotrebljenih vlakana). Međutim, s obzirom da se u većini slučajeva betonu dodaju relativno male količine mikroarmature (na primer: 700-900 g/m^3 polipropilenskih ili 20-30 kg/m^3 čeličnih vlakana), to će samo u manjoj meri uticati na povećanje čvrstoće pri zatezanju takvog betona.

Što se tiče nedestruktvinih metoda, ako se uporedno ispitaju betoni istog sastava – pri čemu je jedan spravljen sa vlaknima, a drugi bez dodatka mikroarmature, rezultati ispitivanja u principu neće pokazati značajne razlike. Samo kod metoda lokalne destrukcije (na pr. kod najčešće upotrebljavane "pull-off" metode), dodatak vlakana može da doprinese znatnom povećanju sile čupanja – mada i ovakav stav treba uzeti sa rezervom, ukoliko se primenjuju napred navedene minimalne količine mikroarmature.

Zbog svega što je prethodno izloženo, jasno je da u slučaju ispitivanja već ugrađenog mikroarmiranog betona obavezno treba primeniti i neke druge, specifične metode za ocenu kvaliteta i performansi predmetnog betona. To ne znači da uobičajene, klasične metode ispitivanja in situ ne treba koristiti - već ih samo treba dopuniti novim, uglavnom još uvek nestandardnim metodama, koje će nam pomoći da u potpunosti sagledamo kvalitet ugrađenog betona i ocenimo efekte njegovog mikroarmiranja.

Poboljšanje performansi mikroarmiranih kompozita u odnosu na njihove pandane spravljene bez dodatka vlakana, najviše se očituje u vidu povećanja njihovog kapaciteta da apsorbuju energiju tokom loma (tj. u vidu povećanja duktilnosti betona). U daljem tekstu biće prikazane dve nestandardne metode koje se mogu koristiti za ocenu duktilnosti (odnosno žilavosti) već ugrađenog mikroarmiranog betona.

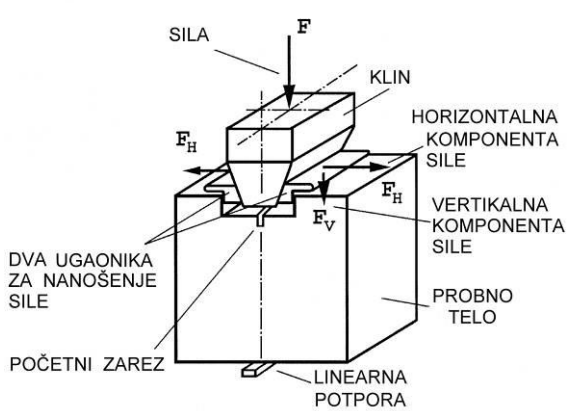
3 NESTANDARDNE METODE ISPITIVANJA

Kao što je poznato, jedan od osnovnih razloga za primenu mikroarmature kod betona i maltera je nastojanje da se poboljša kapacitet apsorbovanja energije cementne matrice. Uobičajeno je da se veličina energije, apsorbovane tokom ispitivanja materijala do loma, kvantifikuje preko površine ispod σ-ε dijagrama (napon-dilatacija), ili odgovarajuće površine zahvaćene dijagramom P-Δl (sila-izduženje, odnosno sila-ugib). Sposobnost kompozita da izdrži određene deformacije pre nego što dođe do njegovog otkaza, definiše se, u okviru brojnih standardizovanih i nestandardizovanih metoda, preko različitih parametara koji se najčešće nazivaju indeksi žilavosti.

Ipak, značajan problem kod određivanja parametara žilavosti betona predstavlja činjenica da većina (naročito standardnih) metoda, nije primenljiva u slučaju ispitivanja in situ. Naime, radi se uglavnom o metodama zasnovanim na ispitivanju prizmatičnih uzoraka pri savijanju, a takve uzorke je veoma teško izvaditi iz već gotove konstrukcije. S druge strane, postoje i metode u okviru kojih se mogu koristiti cilindrični uzorci (tj. kernovi koje uobičajeno vadimo iz konstrukcije), ili metode koje se koriste direktno na konstrukciji bez njenog oštećenja.

U prvu grupu metoda spada metoda CK ("Cepanje pomoću klina" ili "*Wedge-splitting test*"), koju su razvili Tschegg i Linsbauer, u cilju karakterizacije ponašanja betona u domenu mehanike loma. Metoda CK prihvaćena je i preporučena za praktičnu primenu od strane tehničkog komiteta RILEM 50-FMC.

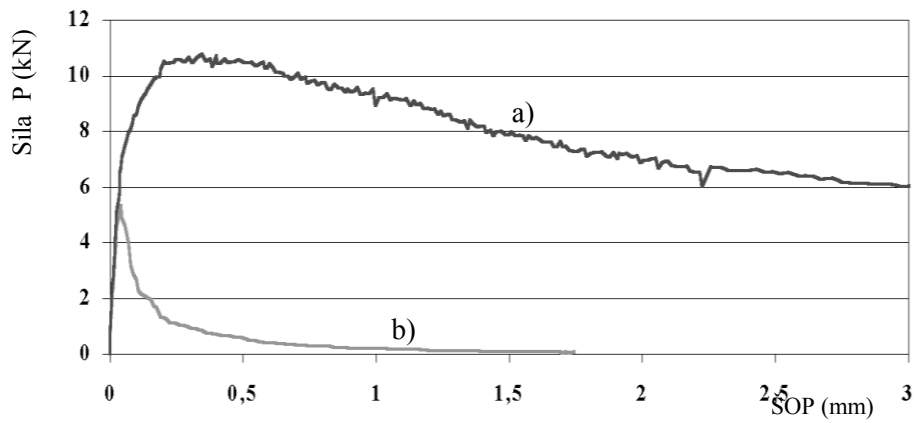
Dispozicija koja se koristi kod ove metode prikazana je na slici 1. Ispitivanje može da se vrši na probnim telima oblika kocke ili cilindra, kod kojih je prethodno urezan pravougaoni žljeb sa početnim zarezom. Sila cepanja prenosi se sa hidraulične prese na uzorak putem specijalnog čeličnog klina koji se utiskuje u žljeb (sa gornje strane uzorka), dok je sa donje strane uzorak linijski oslonjen preko odgovarajuće čelične šipke. Čelični ugaonici preko kojih se vrši prenošenje vertikalne sile, a koji se postavljaju unutar žljeba, prouzrokuju cepanje betonskog uzorka tokom utiskivanja klina, duž unapred zadate pukotine - zareza. Klin prenosi silu (F) na probno telo na taj način što je horizontalna komponenta (F_H) - koja cepa probno telo, znatno veća od vertikalne komponente (F_V) kojom se dodatno stabilizuje pravac propagacije pukotine u ravni koju određuju oslonac i početni zarez. Ukoliko je ugao klina dovoljno mali, vertikalna komponenta sile (F_V) u principu ne utiče na rezultate testa, što je potvrđeno eksperimentima autora predmetne metode.



Slika 1 – Dispozicija ispitivanja kod metode CK

Za evaluaciju duktilnosti, kod metode CK koriste se dijagrami σ-w (napon-lokalno razdvajanje), koji se dobijaju tako što se tokom cepanja probnog tela pomoću klina, registruje promena širine otvora prsline na mestu zareza (*ŠOP*). Ova promena meri se u pravcu dejstva sile F_H upotrebom elektronskih deformetara (*LVDT*). Lokalno razdvajanje, odnosno promena širine prsline na mestu zareza (*ŠOP*), automatski se registruje tokom celog eksperimenta u funkciji povećanja sile F i koristi se kao feedback - tako da se brzina deformacije održava konstantnom za sve vreme trajanja testa.

Kao i kod većine drugih metoda ispitivanja duktilnosti, i ovde površina ispod dijagrama sila-deformacija predstavlja meru apsorbovane energije betona. Kao osnovni parametar duktilnosti kompozita, definiše se njegova ekvivalentna čvrstoća za unapred definisanu (zadatu) veličinu deformacije (*ŠOP*). Što neki kompozit ima veću ekvivalentnu čvrstoću, to je veća njegova otpornost prema širenju prsline, a samim tim i njegova duktilnost (žilavost).
Na narednoj slici 2, prikazani su karakteristični dijagrami za dva betona istog sastava, od kojih je jedan spravljen sa dodatkom čeličnih vlakana, a drugi bez mikroarmature.



Slika 2 - Karakteristični dijagrami *P-ŠOP* za slučaj betona sa (a) i bez vlakana (b)

Osim statičkih metoda ispitivanja duktilnosti mikroarmiranih kompozita (među koje spada i napred prikazana metoda CK), aktuelni su i različiti dinamički postupci ispitivanja. Međutim, i u ovom slučaju većina metoda vezana je za laboratorijska istraživanja i nisu primenjive u slučaju ispitivanja betona in situ. Izuzetak predstavlja metoda udarne mase - tzv. "*Drop-weight test*", pomoću koje je moguće obaviti dinamičko ispitivanje duktilnosti već ugrađenih mikroarmiranih kompozita (na pr. u okviru AB ploče ili cementne košuljice).

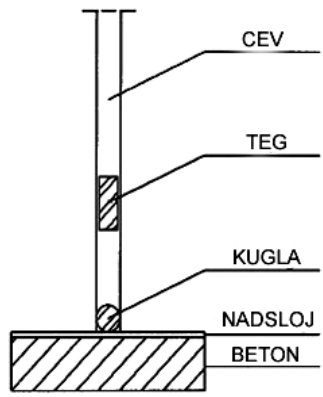
Postupak ispitivanja kod predmetne metode ogleda se u sledećem: teg konstantne mase pada na podlogu s različitih visina ili se visina drži konstantnom, a varira se masa tega (prvi slučaj je prikladniji za primenu in-situ, dok se drugi može primenjivati u laboratorijskim uslovima). Teg pada kroz cev postavljenu direktno iznad čelične kugle koja leži na površini uzorka na mestu ispitivanja (videti sliku 3). Svaki udar mora biti izveden na novom, neoštećenom mestu na podlozi koja se ispituje (u skladu sa odredbama standarda ASTM D 2394). Ako pri prvom udaru ne dođe do oštećenja, povećava se visina za jedan korak (15 cm), a u suprotnom se smanjuje i nakon toga se ispituje sledeće mesto. Za svaku novu visinu ispitivanja, vrši se vizuelno-makroskopski pregled podloge i beleži se svako eventualno nastalo oštećenje (udubljenje, prslina, delaminacija, drobljenje itd.). Kriterijum za ocenu ostvarenih rezultata ispitivanja vezan je za vrstu registrovanih oštećenja i dimenzije udubljenja nastalih

usled dejstva udarnog opterećenja. Kao konačan rezultat ispitivanja, sračunava se energija koja je potrebna za nastanak prve prsline (ili nekog drugog, značajnijeg oštećenja - kao što su drobljenje, odlamanje i sl.) na ispitivanoj podlozi.

Ukupna energija koja je utrošena nakon N udaraca tega mase m (koji pada sa visine h), neophodnih da dođe do unapred definisanog oštećenja (ili loma) ispitivanog materijala, određuje se kao:

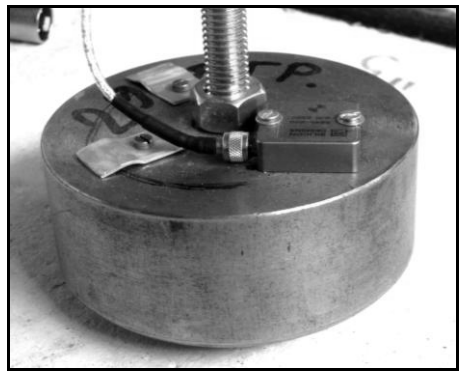
$$E_N = N \cdot E = N \cdot m \cdot g \cdot h,$$

U cilju klasifikacije industrijskih podova, registrovana količina energije potrebna za pojavu oštećenja na ispitivanoj podlozi (na pr. na finalnom nadsloju izvedenom preko betonske ploče), može se uporediti sa graničnim vrednostima definisanim u standardu EN 1504-2. Naime, ovaj standard definiše 3 klase otpornosti na udar obloga (nadslojeva) koje se nanose preko betonskih podova: Klasa 1 (E = 4 Nm), Klasa 2 (E = 10 Nm) i Klasa 3 (E = 20 Nm).



Slika 3 – Ispitivanje industrijskih podova metodom udarne mase

Prikazana metoda modifikovana je za potrebe ispitivanja mikroarmiranih betona tako da se, umesto tega i čelične kugle, kao udarna masa koristi samo jedan teg – mase 3kg koji je na vrhu zaobljen (kao metak). Ovaj teg pada sa konstantne visine od 30 cm kroz plastičnu cev, pri čemu je sa gornje, ravne strane tega pričvršćen akcelerometar - koji je odgovarajućim kablom povezan sa uređajem za akviziciju podataka i kompjuterom (videti sliku 4). Svaki udar registruje se automatski i obrađuje pomoću odgovarajućeg softvera. Istovremeno, nakon svakog nanesenog udarnog opterećenja vrši se vizuelno-makroskopski pregled površine betona (pomoću lupe i jakog osvetljenja), u cilju detekcije eventualno nastalih oštećenja. U ovom slučaju, pod oštećenjem se smatra jasno izražena i vidljiva prslina, delaminacija ili drobljenje na površini poda. Kriterijum za ocenu ostvarenih rezultata ispitivanja vezan je za broj udaraca do nastanka prve prsline (odnosno oštećenja).



Slika 4 – Teg od kaljenog čelika mase 3 kg na koji je pričvršćen akcelerometar

Primer izgleda dijagrama promene ubrzanja udarne mase tokom vremena dat je na slici 5. Sa slike se može videti da impuls koji se registruje pomoću akcelerometra ima svoj maksimum neposredno nakon samog udara, zatim pada na nulu i menja znak (što predstavlja, u stvari, odskok udarne mase od površine betona), da bi se postepeno smirio tokom serije oscilacija znatno nižeg intenziteta od početnih.



Slika 5 – Tipičan dijagram promene ubrzanja udarne mase tokom vremena

Osim napred navedenih metoda, tehnička komisija RILEM-a TC 184-IFE predlaže još čitav niz uglavnom nedestruktivnih postupaka za ocenu kvaliteta industrijskih i drugih podova, kao što su: infracrvena termografija, video endoskopija (pomoću optičkih vlakana), impakt-eho metoda, radarsko snimanje (GPR), metoda radioaktivnog zračenja, spektralna analiza površinskih talasa, itd. Međutim, sve ove metode podrazumevaju veoma skupu opremu i obučene stručnjake koji umeju da je pravilno koriste i da interpretiraju dobijene rezultate ispitivanja.

4 ZAKLJUČAK

U savremenom građevinarstvu, evidentna je potreba da se formulišu i standardizuju metode i tehnike pomoću kojih je moguće što jednostavnije i preciznije izvršiti ispitivanje i ocenu kvaliteta betona ugrađenog u konstrukciju. To je posebno izraženo u slučaju mikroarmiranih kompozita, kod kojih su klasične metode nedovoljne za takvu ocenu, a neke druge - specifične metode i tehnike su još uvek uglavnom nestandardizovane.

Stoga je u ovom radu učinjen pokušaj da se prikažu dve relativno nove, nestandardne metode za ocenu kvaliteta mikroarmiranog betona in situ – koje su pogodne, pre svega, za ispitivanje mehaničkih svojstava industrijskih podova (betonske ploče i njenih nadslojeva), ali se svakako mogu primeniti – uz određene modifikacije, i na druge elemente konstrukcija izvedenih od mikroarmiranog betona. Prednost prikazanih metoda ("Cepanja klinom" i "Udarne mase"), ogleda se i u činjenici da ne zahtevaju prevelika ulaganja u opremu i obuku kadrova, pa se prema tome mogu uspešno primeniti i u našim uslovima.

U svakom slučaju, da bi napred navedene, kao i neke metode koje ovom prilikom nisu detaljnije analizirane, postale standardne - treba izvršiti dodatna istraživanja i uspostaviti dobre korelacije između laboratorijskih testova i svojstava materijala utvrđenih in situ.

5. ZAHVALNOST

U radu je prikazan deo istraživanja koje je pomoglo Ministarstvo prosvete, nauke i tehnološkog razvoja Republike Srbije u okviru tehnološkog projekta TR 36017 pod nazivom: "Istraživanje mogućnosti primene otpadnih i recikliranih materijala u betonskim kompozitima, sa ocenom uticaja na životnu sredinu, u cilju promocije održivog građevinarstva u Srbiji".

LITERATURA

[1] *Istraživanje parametara duktilnosti i udarne otpornosti sitnozrnih betona mikroarmiranih sintetičkim vlaknima*/ Zakić D.// Doktorska disertacija, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 2010.

[2] *RILEM TC 184-IFE "Industrial Floors" - State of the art report N^{o} 33,* 2006.

[3] *Relevantne statičke i dinamičke metode za ocenu žilavosti mikroarmiranih betona/* Jevtić D., Zakić D., Savić A.// Građevinski materijali i konstrukcije br.1/2011, str. 3-27, ISSN 0543-0798, UDK: 624.012.45; 666.982.2; 620.178.2=861.

[4] *Tensile strength testing of fiber reinforced concrete*/ Zakić D., Jevtić D.// Proceedings of the XXV Congress of DIMK Srbija, Tara, 19-21. 10. 2011, pp. 89-98, ISBN 978-86-87615-02-1.

[5] *Eksperimentalno istraživanje parametara duktilnosti kod betona mikroarmiranih sintetičkim vlaknima*/ Zakić D.// Savremeno graditeljstvo, godina III, br. 07-2011, str. 24-37, Originalni naučni rad, UDK: 624.012.45.04, ISNN 1986-5759.

[6] *State-of-the-art in the Field of Toughness Evaluation of Fiber Reinforced Cement Composites*/ Jevtić D., Zakić D., Savić A.// 10th International Conference "Research and Development in Mechanical Industry" RaDMI 2010, Proceedings – Volume 1, Donji Milanovac, 16-19. septembar 2010, str. 128-140, ISBN 978-86-60075-017-6, Plenarno predavanje po pozivu, www.satcip.com.

[7] *New Equipment for Fracture Tests on Concrete/* Tschegg, E.K.// Materialprüfung 33, N^{o}. 11 - 12, München, 1991, pp. 338 - 342.

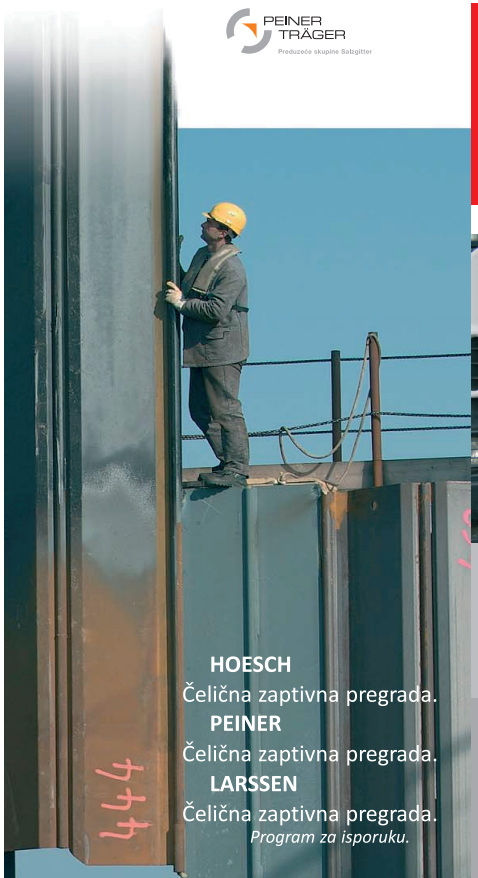
[8] *Vlaknasti betoni visokih uporabnih svojstava*/ Šušteršič J.// Doktorska disertacija, Građevinski fakultet Sveučilišta u Zagrebu, 1998.

[9] *Testing Impact Resistance of Industrial Floors Overlays/* Štirmer N., Ukrainczyk V.// 5th Intern. Colloquium, Technische Akademie Esslingen, 2003, Vol. II, pp. 627-637.

SPONZORI SIMPOZIJUMA

HOESCH
SPUNDWAND UND PROFIL
Preduzeće skupine Salzgitter

PEINER
TRÄGER
Preduzeće skupine Salzgitter



HOESCH
Čelična zaptivna pregrada.
PEINER
Čelična zaptivna pregrada.
LARSSEN
Čelična zaptivna pregrada.
Program za isporuku.



PARTNER ZA REŠENJA





ThyssenKrupp

REBLOC

SCC
STEEL CONCRETE CONSTRUCTION

ECHO

www.putinzenjering.com

Knjaževačka bb, 18000 Niš, Srbija
Tel: +381 18 215 355, +381 18 576 600
+381 18 575 574
Email: office@putinzenjering.com



armirano betonski
montažni sistem



budućnost
bezbednosti saobraćaja
na putevima
počinje ovde.

Bezbednosni sistem vozila u skladu sa EN1317.

PUT INŽENJERING

EuroGardiGroup

PROJEKTOVANJE, INŽENJERING I KONSALTING - NOVI SAD

adresa sedišta: Rumenačka 17, 21000 Novi Sad, Srbija; telefoni: (021) 512-311, (021) 512-312 telefaks: (021) 512-238; elektronska pošta: office@eurogardigroup.rs, www.eurogardigroup.rs
adresa: Božidara Boška Petrovića 5, 21000 Novi Sad, Srbija; telefoni: (021) 477-6655, (021) 477-6656; telefaks: (021) 632-3320; elektronska pošta: eurogardi@open.telekom.rs


NOVI MOST PREKO REKE SAVE
Beograd, Srbija


DRUMSKI MOST PREKO REKE SAVE
KOD SREMSKE RAČE
Srbija


"MOST SLOBODE" PREKO DUNAVA
Novi Sad, Srbija


MOST PREKO KANALA DTD NA BULAVARU EVROPE, IV FAZA
Novi Sad, Srbija

d e p a r t m a n z a m o s t o v e i p u t n e o b j e k t e


MOST ZEMUN - BORČA PREKO DUNAVA
Beograd, Srbija


PEŠAČKO - BICIKLISTIČKI MOST PREKO DUNAVCA
Novi Sad, Srbija

d e p a r t m a n z a a r h i t e k t u r u


"OPŠTA BOLNICA VRBAS" - II FAZA
Vrbas, Srbija

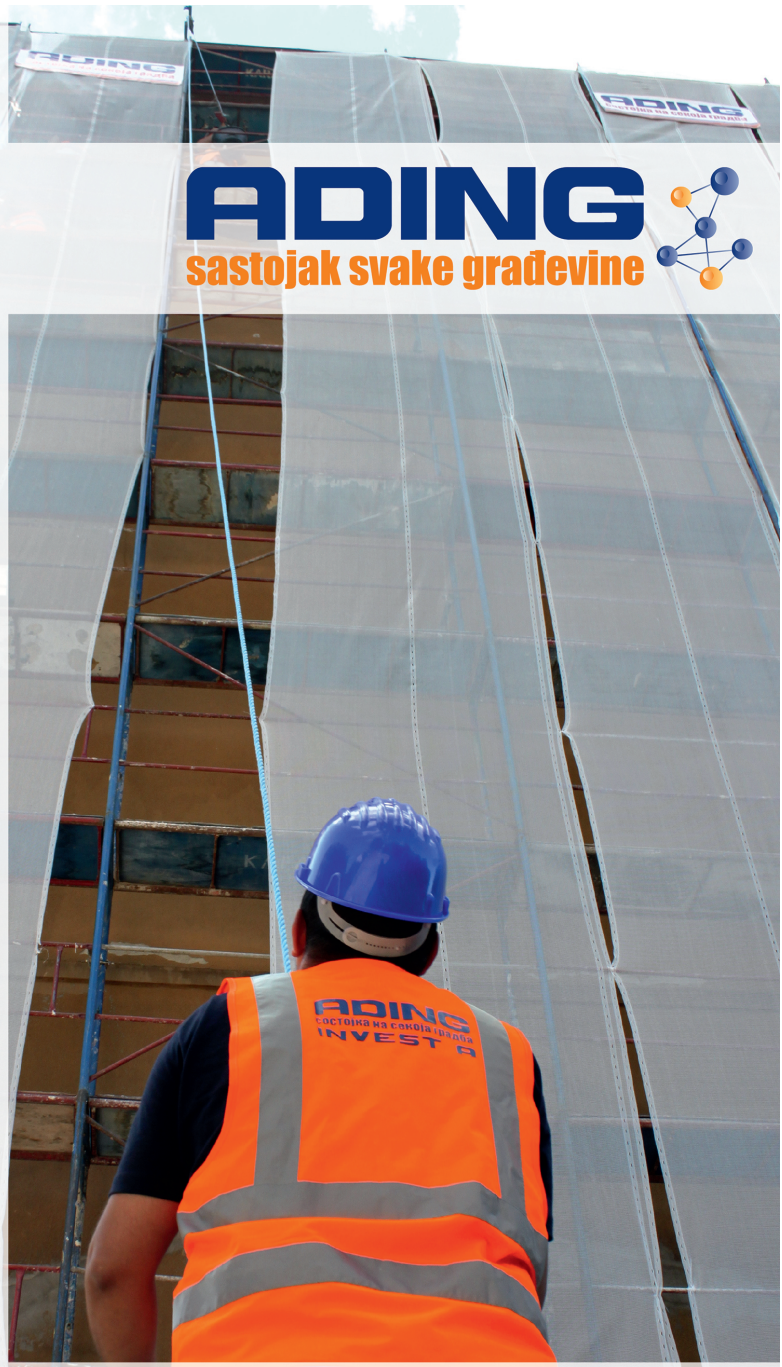

POSLOVNI OBJEKAT "DELTA GENERALI" OSIGURANJA
Novi Sad, Srbija


ARHIV GRADA NOVOG SADA
I KOMERC. - POSLOVNI CENTAR
Novi Sad, Srbija


CENTRALNA KUHINJA
"RADOSNO DETINJSTVO"
Novi Sad, Srbija

Kompanija je osnovana 1990. godine, od kada pruža usluge projektovanja, inženjeringa, konsaltinga i nadzora u oblasti visokogradnje i niskogradnje. Sa preko 50 zaposlenih, Euro Gardi Group čine sledeći departmani: Departman za arhitekturu, Departman za mostove i putne objekte, Departman Libija.

ADITIVI ZA BETONE I MALTERE
SMESE ZA IZRAVNAVANJE
ZAŠTITNI PREMAZI
GRAĐEVINSKI KITOVI
INDUSTRIJSKI I SPORTSKI PODOVI
GRAĐEVINSKA LEPILA
REPARACIJA BETONA
SMESE ZA ZALIVANJE
PROIZVODI ZA GRAĐEVINARSTVO
HIDROIZOLACIJE
PROTIVPOŽARNI MATERIJALI
DEKORATIVNI PREMAZI I MALTERI



ADING d.o.o. Nehruova 82, 11070 Novi Beograd
T/F: +381/11 6279 338, 6160 576, 6158 014 @: ading_bgd@ptt.rs

www.ading.rs